

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA
Y DE EDUCACIÓN SUPERIOR DE ENSENADA**

**DIVISION DE CIENCIAS DE LA TIERRA
DEPARTAMENTO DE SISMOLOGIA**

**IDENTIFICACIÓN DE LAS PROPIEDADES ESTRUCTURALES DE UN
EDIFICIO EN LA CIUDAD DE MÉXICO MEDIANTE PRUEBAS DE VIBRACIÓN
AMBIENTAL REALIZADAS DURANTE EL PROCESO DE REFORZAMIENTO.**

TESIS

que para cubrir parcialmente los requisitos necesarios para obtener el grado de
MAESTRO EN CIENCIAS presenta:

DIANA LETICIA FONG MATA

Ensenada , Baja California, México. Abril de 1999.

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA
Y DE EDUCACIÓN SUPERIOR DE ENSENADA .**

**DIVISION DE CIENCIAS DE LA TIERRA
DEPARTAMENTO DE SISMOLOGIA**

**IDENTIFICACIÓN DE LAS PROPIEDADES ESTRUCTURALES DE UN
EDIFICIO EN LA CIUDAD DE MÉXICO MEDIANTE PRUEBAS DE VIBRACIÓN
AMBIENTAL REALIZADAS DURANTE EL PROCESO DE REFORZAMIENTO.**

TESIS

**que para cubrir parcialmente los requisitos necesarios para obtener el grado de
MAESTRO EN CIENCIAS presenta:**

DIANA LETICIA FONG MATA

Ensenada , Baja California, México. Abril de 1999.

RESUMEN de la Tesis de DIANA LETICIA FONG MATA, presentada como requisito parcial, para la obtención del grado de MAESTRO EN CIENCIAS en SISMOLOGIA. Ensenada. Baja California México. Abril de 1999.

IDENTIFICACION DE LAS PROPIEDADES ESTRUCTURALES DE UN EDIFICIO EN LA CIUDAD DE MÉXICO MEDIANTE PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL REALIZADAS DURANTE EL PROCESO DE REFUERZO.

Resumen aprobado por:

Se describen los resultados de los estudios de vibración ambiental que se llevaron a cabo para medir los cambios en las propiedades dinámico – estructurales de un edificio de 18 pisos, resultado del refuerzo de su sistema estructural. El edificio se encuentra ubicado en la zona de transición del Valle de México. Durante el terremoto de Michoacán del 19 de Septiembre de 1985 ($M_w = 8.5$) sufrió algunos daños, por lo cual fue sometido a revisión para establecer si cumplía con las normas del reglamento de construcción de 1987 de la Ciudad de México. Como resultado de los trabajos de revisión y de los modelos numéricos elaborados, se recomendó su refuerzo. Para verificar la validez de los modelos propuestos, tanto para la condición inicial de la estructura como para la condición final de su estructura reforzada, se recomendó llevar a cabo una secuencia de mediciones de la vibración ambiental del edificio, para determinar las frecuencias características y formas modales de su primer modo de deformación en las dos direcciones de sus ejes principales de rigidez (longitudinal y transversal). En la dirección transversal el sistema estructural está integrado por seis marcos momento - resistentes de concreto reforzado, unidos entre sí por las vigas de las losas de entrepiso. Considerando un modelo simple de edificio de cortante con masas concentradas por

nivel, se modelaron las frecuencias observadas para estimar las características elásticas de sus elementos estructurales principales. esto es: módulo de elasticidad del concreto de la estructura principal; de los muros de concreto del cubo del elevador y de los muros de tabique de las escaleras. Los resultados de estos estudios se presentan y discuten en esta tesis.

Los levantamientos de vibración ambiental se efectuaron durante cinco etapas bien definidas del proceso de refuerzo. Las frecuencias del primer modo de vibración del sistema en ambas direcciones, se incrementaron en la dirección transversal de 0.56 Hz en su condición inicial a 0.74 Hz en su condición final y en la dirección longitudinal de 0.42 Hz a 0.61 Hz. Esto corresponde a un incremento en la rigidez efectiva del sistema estructural de un 28% en la dirección longitudinal y un 35% en la dirección transversal. Los corrimientos en frecuencia asociados a cada etapa se modelaron para identificar los cambios correspondientes en la distribución de los valores de los parámetros elásticos estructurales que caracterizan la respuesta del edificio, como es el módulo de elasticidad del sistema estructural y el peso específico del concreto reforzado. Para cada una de las condiciones estructurales del edificio se determina la rigidez promedio efectiva de entrepiso del sistema estructural que se considera interviene en su respuesta lineal. Los resultados de este trabajo muestran que los estudios de vibración ambiental pueden usarse como una herramienta efectiva para identificar las características dinámicas de sistemas estructurales y sus propiedades físicas. Todo lo cual es de fundamental importancia para la validación de los modelos numéricos que se elaboran para analizar el comportamiento lineal esperado de sistemas estructurales.

ABSTRACT of the Thesis of Diana Leticia Fong Mata, presented as partial requirement to obtain the MASTER IN SCIENCIAS grade in SISMOLOGY.

Ensenada, Baja California, México. April 1999.

IDENTIFICATION OF THE STRUCTURAL PROPERTIES OF A BUILDING IN MEXICO CITY FROM AMBIENT VIBRATION TESTS DURING THE RETROFITTING PROCESS.

ABSTRACT

Results of ambient vibration tests of an eighteen-story reinforced concrete building located in the transition zone of Mexico City are described. The tests were conducted to measure the change in the dynamic properties of the building as a result of the building's retrofitting process. The building suffered some damage during the $M_w = 8.5$, September 19, 1985 Michoacan earthquake. As a result of the building's structural analysis it was recommended to reinforce the two main transversal frames to increase the building's seismic resistance to the level required by the 1987 Mexico City building's code. In order to provide quantitative information as to the change in the structural behavior and validate the mathematical analyses, it was recommended to conduct a sequence of ambient vibration tests to measure its longitudinal and transversal first mode frequencies and mode shapes. In the transversal direction the structural system consists of six reinforced-concrete moment-resistant frames connected at each floor level by reinforced concrete beams and floor slabs. The measured frequencies were modeled using a simple shear building lumped mass system, to determine the distribution of the values of the structural parameters characterizing the linear response of the structure, such as the Young's modulus for the concrete and the effective Young's modulus for the masonry walls. The results of the studies are presented and discussed in this thesis.

The tests were conducted during five well-defined stages of the retrofitting process. The measured first mode system frequencies shifts in the transversal direction from 0.56 Hz.

at the initial condition to 0.74 Hz at the retrofitted condition and along the longitudinal direction from 0.42 Hz to 0.61 Hz. Corresponding to an effective system rigidity increase of 28 % in the longitudinal direction and 35 % in the transversal direction. This frequency shifts have been modeled on the basis of a simple lumped mass model to determine the distribution of the average value for the effective Young's modulus for the columns and masonry walls per floor. The distribution of values was obtained for each stage of the retrofitting process. The results of this study shows that ambient vibration test can be used as an effective tool for the identification of natural frequencies of the structures and for the determination of the elastic parameters characterizing the lineal response.

DEDICATORIA

A Nico, mi querido esposo y amigo, quien con su amor y apoyo me ha ayudado a lograr mis metas.

A mi querida hija Samantha, quien solo felicidad nos ha dado.

A mis padres, que me dieron la vida y su amor y quienes me han apoyado y alentado para continuar mis estudios.

A mis hermanos con quien comparto mi alegría.

AGRADECIMIENTOS

A mi director de tesis Dr. Alfonso Reyes Zamora por su paciente ayuda y su amable colaboración durante el desarrollo de este trabajo, así como el apoyo económico que me brindó.

A los miembros del comité, en especial al Maestro en Ingeniería Joel Melchor Ojeda por sus valiosos comentarios y correcciones del manuscrito.

Al Dr. Enrique Luco de la Universidad de California, San Diego. Por sus valiosas sugerencias para la realización este trabajo.

Al Ing. Fernando Favela Lozoya por su apoyo a la promoción del estudio de vibración ambiental del edificio Mississippi y al Ing. Fermin Athie de CFE por su apoyo brindado durante el desarrollo de los estudios de vibración ambiental.

Al Ing. Ernesto Rocha Guerrero un especial agradecimiento por su activa participación y experiencia en la adquisición de los registros de vibración ambiental.

A la Ing. Julia Sánchez por sus acertadas correcciones y consejos durante la revisión de este trabajo.

A la secretaria Dolores Carbajal por su apoyo brindado en la redacción de este trabajo.

A todos mis profesores compañeros y amigos.

Al Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología.

CONTENIDO

	Página
I. INTRODUCCIÓN.	1
I.1 Objetivos.	4
II. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO Y DE SU SISTEMA ESTRUCTURAL.	5
II.1 Localización y uso del edificio.	5
II.2 Distribución Arquitectónica.	7
II.3 Descripción del sistema estructural y parámetros físicos.	10
II.4 Descripción de las características del subsuelo.	17
II.5 Descripción de los daños en el edificio durante los terremotos del 19 y 20 de septiembre de 1985.	19
II.5.1 Descripción de la reestructuración del edificio.	21
II.6 Estudios previos para determinar las frecuencias características del edificio.	24
II.7 Descripción de los trabajos de vibración ambiental efectuados durante el proceso de reforzamiento del edificio.	26
III. DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS CARACTERÍSTICAS MODALES DEL EDIFICIO DURANTE EL PROCESO DE REFORZAMIENTO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.	29
III.1 Generalidades.	29
III.2 Trabajos de campo.	30
III.3 Descripción de los instrumentos.	34
III.4 Acondicionamiento de señales.	37
III.5 Descripción de los levantamientos y del análisis de los registros.	38
III.6 Corrección base rígida.	42
III.7 Procesamiento de los registros.	43
III.8 Cálculo del espectro de potencia.	45
III.9 Procesamiento de la componente transversal de los registros.	49
III.10 Procesamiento de la componente longitudinal de los registros.	56

IV.	DETERMINACIÓN DE LOS CAMBIOS EN LAS CARCATERÍSTICAS MODALES DEL EDIFICIO DURANTE EL PROCESO DE REFORZAMIENTO.	60
IV.1	Análisis de la frecuencia dominante de deformación del edificio por vibración ambiental.	61
IV.1.2	Análisis de los cambios en las características dinámicas en la dirección del eje transversal de rigidez del edificio.	72
IV.1.3	Análisis de los cambios en las características dinámicas en la dirección del eje longitudinal de rigidez del edificio.	73
IV.2	Frecuencias características del edificio.	76
V.	FORMULACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.	81
V.1	Relación esfuerzo – deformación para una viga con dos nodos.	88
V.2	Ecuaciones de movimiento del sistema estructural: Modelo matemático.	92
V.3	Generación del modelo matemático.	97
V.4	Cálculo de las frecuencias características y formas modales de vibración del edificio.	99
VI.	TÉCNICAS DE IDENTIFICACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.	115
VI.1	Identificación de las propiedades elásticas del edificio a partir de pruebas de vibración ambiental.	122
VI.2	Estudios paramétricos.	124
VII.	CONCLUSIONES Y RESULTADOS.	138
	LITERATURA CITADA.	161



Figura	LISTA DE FIGURAS	Página
1	Estado actual del edificio.	5
2	Vista 3-D estructura principal.	5
3	Plano de localización del edificio.	6
4	Vista en planta del sótano (Nivel -1).	8
5	Vista en planta de la planta baja (Nivel 0).	8
6	Vista en planta de los estacionamientos (Niveles 1-3).	9
7	Vista en planta de las oficinas (Niveles 4 al 15) .	9
8	Vista en 3-D del edificio Mississippi de C.F.E.	12
9	Marco A.	13
10	Marco 3.	14
11	Valores de la resistencia a la compresión del concreto $f_c(\text{kg/cm}^2)$ medidos en las columnas representativas de cada uno de los 16 niveles, así como los valores correspondientes del módulo de elasticidad del concreto, módulo de Young, estimado usando la Relación $E_c = 4270 W^{1.5} \sqrt{f'_c}$.	16
12	Localización de sondeos.	17
13	Perfil Estratigráfico del subsuelo donde está cimentado el edificio.	18
14	Reestructuración del edificio.	23
15	Etapas de levantamiento de registros de vibración ambiental de acuerdo al proceso de reforzamiento, ubicación y orientación de los acelerómetros. Los acelerómetros. Eje longitudinal del registro.	28
16	Localización de acelerómetros terra en las direcciones longitudinal y transversal.	32
17	Configuración de acelerómetros en planta	33
18	Configuración ideal del arreglo de instrumentos para medir las características dinámicas de la estructura.	41
19	Diagrama de flujo del procesamiento de los registros.	48
20a	Espectros de potencia del movimiento diferencial vertical en	50

20a	Espectros de potencia del movimiento diferencial vertical en dirección del eje transversal de la base del edificio. Sin normalizar por la longitud del eje transversal $L_t = 25.60m$.	50
20	Ubicación de los acelerómetros verticales (sitios D2 y D6) en el Sótano para medir rotación sobre el eje longitudinal, y del acelerómetro horizontal apuntando en la dirección transversal en el sitio D45.	49
21a	Espectros de potencia del desplazamiento total en cada nivel en la dirección del eje transversal agrupados en una sola gráfica. Para visualizar las amplitudes modales espectrales	53
21	Ubicación de los acelerómetros horizontales en la dirección transversal sobre el eje vertical del edificio pasando por el eje de columnas D, y de los acelerómetros verticales del sótano.	52
22a	Espectros de potencia de torsión sobre el eje transversal. Sin normalizar por la longitud del eje longitudinal L_d , ni por la longitud del eje transversal.	54
22	Ubicación de los acelerómetros para medir torsión sobre el Eje transversal N04 y N14.	55
23	Ubicación de los acelerómetros verticales (sitios G45 y A45) en El sótano para medir rotación sobre el eje transversal, y del acelerómetro horizontal apuntando en la dirección longitudinal en el sitio D45.	58
24	Ubicación de los acelerómetros en la dirección longitudinal sobre El corte vertical del edificio pasando por el eje longitudinal LL'.	59
25	Gráfica de espectros de potencia en la dirección longitudinal y transversal correspondientes a la condición inicial del edificio (primer levantamiento mayo 01, 1993).	63
26	Gráfica de espectros de potencia en la dirección longitudinal y transversal correspondientes a la condición reforzada del edificio hasta el cuarto nivel. Avance 27% (segundo levantamiento julio, 1993).	64
27	Gráfica de espectros de potencia en la dirección longitudinal y transversal correspondientes a la condición reforzada del edificio. Avance 53 % (tercer levantamiento agosto, 1993).	65
28	Gráfica de espectros de potencia en la dirección longitudinal y transversal correspondientes a la condición reforzada del edificio hasta el nivel catorce. Avance 93 % (cuarto levantamiento noviembre, 1993).	66
29	Gráfica de espectros de potencia en la dirección longitudinal y transversal correspondientes a la condición reforzada del edificio hasta el nivel catorce. Avance 93 % (cuarto levantamiento noviembre, 1993).	67
30	Gráfica de espectros de potencia en la dirección longitudinal y transversal correspondientes a la condición reforzada del edificio	68

	hasta el nivel catorce, demolición de nivel dieciséis e instalación de la cubierta en el, nivel quince. Avance 100 % (quinto levantamiento abril, 1994).	
31	Gráfica de los espectros de potencia para cada una de las tomas seleccionadas.	69
32	Amplitud espectral del primer modo de deformación del edificio y forma modal correspondiente en la dirección longitudinal y transversal, asociada a cada una de las condiciones de reforzamiento.	70
33	Valores de la frecuencia del primer modo de deformación del Edificio Mississippi, medidos por vibración ambiental (CICESE 93-94, Neftali 86) y calculados según el modelo de ULTRA base rígida e interacción suelo estructura.	79
34	Marco típico para formar la matriz de conectividad	84
35	Fuerzas y desplazamientos del miembro ij.	91
36	Distribución de rigideces y masas de entrepiso, en la dirección del eje transversal correspondiente a la condición inicial del edificio, Mayo, 1993. i.e. previo al inicio de los trabajos de reforzamiento.	105
37	Distribución de rigideces y masas de entrepiso, en la dirección del eje longitudinal correspondiente a la condición inicial del edificio, Mayo, 1993. i.e. previo al inicio de los trabajos de reforzamiento.	106
38	Frecuencias características de los 16 modos naturales de vibración	107
39	Relación de las frecuencias modales en la dirección del eje longitudinal vs. eje transversal.	107
40	Valores del factor de participación modal para cada uno de los 16 modos del sistema en la dirección del eje transversal.	108
41	Valores del factor de participación modal para cada uno de los 16 modos del sistema en la dirección del eje longitudinal	108
42.1-42.4	Formas modales o modos de deformación del edificio en las direcciones de sus ejes principales, calculados bajo la hipótesis de comportamiento de edificio de cortante.	111
42.5-42.8	Formas modales o modos de deformación del edificio en las direcciones de sus ejes principales, calculados bajo la hipótesis de comportamiento de edificio de cortante.	112
42.9 - 42.12	Formas modales o modos de deformación del edificio en las direcciones de sus ejes principales, calculados bajo la hipótesis de comportamiento de edificio de cortante.	113
42.13-42.16	Formas modales o modos de deformación del edificio en las direcciones de sus ejes principales, calculados bajo la hipótesis de comportamiento de edificio de cortante.	114
43	Variación de la frecuencia del primer modo longitudinal y transversal conforme se incrementan las secciones de las	116

	columnas de los dos marcos extremos A y G.	
44	Incremento de los momentos de inercia de las columnas de los marcos A y G.	117
45	Variación de la frecuencia del primer modo longitudinal y transversal con los valores del peso específico del cemento W_c (1.5 Ton/m ³ : 3.0 Ton/m ³).	121
47	Distribución de los valores del módulo de elasticidad, de las columnas por nivel.	131
48	Valores de las frecuencias características del primer modo longitudinal y transversal calculados en función de sus masas y rigideces efectivas.	132
49	Vista 3-D de la rejilla estructural del edificio, en la cual se muestran los pilotes de la cimentación (134 en total), losa de la cimentación, así como la interconexión de las columnas y vigas de la superestructura.	141
50	Amplitudes espectrales y formas modales del primer modo de deformación de la estructura correspondiente a la condición inicial de la estructura del edificio en mayo 01 de 1993. En la gráfica superior se observa que el valor de la frecuencia dirección longitudinal es de 0.46 Hz y en la dirección transversal de 0.56 Hz	142
51	Amplitudes espectrales y formas modales del primer modo de deformación de la estructura correspondiente a la condición inicial de la estructura del edificio en agosto 21 de 1993. En la gráfica superior se observa que el valor de la frecuencia dirección longitudinal es de 0.59 Hz y en la dirección transversal de 0.73 Hz	143
52	Amplitudes espectrales y formas modales del primer modo de deformación de la estructura correspondiente a la condición inicial de la estructura del edificio en noviembre 13 de 1993. En la gráfica superior se observa que el valor de la frecuencia en la dirección longitudinal es de 0.59 Hz y en la dirección transversal de 0.76 Hz.	144
53	Amplitudes espectrales y formas modales del primer modo de deformación de la estructura correspondiente a la condición inicial de la estructura del edificio en abril 16 de 1994. En la gráfica superior se observa que el valor de la frecuencia dirección longitudinal es de 0.61 Hz y en la dirección transversal de 0.74 Hz.	145
54	Gráficas compuestas mostrando las amplitudes espectrales del primer modo de deformación del edificio y las formas modales correspondientes a cada una de las cinco etapas de mediciones descritas en esta tesis.	147
55	Gráfica fol – fot mostrando los valores medidos de ambas	

	frecuencias correspondientes a cada una de las cinco etapas del proceso de reforzamiento.	152
56	Gráfica de los valores medidos de la resistencia a la compresión del concreto f'_c en columnas selectas de los niveles pares del edificio en su condición inicial (mayo 01, 1993). Los valores se tomaron del reporte de ULTRA.	153
57	Valores de los momentos de inercia de las columnas .	154
58	Gráfica de los valores determinados del peso específico del concreto W_C (Ton/m ³) por nivel, suponiendo que la distribución de f'_c se mantiene constante durante todo el proceso de reforzamiento.	155
59	Gráfica de los valores calculados del módulo de elasticidad del concreto (E) y de las rigideces de entrepiso k_x y k_y correspondientes a los ejes longitudinal y transversal.	158

LISTA DE TABLAS

Página

I.	Dimensiones de las plantas en metros, en donde X representa la distancia longitudinal y Y la distancia transversal, así como el nivel donde se localiza.	7
II.	Valores de f_c para cada uno de los niveles, así como valores de modulos de Young para diferentes pesos específicos.	15
III.	Dimensiones en cm de las columnas en su condición original y en su condición reforzada del Marco A y G. En donde b representa ancho de columna y h el peralte de la columna.	22
IV.	Dimensiones en cm de las vigas en su condición original y en su condición reforzada del Marco A y Marco G. En donde b representa ancho de columna y h peralte de la columna.	22
V.	Tabla de frecuencias características analíticas medidas en estudios previos.	24
VI.	Etapas del proceso de reforzamiento.	27
VII.	Especificaciones y características de los instrumentos.	35
VIII.	Número de serie y ubicación de los instrumentos utilizados.	36
IX.	Tomas de espectros de potencia seleccionados.	71
X.	Valores de las frecuencias características del primer modo de deformación asociados al proceso de rigidización de los marcos A y G. Determinados experimentalmente utilizando técnicas de vibración ambiental	75
XI.	Comparación de las frecuencias características analíticas y observadas del edificio.	80

I. INTRODUCCIÓN

El sismo del 19 de Septiembre de 1985 ha sido uno de los más destructivos en la historia de la ciudad de México debido a su gran intensidad y duración. En algunas zonas las ondas sísmicas adquirieron un carácter prácticamente armónico con un periodo dominante de dos segundos que hicieron entrar en resonancia a muchos edificios, cuyo periodo era cercano a ese valor, dañándolos seriamente. Como consecuencia de este sismo, los Ingenieros se encararon a la decisión de tener que recomendar si un edificio dañado debería ser demolido o reparado. Desde el punto de vista técnico y económico, estas recomendaciones se basan comúnmente en una evaluación cualitativa y cuantitativa de los resultados de la inspección detallada de los daños. Si una estructura se considera reparable, los detalles del proceso de reestructuración se basan en el análisis matemático de la estructura.

En este trabajo exploraremos la posibilidad de usar datos de pruebas de vibración ambiental para determinar daños estructurales asociados a sismos, y proveer información cuantitativa con respecto a cambios en las características dinámicas de la estructura.

Esta información cuantitativa se obtiene usando Técnicas de Identificación de Sistemas (Lir y Lim, 1997) en el procesado de los registros de vibración ambiental. Los cambios identificados en las frecuencias características y formas modales de vibración ofrecen una medida cuantitativa de los efectos del daño sobre la estructura. Lo que a su vez nos facilita definir sobre bases sólidas el proceso más conveniente de reparación de la estructura.

El edificio Mississippi objeto de este estudio está localizado en la ciudad de México. Se construyó en el año de 1979 y se destinó al uso de oficinas. El edificio sufrió daños durante los terremotos del 19 y 20 de Septiembre de 1985 de magnitudes $M_w = 8.1$ y $M_w = 7.5$, respectivamente.

El edificio, reforzado actualmente se encuentra en operación, es de concreto reforzado y actualmente tiene 15 niveles: sótano, planta baja, estacionamientos (N1 – N4) y del N5 al N15 oficinas. La estructura está integrada por siete marcos en la dirección longitudinal y seis en la dirección transversal, conectados en cada nivel de piso por las trabes principales y las losas de piso .

Las fachadas Sur, Este y Oeste están formadas por paredes de cristal (cancelería). El cubo del elevador, localizado en la parte central, está formado por paredes o muros de cortante. Por último, el cubo de las escaleras interiores está formado por muros de ladrillo.

Después del sismo de 1985 se observaron grietas en las trabes principales y secundarias, en tableros de losa así como en muros de tabique de las escaleras, sin presentar daños en columnas ni en la cimentación.

En Mayo de 1993 se inició el proceso de reestructuración del edificio. Este proceso involucró el reforzamiento de las columnas (incremento de su sección transversal), de sus marcos extremos A ,G y la eliminación de los niveles 16 y 17. El proceso concluyó en Abril de 1994.

A partir de Mayo de 1993 el laboratorio de Ingeniería Sísmica del Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada realizó cinco

levantamientos de registros de vibración ambiental conforme avanzó el proceso de reestructuración (Reyes, 1994) .

Para la toma de estos registros se utilizaron 12 acelerómetros que se localizaron en los diferentes niveles de la estructura para medir traslación a lo largo de los ejes longitudinal y transversal. La toma de los registros inició en: Mayo de 1993, cuando el edificio se encontraba dañado pero antes de cualquier modificación estructural; Julio de 1993 cuando el edificio se encontraba reforzado hasta el nivel 5, Agosto de 1993 cuando el edificio se encontraba reforzado hasta el nivel 11, Noviembre de 1993 cuando el edificio se encontraba reforzado hasta el nivel 15, finalmente en Abril de 1994 cuando el proceso de reforzamiento había terminado.

Los registros de las pruebas de vibración ambiental tomadas antes, durante y después del proceso de reforzamiento del edificio, representan un conjunto de información único para identificar cambios en el comportamiento estructural del edificio durante el proceso de reestructuración.

I.1 Los objetivos principales de este trabajo son:

- (a) Establecer la metodología de análisis de registros de vibración ambiental para determinar: Frecuencias características y formas modales de la respuesta de los primeros modos de deformación de la estructura a lo largo de sus ejes principales, transversal y longitudinal.
- (b) Establecer una metodología confiable para el análisis de las propiedades dinámicas de sistemas estructurales lineales que nos permitan: estimar los valores de los parámetros estructurales que caracterizan la respuesta lineal de la estructura, como son el Módulo de Young del concreto del sistema estructural y el Modulo de Young aparente de los muros de concreto del cubo de los elevadores y de los muros de mampostería del cubo de las escaleras.

II.- DESCRIPCION GENERAL DEL EDIFICIO Y DE SU SISTEMA ESTRUCTURAL.

II.1 Localización y uso del edificio .

En la figura 1 se presenta una fotografía del edificio en su estado actual y en la figura 2 una vista 3-D de superestructura principal y de los pilotes que la sustentan.

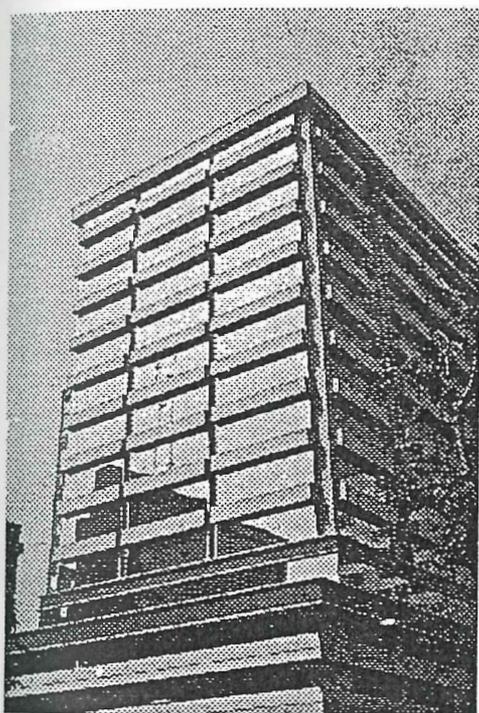


Figura 1. Estado actual del edificio.

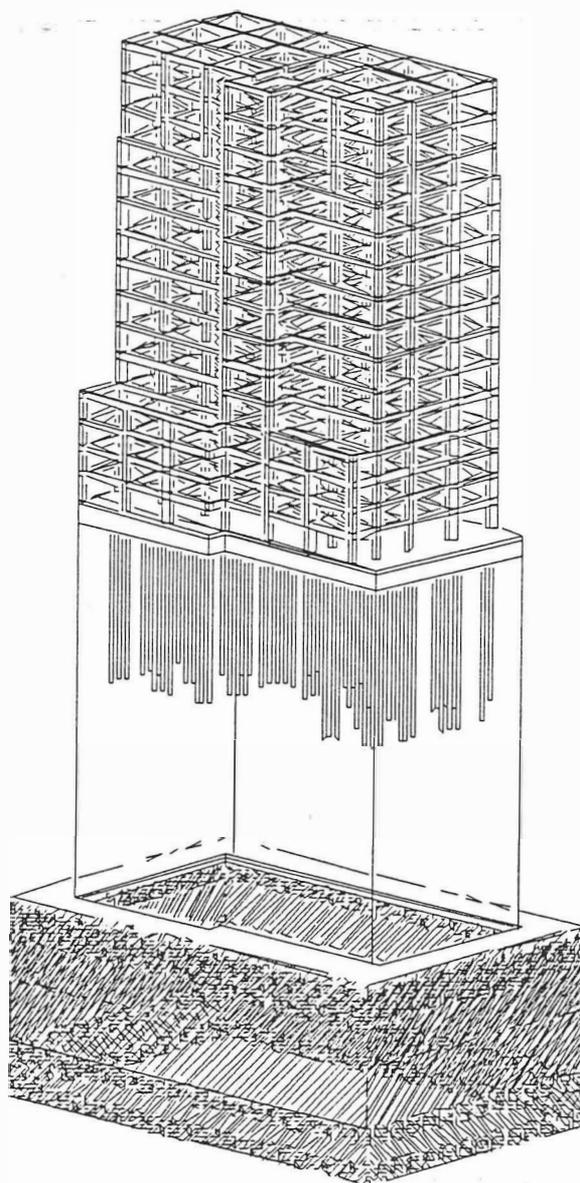


Figura 2. Vista 3-D estructura principal.

El edificio se localiza en la calle de Río Mississippi No 17 entre las calles Río Lerma y Río Atoyac de la colonia Cuauhtemoc en la ciudad de México. Está destinado al uso de oficinas de la subdirección de construcción de la Comisión Federal de Electricidad. El edificio se construyó durante el periodo 1979 - 1980. En la figura 3 se muestra el plano de su localización.

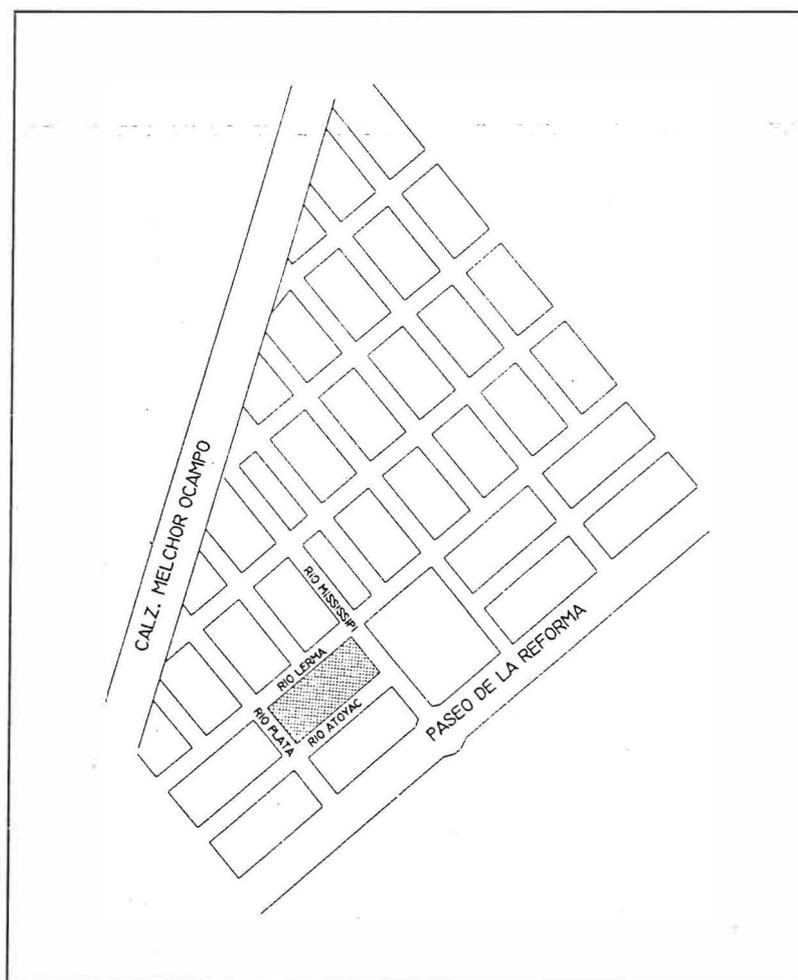


Figura 3. Plano de localización del edificio.

II.2 Distribución Arquitectónica.

El proyecto en conjunto está compuesto por tres tipos de plantas regulares: Sótano, planta baja, estacionamientos (Niveles 1 al 4) y oficinas (Niveles 5 al 15). Las dimensiones de cada una de ellas se listan en la tabla 1. Las plantas típicas correspondientes se muestran en las figuras 4, 5, 6 y 7.

El sótano representado por el nivel -1 comprende un área de 1,484 m² y es utilizado para estacionamiento. La planta baja, nivel 0 (de igual dimensión) da acceso a los 3 mezanines (estacionamiento nivel 1 al 3) cada uno con una superficie de 1,489 m². Los niveles superiores, del nivel 4 al 15 se utilizan para oficinas de la Subdirección de construcción de la Comisión Federal de Electricidad. Los elevadores ocupan el área formada por la intersección de los ejes C D y 3 4, encajonado en una torre central en la zona de escaleras como se muestra en las figuras 4, 5, 6 y 7.

Tabla I. Dimensiones de las plantas en metros, en donde X representa la distancia longitudinal y Y la distancia transversal, así como el nivel en donde se localiza

Nivel	Uso	Dimensiones		Area	Altura	Peso
		X (m)	Y (m)	m ²	m	kg
-1	Sótano	28.50	52.10	1484.85	2.88	1968234
0	Estacionamiento	28.50	52.10	1484.85	3.48	1920554
1 - 3	Estacionamientos	28.50	52.25	1489.12	8.155	1866952
4 - 15	Oficinas	28.50	49.25	1403.63	39.10	1281033

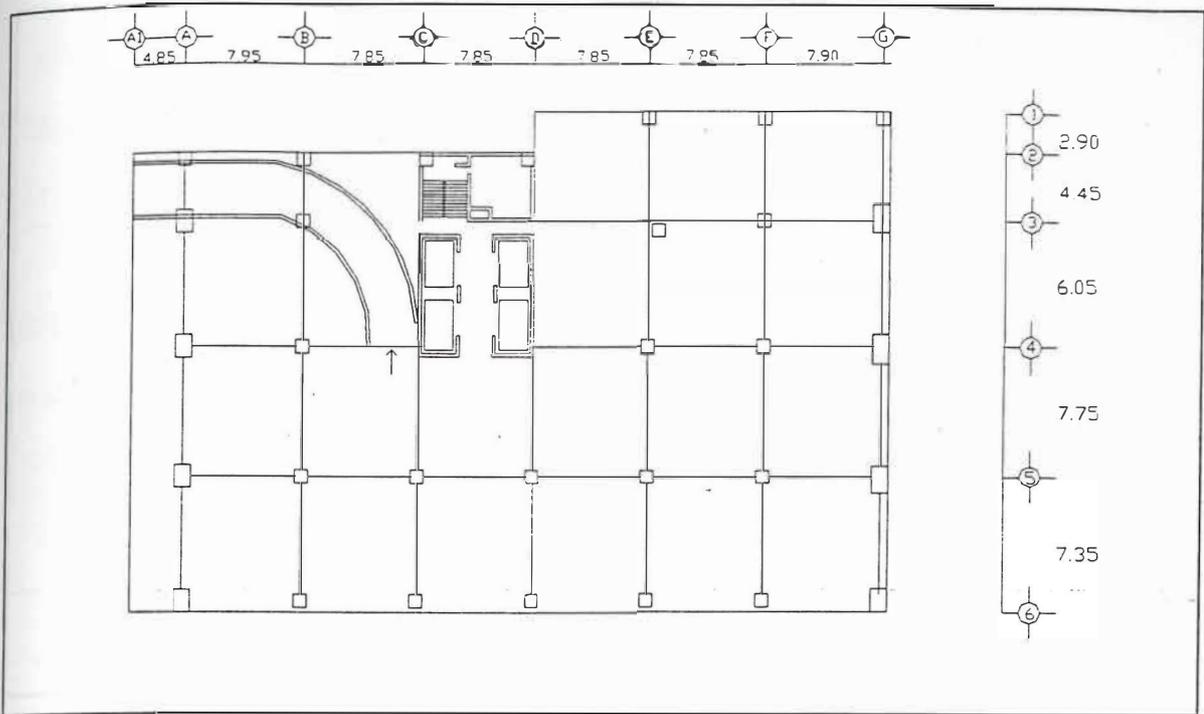


Figura 4 Vista en planta del sótano (Nivel -1)

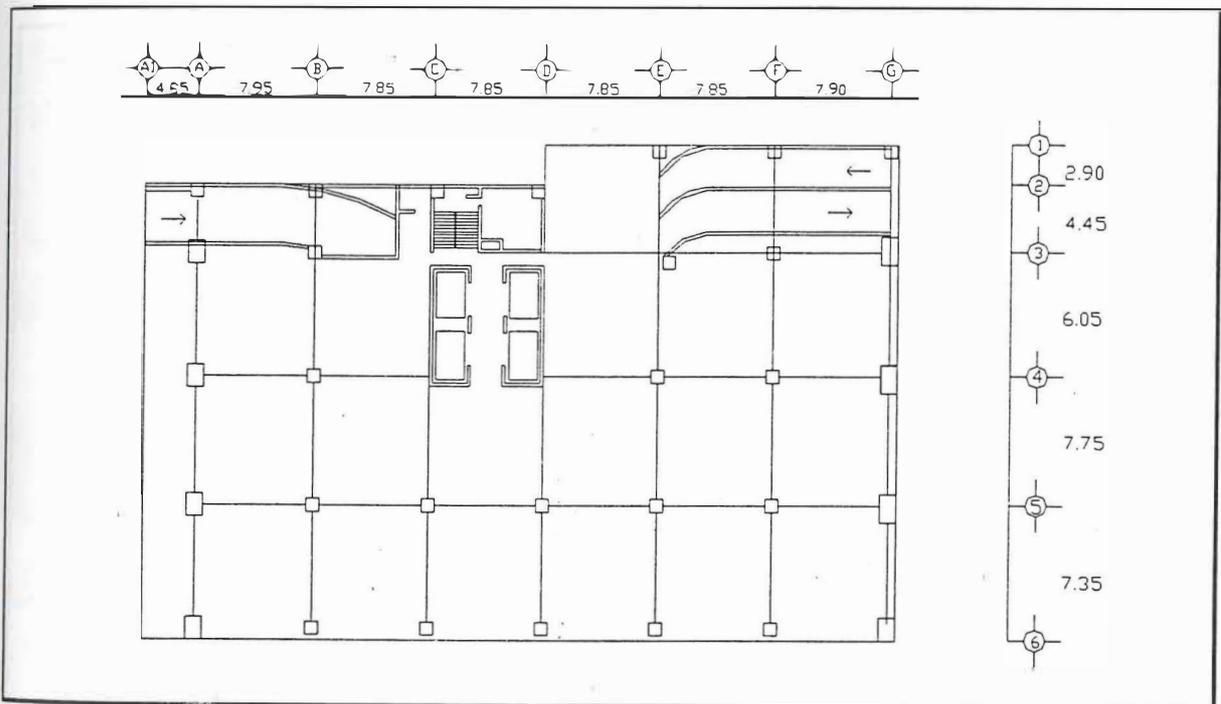


Figura 5 Vista en planta de la planta baja (Nivel 0)

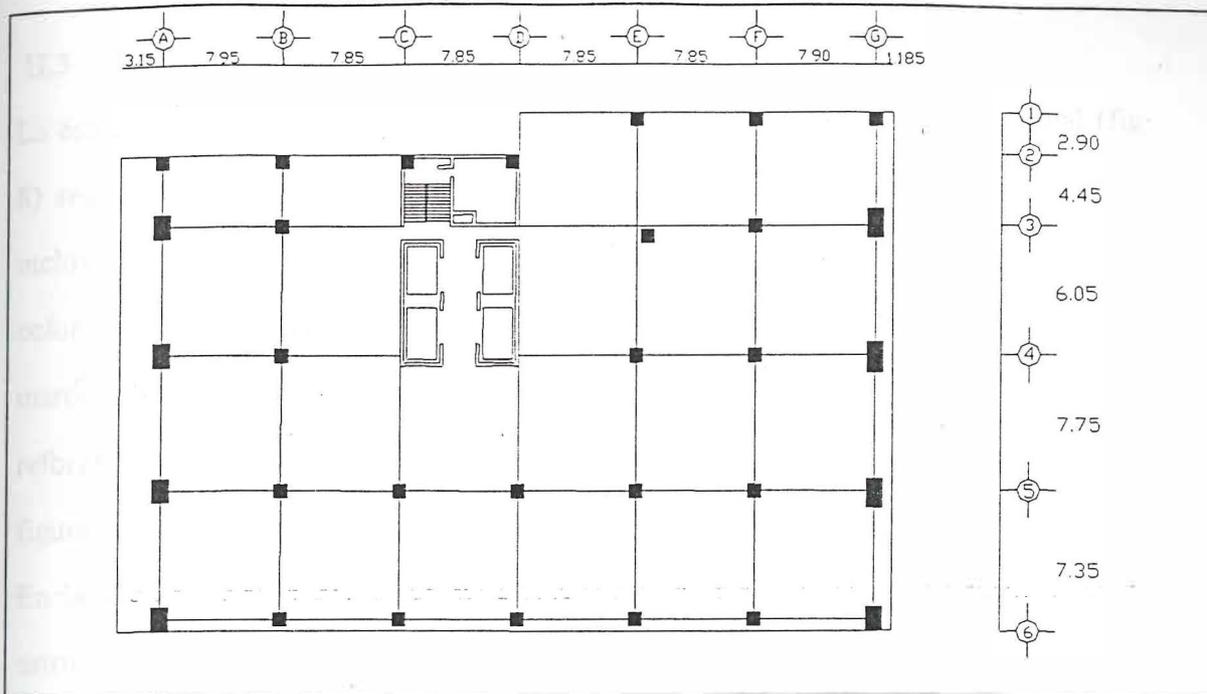


Figura 6. Vista en planta de los estacionamientos (Niveles 1-3).

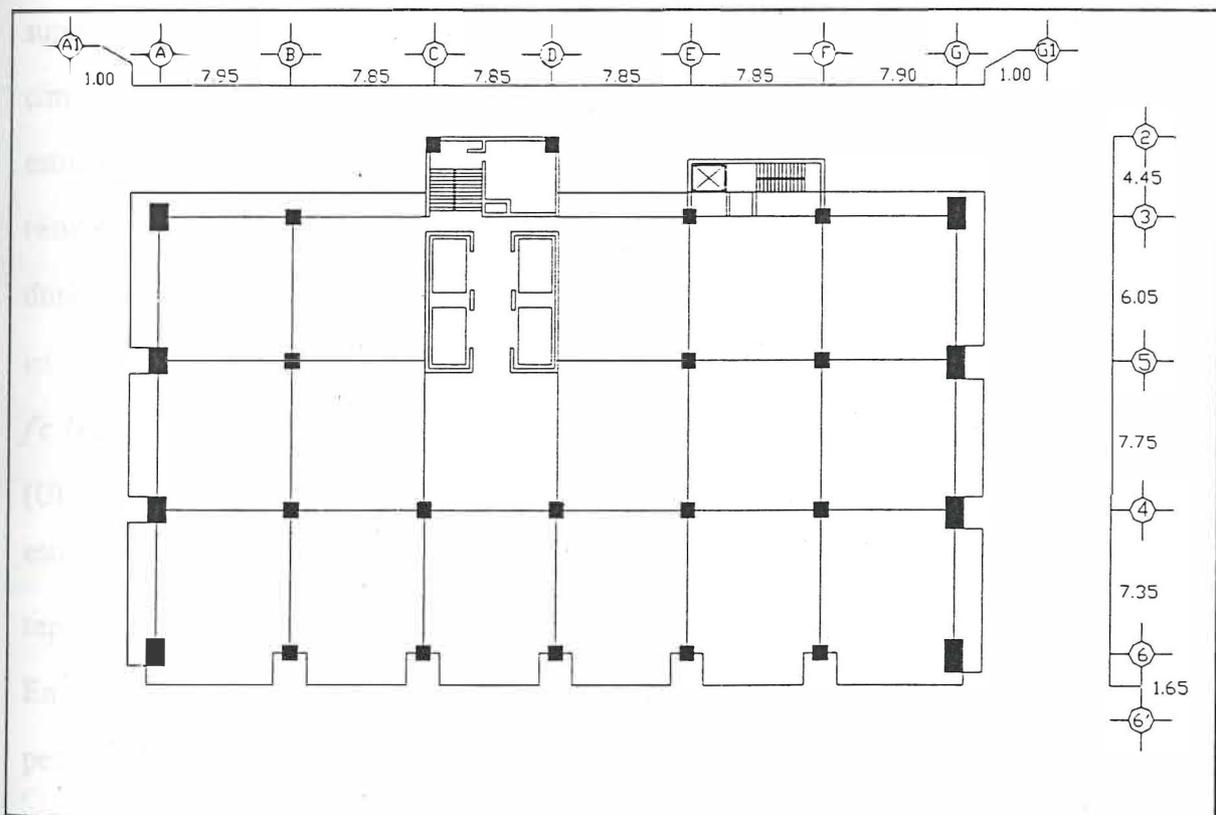


Figura 7. Vista en planta de las oficinas (Niveles 4 al 15).

II.3 Descripción del Sistema Estructural y Parámetros Físicos.

La estructura principal del edificio está compuesta por una rejilla tridimensional (fig. 8) rectangular de 15 niveles integrada por trabes, columnas y losas de entrepiso, incluyendo planta baja y azotea. La altura de cada nivel y las dimensiones de trabes y columnas es irregular. En términos generales la rejilla 3-D esta compuesta por seis marcos en la dirección longitudinal y siete en la transversal, siendo estos de concreto reforzado, unidos entre sí por las trabes principales del edificio como se muestra en la figura 8.

En las figuras 9 y 10 se muestran dos marcos típicos mutuamente ortogonales. La estructura es de concreto reforzado y descansa sobre el cajón de cimentación. El cual forma una estructura rígida - monolítica. El cajón de cimentación descansa sobre 134 pilotes de fricción (ULTRA, 1985) de 18 m de longitud, cuyas cabezas hemos supuesto forman una estructura monolítica con la losa y contratrabes del cajón de cimentación (figura 8). La resistencia nominal de los materiales constituyentes de la estructura es de 4200 kg/cm² para el límite elástico del acero de refuerzo. La resistencia del concreto a la compresión tiene valores de 300, 250 y 200 kg/cm², donde las mayores resistencias corresponden a los niveles inferiores. En la tabla II y en la figura 11 se muestran los valores de la resistencia a la compresión del concreto f'_c (kg/cm²) medidos en las columnas representativas de cada uno de los 16 niveles (ULTRA, 1985) así como los valores correspondientes del módulo de Young, estimado usando la relación $E_c = 4270 W^{1.5} \sqrt{f'_c}$ (Torres, 1985) en donde W representa el peso específico del concreto en Ton/m³ y el modulo de Young en kg/cm². En la figura 11a se muestra el valor de E_c por nivel suponiendo valores límites del peso específico del concreto $W = 1.5, 2.0, 2.5$ Ton/m³. La figura 11b nos muestra el valor del módulo de elasticidad del concreto por nivel, en donde la línea punteada corresponde a los valores del módulo de elasticidad calculados con $W = 1.5$ ton/m³ (

concretos ligeros), línea punteada con asteriscos $W=2.0 \text{ ton/m}^3$, la línea punteada con puntos corresponde a un $W=2.5 \text{ Ton/m}^3$ (concreto pesado).

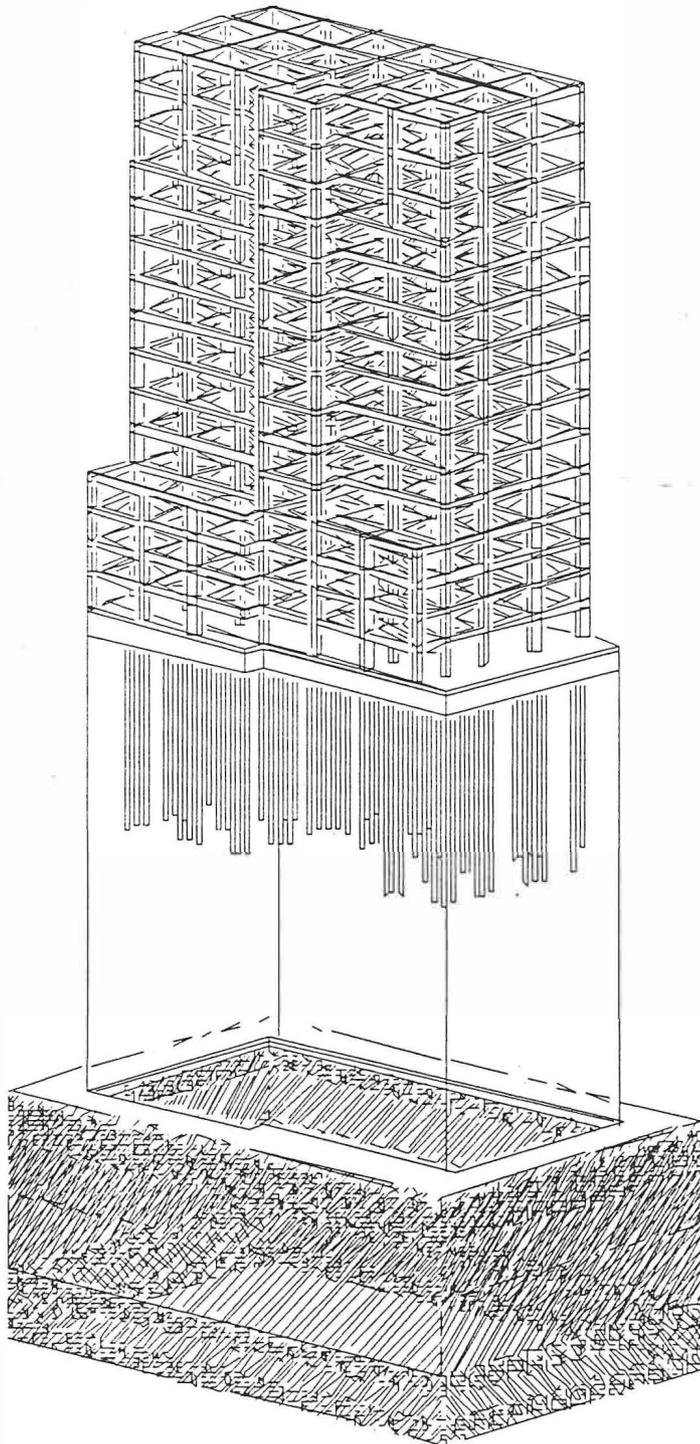


Figura 8. Vista en 3-D del edificio Mississippi de C.F.E.

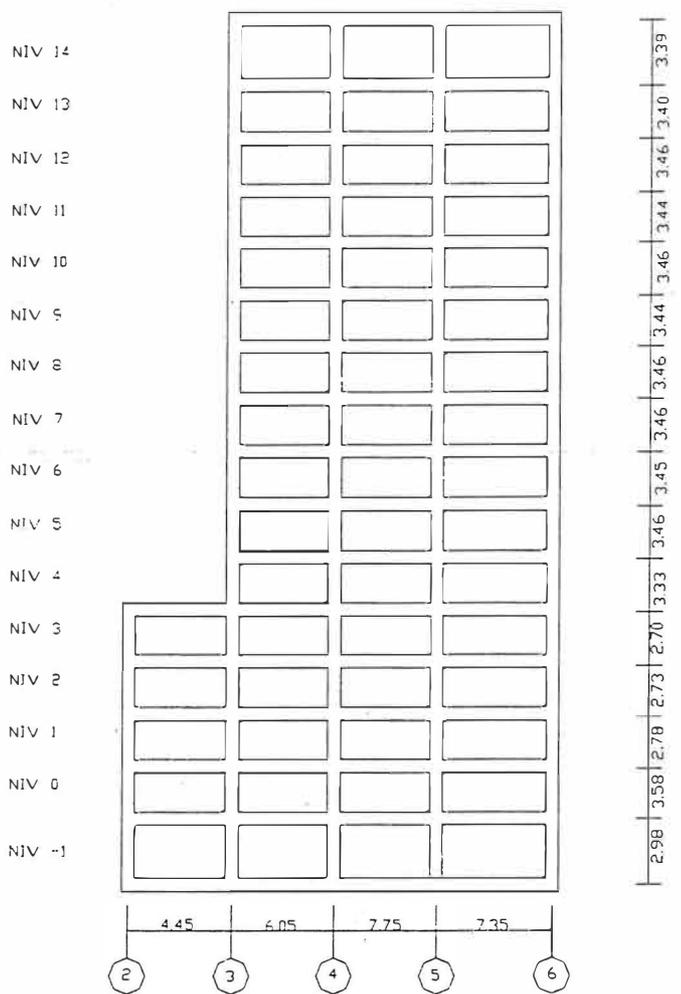


Figura 9. Marco A

Columna Tipo	Nivel	Dimensiones		f'c kg/cm ²	Area m ²	Peso Propio
		Sección				
		b (cm)	h (cm)			
1	0 a 2	0.70	1.05	383	0.735	1690.5
2	3 a 4	0.70	1.05	382	0.735	1690.5
3	5 a 12	0.70	0.90	256	0.630	1449
4	13 a 14	0.70	0.70	249	0.490	1127

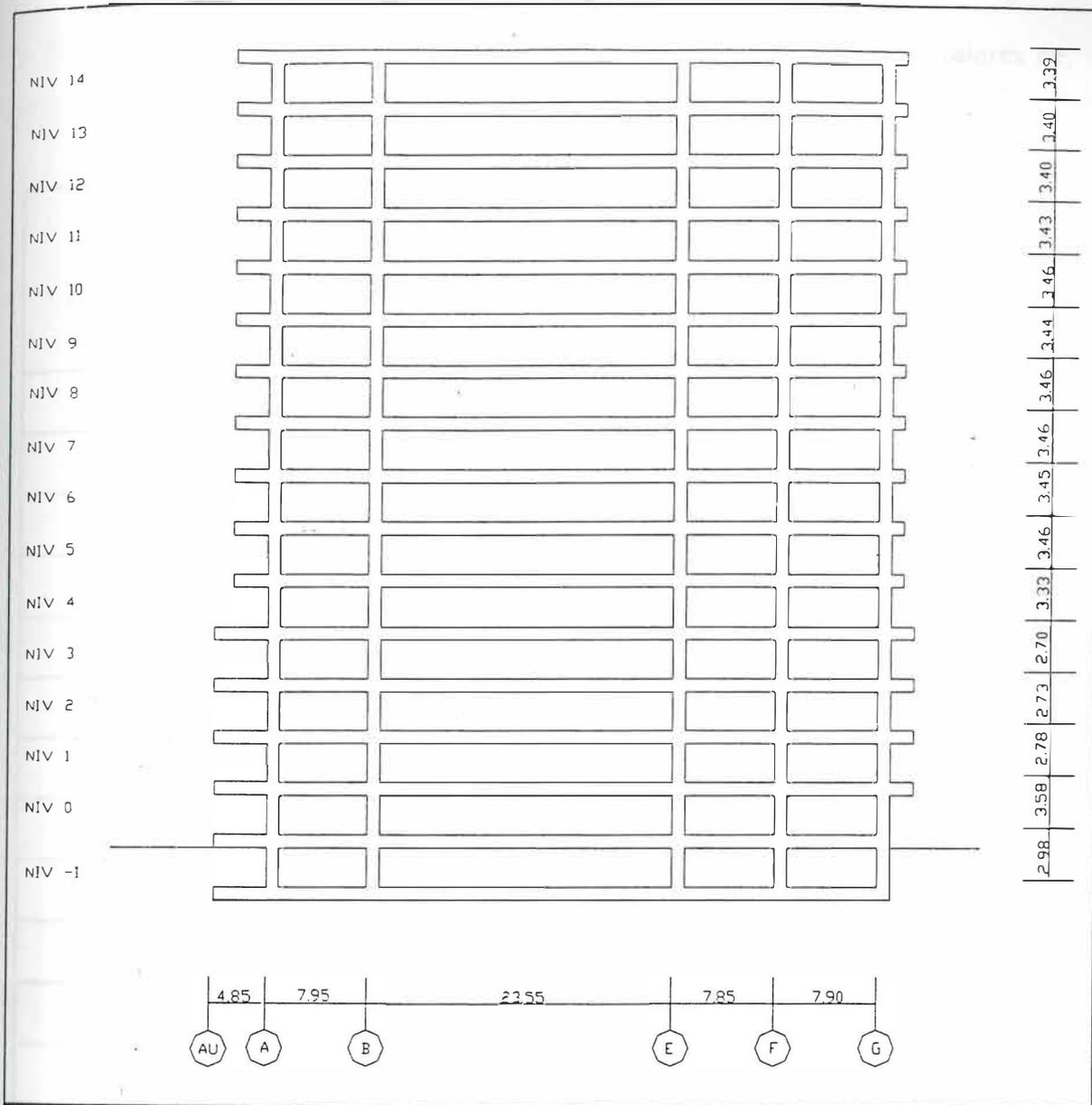


Figura 10. Marco 3

Columna Tipo	Nivel	Dimensiones		fc kg/cm ²	Área	Peso Propio
		Sección				
		b				
1	0 a 2	0.60	1.05	383	0.630	1449
2	3 a 4	0.70	0.90	382	0.630	1449
3	5 a 12	0.60	0.70	256	0.420	966
4	13 a 14	0.60	0.60	249	0.360	828

Tabla II Valores de f_c para cada uno de los niveles, así como valores de módulos de Young para diferentes pesos específicos.

Nivel	f_c (kg/cm^2)	Valores del módulo de Young		
		E_c (kg/m^2) W = 1.5 Ton/m ³	E_c (kg/m^2) W = 2.0 Ton/m ³	E_c (kg/m^2) W = 2.5 Ton/m ³
-1	383	1.5352×10^9	2.3636×10^9	3.3032×10^9
0	383	1.5352×10^9	2.3636×10^9	3.3032×10^9
1	383	1.5352×10^9	2.3636×10^9	3.3032×10^9
2	383	1.5352×10^9	2.3636×10^9	3.3032×10^9
3	276	1.3032×10^9	2.0064×10^9	2.8041×10^9
4	276	1.3032×10^9	2.0064×10^9	2.8041×10^9
5	276	1.3032×10^9	2.0064×10^9	2.8041×10^9
6	258	1.2600×10^9	1.9399×10^9	2.7111×10^9
7	258	1.2600×10^9	1.9399×10^9	2.7111×10^9
8	256	1.2551×10^9	1.9324×10^9	2.7006×10^9
9	256	1.2551×10^9	1.9324×10^9	2.7006×10^9
10	250	1.2403×10^9	1.9096×10^9	2.6688×10^9
11	250	1.2403×10^9	1.9096×10^9	2.6688×10^9
12	250	1.2403×10^9	1.9096×10^9	2.6688×10^9
13	250	1.2403×10^9	1.9096×10^9	2.6688×10^9
14	250	1.2403×10^9	1.9096×10^9	2.6688×10^9

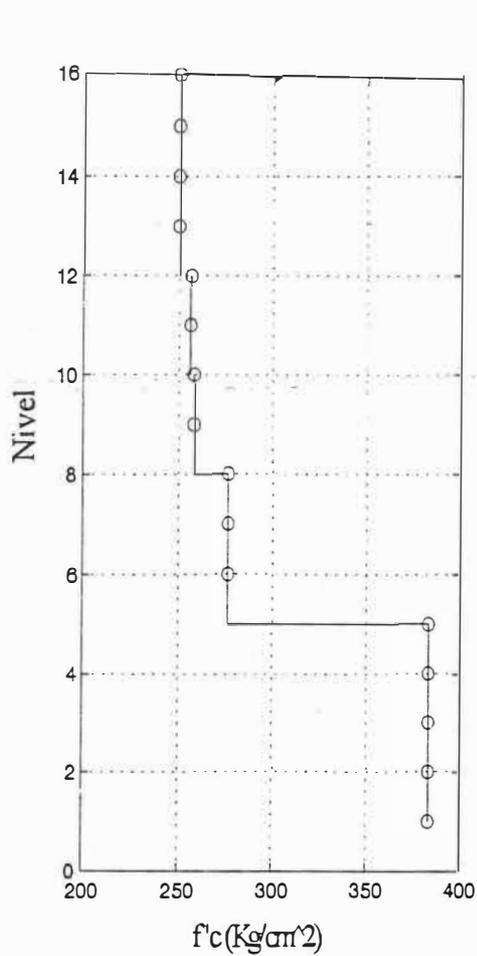


Figura 11a. Resistencia a la compresión del concreto.

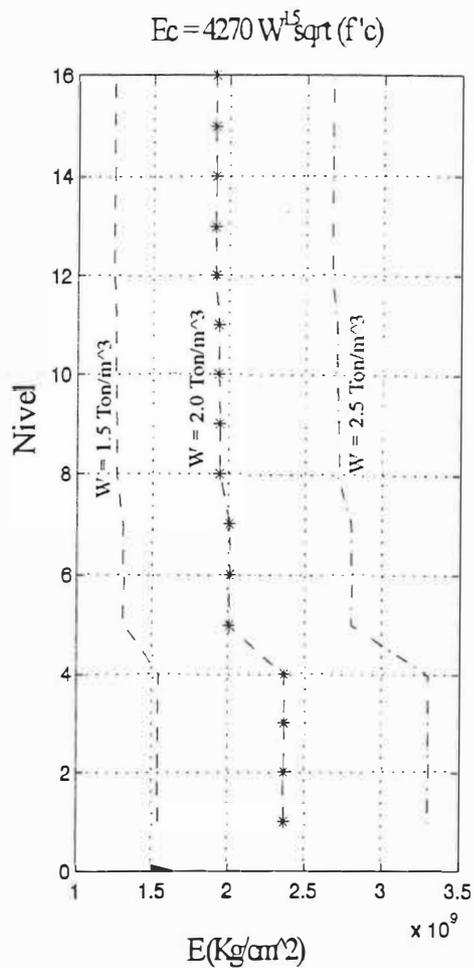
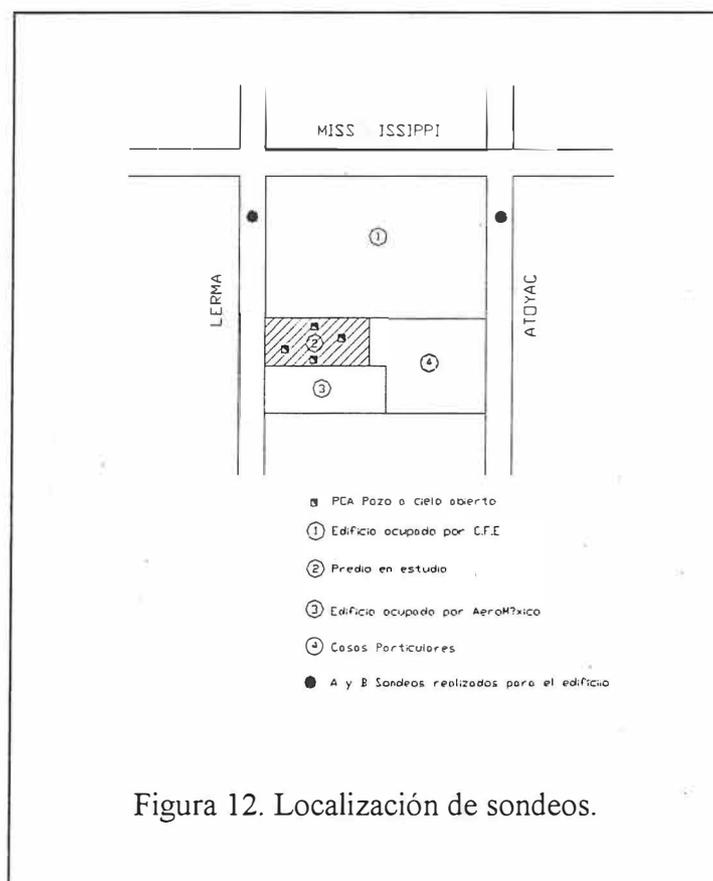


Figura 11b. Módulo de Young estimado del concreto.

Figura 11. Valores de la resistencia a la compresión del concreto $f'c$ (kg/cm^2) medidos en las columnas representativas de cada uno de los 16 niveles, así como los valores correspondientes del módulo de elasticidad del concreto, módulo de Young, estimado usando la relación $E_c = 4270 W^{1.5} \sqrt{f'c}$

II.4 Descripción de las características del subsuelo.

El sitio ocupado por el edificio se localiza en una zona considerada como de transición por el reglamento de construcciones del Departamento del Distrito Federal (Reglamento, 1987) Para conocer las propiedades del subsuelo la Comisión Federal de Electricidad realizo dos sondeos, uno con una profundidad de 30 metros sobre la vialidad de la calle Río Atoyac, y el otro a una profundidad de 34.5 metros en la vialidad de la calle Río Lerma, y cuatro pozos a cielo abierto en un lote colindante según se muestra en la figura 12. En los sondeos se obtuvieron muestras inalteradas de las arcillas con tubo shelby y se midió la resistencia a la penetración de los lentes o capas más duras del suelo. Las profundidades y características de los estratos encontrados reflejan las condiciones de los depósitos del suelo en la zona de transición.



En el laboratorio se efectuaron seis pruebas de compresión simple en muestras tomadas entre los 7 y 23m, determinando en cada caso la relación de vacíos, el contenido de agua, el grado de saturación y sus propiedades mecánicas ante esfuerzo normal simple, obteniéndose las relaciones esfuerzo - deformación. En todas las pruebas se determinaron las relaciones esfuerzo - deformación para cargas verticales de 0.5, 0.75, y 1.0 kg/cm². El perfil estratigráfico de la figura 13 resume los valores determinados de las propiedades de los suelos.

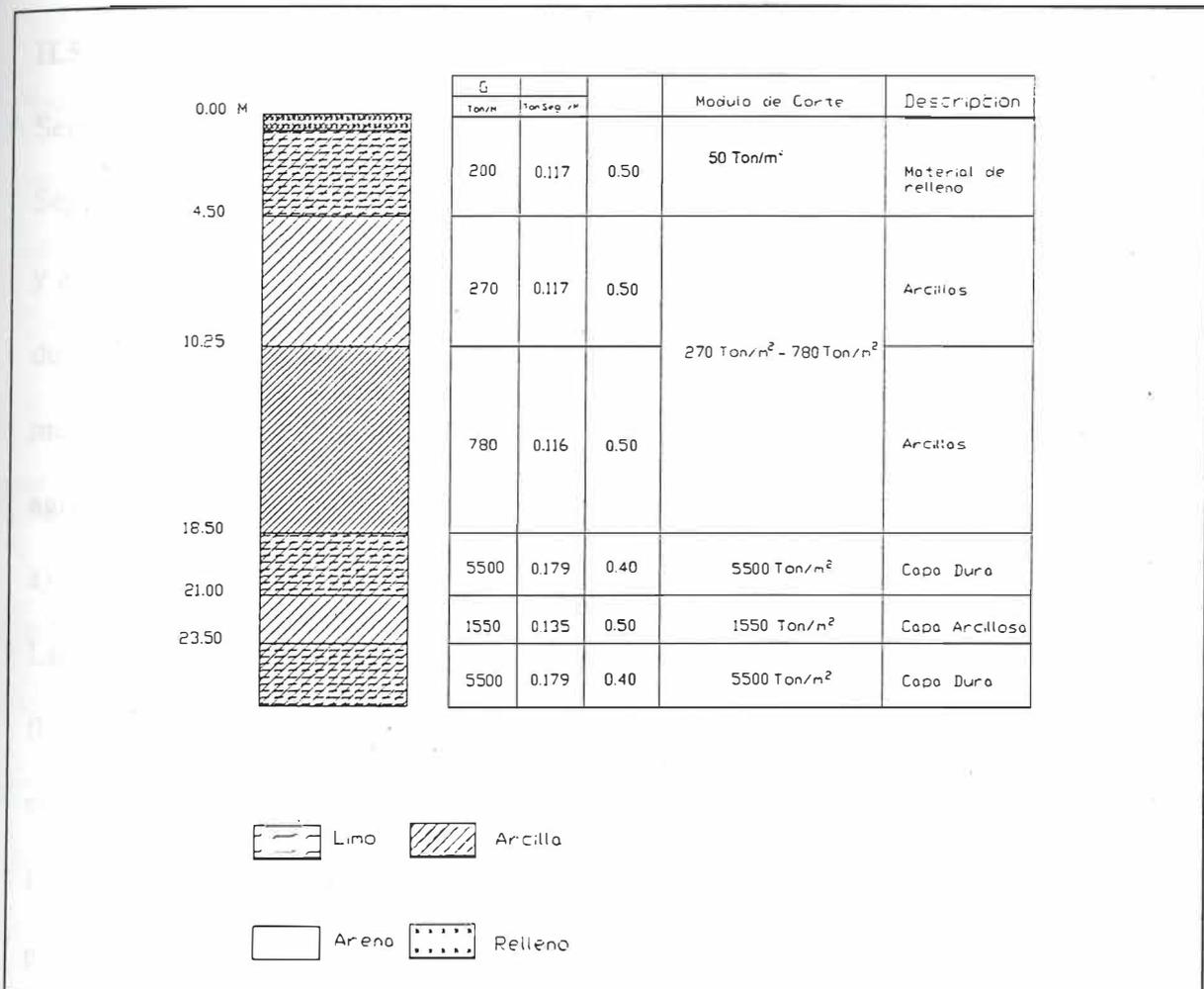


Figura 13. Perfil Estratigráfico del subsuelo donde está cimentado el edificio.

Del perfil estratigráfico se observa que los primeros 4.5 m están formados por materiales de relleno, de 4.5 a 18.5 m de profundidad se encuentran capas arcillosas con variaciones del módulo de cortante que van desde 270 a 780 ton/m², entre los 18.5 y los 21.0 m de profundidad se encuentra la primera capa dura con propiedades del módulo de cortante de 5500 ton/m², debajo de ésta se encuentra la capa arcillosa de 2.5m de espesor cuyo módulo de cortante es de 1550 ton/m² y a los 23.5 m se encuentra la segunda capa dura con propiedades al corte iguales a la primera capa dura.

II.5 Descripción de los daños al edificio durante los terremotos del 19 y 20 de Septiembre de 1985.

Según se reporta (ULTRA, 1985) se encontraron importantes grietas en losas reticulares y agrietamiento prácticamente nulo en las columnas y capiteles. Los muros de concreto del cubo de los elevadores y sótano se encontraron en buen estado. En general, todos los muros de tabique rojo recocido de la zona de las escaleras y baños presentan agrietamiento. A continuación se describen los daños detectados.

a) Nervaduras Principales.

Las nervaduras principales presentan en general grietas verticales principalmente a flexión. Existen grietas de este tipo por nervadura, que se distribuyen a lo largo de la misma, desde los extremos en donde se une la nervadura al capitel hasta la zona central.

Las grietas se originan en ocasiones en la parte superior de la capa de compresión y penetran hacia abajo dentro de la nervadura, debido a la acción del momento negativo en ocasiones la grieta se origina en la parte inferior de las nervaduras y se propagan hacia arriba debido a la acción del momento positivo.

En los niveles del -1 al 3, un 30% de las nervaduras tienen grietas mayores de 0.5mm, del nivel 4 al 7 un 75% de las nervaduras presentan este tipo de grietas y del nivel 8 al 16 un 90% de las nervaduras principales están agrietadas. En estos niveles las nervaduras principales se encuentran hacia el oeste del edificio entre los ejes D y G.

b) Tableros de Losas.

Los tableros de losa presentan en general grietas en direcciones ortogonales entre sí, paralelas a los bordes de los tableros, indicando la acción importante de flexión en dos direcciones.

Prácticamente todos los tableros de losa se encuentran agrietados existiendo tableros hasta con 20 grietas continuas aproximadamente. Las grietas varían en espesor desde 0.5 hasta 1.5mm o más.

c) Muros divisorios.

Los muros divisorios de tabique rojo de la zona de las escaleras y baños presentan en general agrietamientos por tensión diagonal. Los muros divisorios interactuaron con la estructura principal del edificio durante el sismo generándose fuerzas internas excesivas que dieron lugar a fallas de tipo frágil. Sin embargo, las fallas de los muros divisorios no se consideraron críticas debido a que estos no contribuyen en forma importante a la rigidez y resistencia de la estructura.

Además de los daños por agrietamiento debido al sismo, durante la inspección del edificio se detectaron partes de la estructura dañadas como son instalaciones eléctricas, sanitarias y deficiencias en la construcción (Bazan, 1993).

II.5.1 Descripción de la reestructuración del edificio.

Después del sismo de 1985 el edificio se sometió a una evaluación estructural, en la cual se revisó el edificio para determinar si cumplía con los requerimientos de las Normas de Emergencia de 1985. Se encontró que al revisar las demandas de ductilidad, esto es la capacidad de deformación progresiva de sus vigas y columnas bajo una carga constante, estas presentaban valores superiores a los permisibles. Por lo cual se recomendó incrementar las secciones de vigas y columnas para cumplir con los requerimientos de ductilidad.

Como se describe (ULTRA, 1985) la reestructuración básicamente consistió en la eliminación del cuarto de maquinas, niveles 15, 16 (figura 14) y en la rigidización (aumento de las dimensiones de las columnas) de los dos supermarcos extremos paralelos a la calle Río Lerma (Marco G) y Río Atoyac (Marco A), así como la sustitución de la losa del entrepiso 11 por una estructura ligera (multipanel). En la tabla III y IV se resumen las dimensiones originales y finales de las columnas y vigas según se reporta (ULTRA, 1985). Con este esquema se busco disminuir las fuerzas sísmicas actuantes sobre el edificio y a su vez reforzarlo por medio de un sistema que contribuyera a rigidizar el mismo y disminuir los efectos de torsión existentes, sin concentrar las cargas en la cimentación.

Tabla III Dimensiones (en cm) de las columnas en su condición original y en su condición reforzada del Marco A (Río Atoyac) y Marco G (Río Lerma). **b** ancho de la columna **h** peralte de la columna.

Entrepiso	Original				Final Reforzada	
	Interior		Exterior			
	b	h	b	h	b	h
1 a 3	60	105	50	95	70	105
4 a 5	60	95	50	85	70	105
6 a 9	60	90	50	75	70	90
10 a 11	60	80	50	65	70	90
12 a 13	60	70	50	55	70	70
14 a 15	60	60	45	45	70	70

Tabla IV Dimensiones (en cm) de las vigas en su condición original y en su condición reforzada del Marco A (Río Atoyac) y Marco G (Río Lerma). **b** ancho de la columna **h** peralte de la columna.

Entrepiso	Marco A (Atoyac) Eje A		Marco G (Lerma) Eje G	
	b	h	h	b
0 a 1	70	70		
1 a 2	70	70	75	70
3 a 4	70	75	75	75
5 a 12	70	65	70	65
13 a 14	70	70	70	70

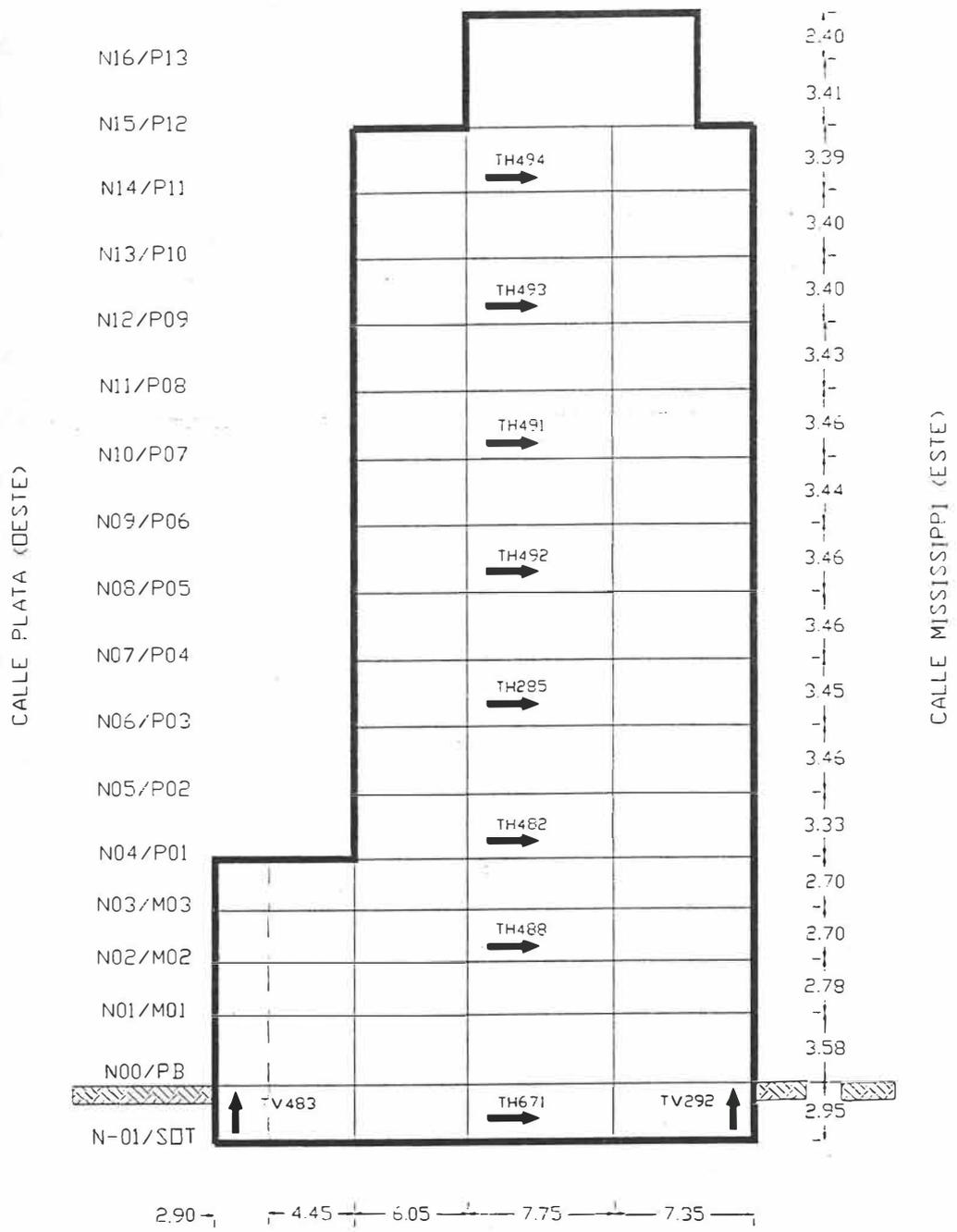
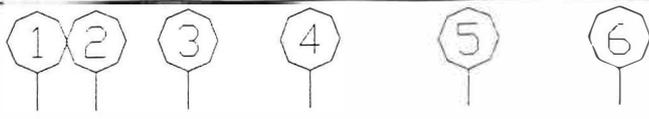


Figura 14. Reestructuración del edificio.

II.6 Estudios previos para determinar las frecuencias características del edificio.

Para determinar las propiedades dinámicas del edificio se efectuaron levantamientos de vibración utilizando vibradores con masas excéntricas, para medir las frecuencias características del edificio en la dirección de los ejes principales (longitudinal y transversal), (Rodríguez, 1986).

Los resultados permitieron determinar los periodos dominantes de vibración, translación y rotación, así como el amortiguamiento modal. Los valores obtenidos se presentan en este trabajo con el propósito de comparar los resultados de los estudios previos con los que se llevaron a cabo durante el proceso de reestructuración descrito en la sección II.5.1.

Tabla V.- Tabla de frecuencias características analíticas y medidas en estudios previos.

	Frecuencia Longitudinal (Hz)		Frecuencia Transversal (Hz)	
	Frecuencia	Periodo	Frecuencia	Periodo
I.- Modelo				
Condición Actual				
ISE	0.44	2.26	0.47	2.15
BR	0.46	2.17	0.50	2.02
Condición Reforzada				
ISE	0.58	1.72	0.70	1.42
BR	0.63	1.60	0.81	1.24
II.- Vibración Ambiental				
UNAM, 1986	0.49	2.08	0.56	1.79

En 1986 se llevaron a cabo trabajos similares a los reportados (ULTRA, 1985) para determinar las frecuencias características del edificio, los trabajos fueron realizados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. En la dirección transversal del edificio (paralela a Río Mississippi) se midió un valor de 0.56 Hz (1.79 s de periodo) para la frecuencia característica del primer modo de deformación este valor es mayor que 0.42 Hz (2.38 s de periodo) medido en Mayo 01/02 1993, y menor que el valor de 0.69 Hz (1.45 s de periodo) que hemos interpretado como asociado a un modo acoplado por efectos tridimensionales en la respuesta de la estructura en su condición inicial. En la dirección longitudinal (paralela a Río Lerma) se midió un valor de 0.49 Hz (2.08 s de periodo) para la frecuencia característica del primer modo de deformación en esta dirección, el cual es menor que el valor de 0.52 Hz (1.92 s de periodo) medido en Mayo 01/02 1993.

En la tabla V se resumen los diferentes valores calculados usando modelos 1-D y 3-D del edificio (Ultra, 1985) para la condición inicial y final, en donde ISE corresponde al modelo que incorpora el efecto de interacción suelo estructura y BR al modelo de la estructura sobre base rígida, es decir que la cimentación no sufre desplazamientos ni rotaciones.

II.7 Descripción de los trabajos de vibración ambiental efectuados durante el proceso de reforzamiento del edificio.

Debido a los daños que se presentaron durante el terremoto del 19 y 20 de Septiembre de 1985, la Comisión Federal de Electricidad llevó a cabo la reestructuración del edificio con el objeto de que éste alcanzara niveles adecuados de rigidez y resistencia ante la ocurrencia futura de eventos sísmicos similares a los de Septiembre de 1985, de acuerdo como se establece en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1987 (Reglamento, 1987).

Con el objeto de documentar cambios en las características de la respuesta estructural del edificio, durante cinco etapas bien definidas del proceso de reforzamiento y con el propósito de calibrar los modelos numéricos del edificio correspondientes a su condición inicial y a su condición reforzada, el laboratorio de Ingeniería Sísmica del Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada (CICESE), llevó a cabo estudios correspondientes para medir las frecuencias características de vibración y formas modales correspondientes del edificio durante cinco etapas bien definidas del proceso de reforzamiento del edificio, estos estudios se describen en la tabla VI y se ilustran en la figura 15. Las frecuencias características del edificio se determinaron mediante estudios de vibración ambiental (Reyes, 1993; Reyes, 1994).

Para obtener los registros de vibración ambiental, se usaron acelerómetros instalados en diferentes niveles del edificio (figuras 14 y 15). Los valores medidos de las frecuencias características de sus dos primeros modos naturales de vibración nos permitieron documentar los cambios en las características dinámicas del edificio conforme avanzaba en el proceso de reestructuración del edificio, los que a su vez nos permite calibrar los modelos matemáticos correspondientes del edificio. Los trabajos y los resultados obtenidos de los trabajos de campo y de análisis y procesamiento de los registros se presentan en los siguientes capítulos.

Tabla VI. Etapas del proceso de reforzamiento del edificio.

Descripción	Fecha	Estado del Edificio
1 er. Levantamiento	Mayo 01/02 1993	Condición al inicio de los trabajos de reforzamiento del edificio.
2 do. Levantamiento	Julio 03/04 1993.	Reforzamiento de los marcos hasta el quinto nivel.
3 er. Levantamiento	Agosto 21/22 1993.	Reforzamiento de los marcos hasta el nivel once.
4 to. Levantamiento	Noviembre 13/14 1993.	Reforzamiento de los marcos hasta el nivel quince.
5 to. Levantamiento	Abril 16/17 1994	Condición final del edificio. Cancelaría de las fachadas instalada desde el quinto nivel hasta el quinceavo.

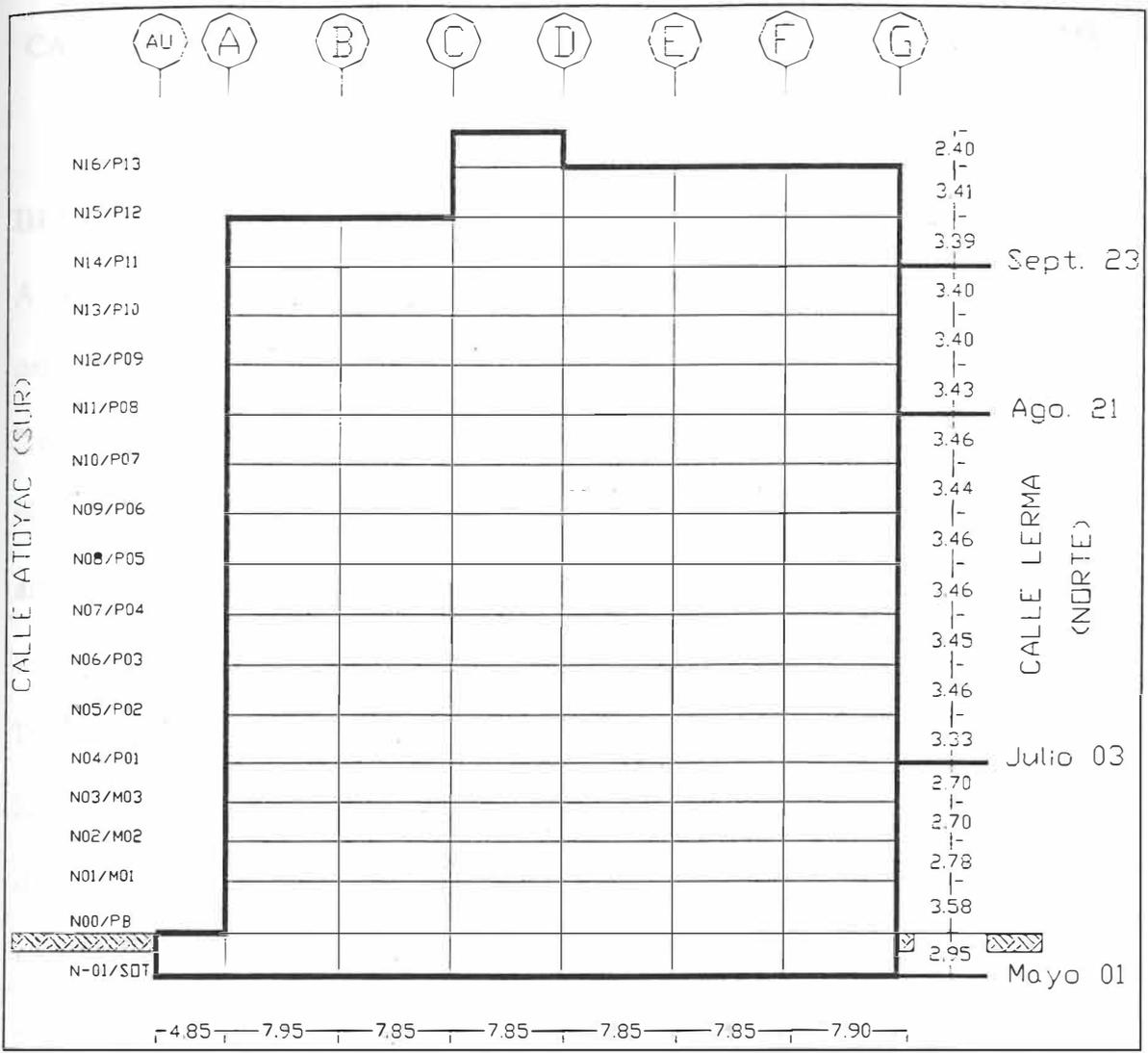


Figura 15. Etapas de levantamiento de registros de vibración ambiental de acuerdo al proceso de reforzamiento, ubicación y orientación de los acelerómetros. Eje longitudinal del registro.

III. DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS CARACTERÍSTICAS MODALES DEL EDIFICIO DURANTE EL PROCESO DE REFORZAMIENTO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.

III.1 Generalidades.

A raíz de los sismos de 1985 se empezaron a desarrollar en México diferentes técnicas para determinar las características dinámicas de las estructuras destacándose las "técnicas de vibración ambiental". Estas técnicas experimentales consisten en medir las vibraciones en las estructuras producidas por solicitaciones de terreno de carácter ambiental, como lo son el viento y el tránsito de vehículos por lo que es un método simple y rápido en la obtención de datos (Shen y Astaneh, 1990).

Dentro del futuro de la Ingeniería Sísmica se debe tener presente la importancia que tiene la instrumentación de las estructuras y del suelo, cuyos resultados correlacionados determinan el comportamiento dinámico real del suelo, de las estructuras y la interacción entre ambos. Debe enfatizarse que la aplicación de este método queda limitada al comportamiento lineal de estructuras para desplazamientos de pequeña magnitud

A pesar de lo anterior, esta metodología puede proporcionar beneficios continuos y constantes a través del tiempo, ya que la interpretación de los registros es dinámica y nos marca el comportamiento de las estructuras antes, durante y después de cualquier excitación ambiental o evento sísmico. Esto es, nos permite llevar un archivo histórico de los cambios en las propiedades dinámicas de los edificios asociados a la degradación de sus propiedades estructurales.

En algunos casos las técnicas de vibración ambiental ofrecen importantes ventajas en tiempo, dinero y beneficios por su facilidad de utilización. El realizar estudios por

métodos analíticos en edificios ya construidos presentan ciertas incertidumbres, ya que en algunos inmuebles no existe la información necesaria para realizar dichos estudios, como es el caso de memoria de cálculo, planos estructurales y reportes de estudios de mecánica de suelos.

III.2 Trabajos de Campo.

El edificio se instrumentó en ocho niveles: sótano, planta baja, nivel 02, nivel 04, nivel 06, nivel 08, nivel 10, nivel 12 y nivel 14 (figura 16), tanto en la dirección longitudinal como en la dirección transversal como se muestra en la figura 16. Las mediciones de vibración ambiental se realizaron usando doce acelerómetros cuya configuración en planta se muestra en la figura 17. Para la ubicación de los acelerómetros se tomó como sistema de coordenadas de referencia en el edificio la rejilla formada por las columnas (figura 17). El eje X se ha tomado en la dirección Este - Oeste y sus coordenadas están definidas por las letras de la A a la G. De igual manera, el eje Y se tomó en la dirección Norte - Sur y sus coordenadas están definidas por los números del 1 al 7. Las señales de cada uno de los doce acelerómetros se registraron simultáneamente en dos grabadoras digitales de seis canales cada una.

Las grabadoras se accesoraron por medio de un sistema de comunicaciones compuesto por una computadora portátil y el programa de comunicaciones Qtalk, el cual permite obtener información sobre los parámetros de operación de los acelerómetros y transferir los archivos de registro al disco duro de la computadora.

Los registros de vibración ambiental en los diferentes niveles del edificio, se procesaron para obtener las series de tiempo de aceleración, velocidad y desplazamiento del edificio

en cada uno de los sitios de registro. También se combinaron linealmente los registros para obtener las componentes de translación, torsión y rotación en los ocho niveles de observación y se analizaron los registros para determinar cambios en la frecuencia características de la respuesta de la estructura en sus diferentes componentes (Reyes, 1993).

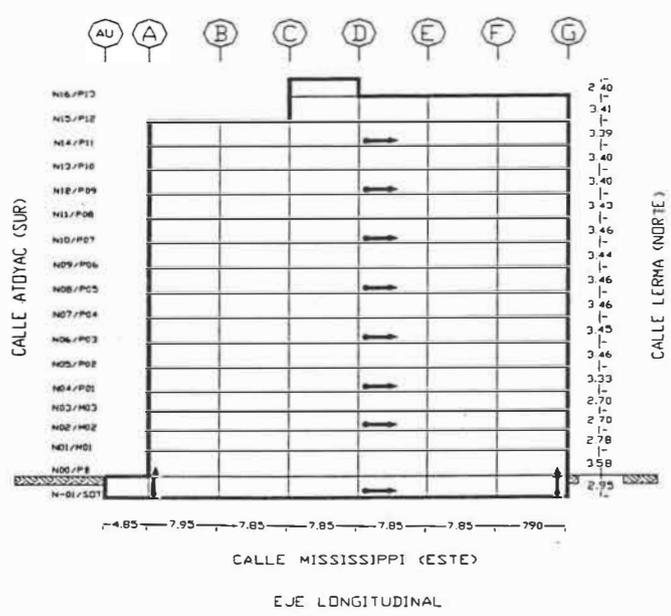
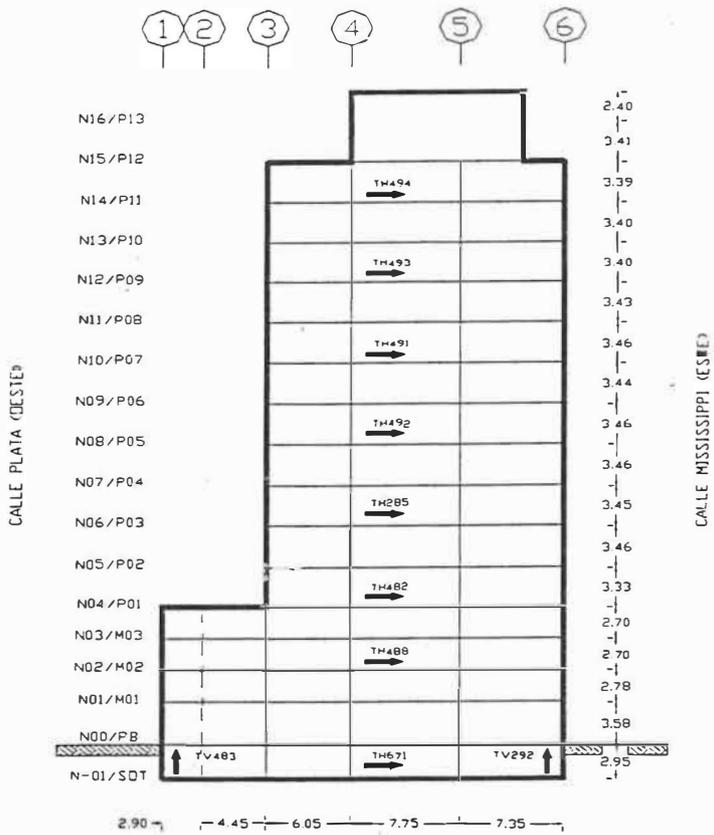


Figura 16. Localización de acelerómetros terra en las direcciones longitudinal y transversal.

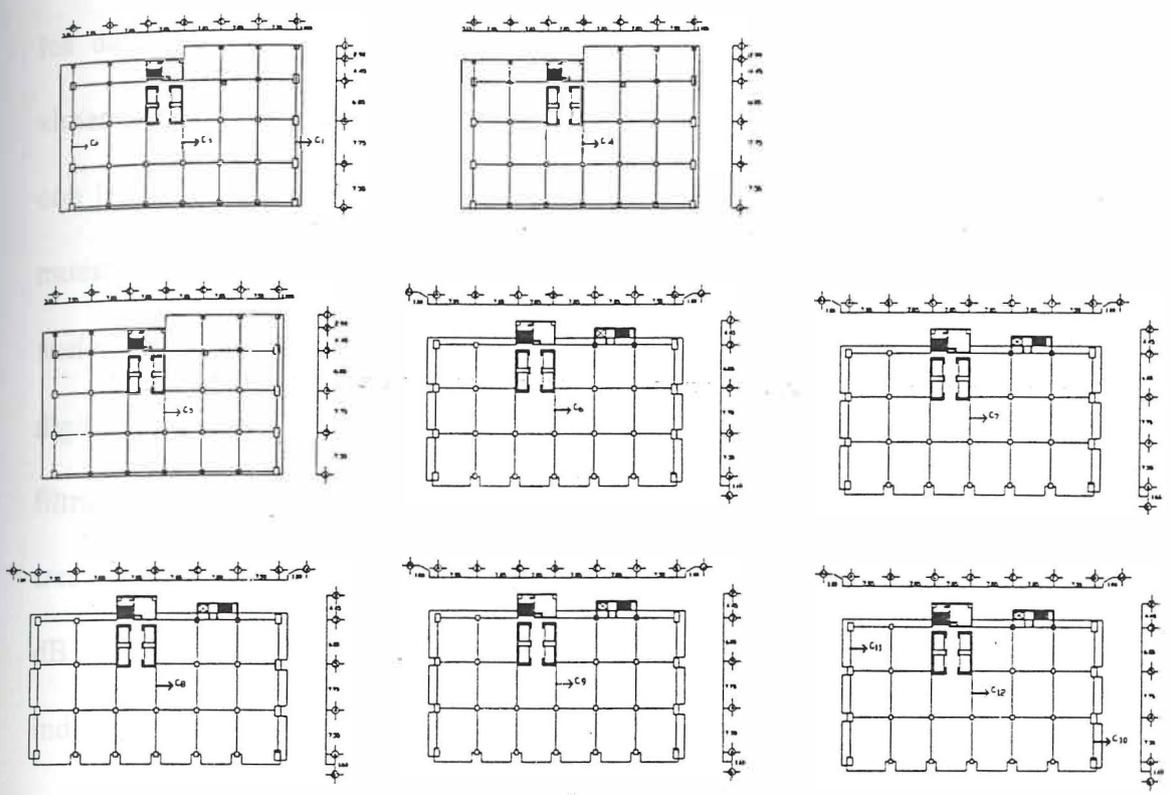


Figura 17. Configuración de acelerómetros en planta.

III.3 Descripción de los instrumentos.

Se utilizaron sismómetros SV-1, SH1, acelerómetros SA y dos grabadoras digitales de estado sólido (SSR-111, SSR- 109). Las grabadoras digitales permiten recuperar in-situ los datos almacenados en la memoria de estado sólido; tienen una capacidad para almacenar en memoria 256 KB de información o 10 minutos de registro. Para registrar con 16 bits de resolución cada una de las doce señales de los acelerómetros a una tasa de muestreo de 100 muestras/s por canal, las señales eléctricas de los sismómetros y los acelerómetros se pueden acondicionar previo al proceso de conversión analógico - digital, usando los filtros y los pre-amplificadores del mismo instrumento, esto permite filtrar la señal usando filtros anti-alias con frecuencias de corte seleccionables (por cada tres canales) a 5, 15 y 50 Hz y amplificarla con ganancias de pre-amplificación de 0 a 60 dB seleccionables en pasos de 20 dB (cada canal puede amplificarse en forma independiente). Los acelerómetros están calibrados a (+/-) 1g de máxima aceleración en escala completa, con voltaje equivalente de salida de (+/-) 2.5 volts.

En total se instalaron doce acelerómetros que representan un total de doce canales de registro acelerométrico uniaxial, cuyas señales se registran en las dos grabadoras digitales, para el registro sincronizado de las señales de todos los acelerógrafos a una base común de tiempo. En la tabla VII se listan las especificaciones y características de los instrumentos y en la tabla VIII los números de serie y ubicación de cada uno de los instrumentos instalados en el edificio y en el sitio.

Tabla VII.-

Especificaciones y características de los instrumentos.

i) Registradores de estado sólido

Resolución:	12 bits
Capacidad de memoria:	256 Kb o 200H (hexadecimal) paginas.
Capacidad total de registro:	10 minutos

ii) acelerómetro Uniaxial :

Rango de escala completa:	$\pm 1 g$
Voltaje equivalente a escala completa:	$\pm 2.5 Volts$
Frecuencia Natural:	50 Hz
Amortiguamiento:	0.70 del valor crítico
Salida escala completa	$\pm 2.5 Volts$
Rango Dinámico	(0 - 50Hz) 100 dB

iii) Sismómetro SV-1:

Periodo Natural:	5 s
Constante del motor:	270/Volts/m/s
Amortiguamiento:	0.70 del valor crítico

iv) Sismómetro SH-1:

Periodo Natural:	5 s
Constante del motor:	270/Volts/m/s
Amortiguamiento:	0.70 del valor crítico

Tabla VIII. Números de serie y ubicación de los instrumentos utilizados.

		<i>Mayo</i>		<i>Julio</i>		<i>Agosto</i>		<i>Noviembre</i>		<i>Abril</i>	
<i>SSR</i>	<i>Canal</i>	<i>Long</i>	<i>Trans</i>	<i>Long.</i>	<i>Trans.</i>	<i>Long.</i>	<i>Trans</i>	<i>Long.</i>	<i>Trans.</i>	<i>Long.</i>	<i>Trans.</i>
109	C ₁	01	01	01HG45	01HD6	01VG45	01VD6	-01VG45	-01VD6	-01VG45	-01VD6
	C ₂	01	01	02HA45	02HD2	01VA45	01VD2	-01VA45	-01VD3	-01VA45	-01VD2
	C ₃	01	01	01VD45	01VD45	01VD45	01HD45	-01HD45	-01HD45	01HD45	-01HD45
	C ₄	04	04	01VD45	01VD45	02HD45	02HD45	02HD45	02HD45	02HD45	02HD 45
	C ₅	04	04	01VD45	01VD45	04HD45	04HD45	04HD45	04HD45	04HD45	04HD45
	C ₆	04	04	01VD45	01VD45	06HD45	06HD45	06HD45	06HD45	06HD45	06HD45
111	C ₇	14	14	04HD45	04HD45	08HD45	08HD45	08HD45	08HD45	08HD45	08HD45
	C ₈	12	12	06HD45	06HD45	10HD45	10HD45	10HD45	10HD45	10HD45	10HD45
	C ₉	10	10	08HD45	08HD45	12HD45	12HD45	12HD45	12HD45	12HD45	12HD45
	C ₁₀	08	08	10HG6	10HD45	14HD45	14HD45	14HG6	14HG6	14HG6	14HG6
	C ₁₁	N06	N06	12HA1	12A1	14HA1	14HA1	14HA3	14HA3	14HA3	14HA3
	C ₁₂	N02	N02	14HA6	14G6	14HA6	14HG6	14HD45	14HD45	14HD45	14HD45

III.4 Acondicionamiento de señales .

Se tomaron registros de prueba para determinar en qué rango de frecuencias se observan claramente las frecuencias características de la estructura y del ruido civil. Para este fin se tomaron los registros con la frecuencia de corte del filtro anti-alias a la frecuencia 50 Hz y la máxima pre-amplificación posible. Se observó que el ruido civil domina el espectro para frecuencias mayores que 15 Hz, por lo que durante los cinco levantamientos, los registros de vibración ambiental se tomaron con la frecuencia de corte de filtro anti-alias a 15 Hz. Cada registro se tomó con la máxima ganancia de pre-amplificación posible por canal, para lograr registros de la mejor calidad posible en términos de cuentas digitales. Este procedimiento de adquisición de datos permitió obtener registros de vibración ambiental del edificio con la máxima resolución posible en la banda de frecuencias de sus primeros modos de vibración. Los registros se tomaron con una duración de 180 s .

Para cada uno de los arreglos que se describen en la tabla VIII, se registraron tres tomas de vibración ambiental con doce canales de registro por toma, para dar redundancia en la estimación de los espectros de potencia. De los doce canales de registro, dos corresponden a los registros con los acelerómetros verticales que se instalaron en el sótano, ocho a los acelerómetros horizontales que se instalaron sobre el eje vertical central del edificio y dos a los que se instalaron en el N04 durante el primer levantamiento o en el N14 durante los levantamientos restantes.

III.5 Descripción de los levantamientos y del análisis de los registros.

Los estudios de vibración ambiental de edificios están basados en un modelo lineal, en el que se supone que los movimientos resultantes pueden expresarse como la superposición de modos asociados a las frecuencias discretas del sistema (J. Inman, 1994), (Hejal y Chopra, 1987). Para determinarlas se requiere de mediciones simultáneas del movimiento en una dirección dada en por los menos dos niveles diferentes para obtener las amplitudes relativas, fase y frecuencia característica, de las formas modales.

En la figura 18 se muestra el experimento ideal con un arreglo de acelerómetros, configurado para registrar simultáneamente a) Los desplazamientos $U_n(t)$ ($n = 0, \dots, N$) en cada uno de los N niveles del edificio, b) La rotación de la base $V_r(t)$, para determinar el período fundamental de la estructura sobre base flexible (T_1), c) El período fundamental de la estructura sobre base rígida (T_0), d) El período natural de translación de la base de la estructura en la dirección de análisis (T_x) y e) El período natural de rotación de la base de la estructura (T_r) sobre el eje transversal a la dirección de análisis.

Con este propósito se diseñó un conjunto de levantamientos de registros de vibración ambiental del edificio para medir sus frecuencias de translación en la dirección longitudinal y en la dirección transversal en forma independiente. Utilizando como ya se mencionó, una red de doce (12) acelerómetros, los registros de cada levantamiento se procesaron para determinar las frecuencias características de translación en la dirección de análisis (T_x) del cajón de la cimentación, de rotación del cajón de la cimentación sobre el eje transversal a la dirección de análisis (T_r), de deformación y

translación horizontal de la superestructura (T1). Los registros se corrigieron por el efecto de rotación y translación de la base (corrección de base rígida) para determinar las frecuencias características del edificio sobre base rígida (To), según se describe.

Los registros de vibración ambiental se tomaron en el sótano (SOT) y en los niveles pares del edificio, N02, N04, N06, N08, N10 N12 y N14, tanto en la dirección transversal como en la longitudinal. Los detalles se presentan en la referencia (Reyes, 1994).

De la figura 18 observamos que el desplazamiento total de la k-ésima masa modal del sistema estructural está dado por:

$$U_j(t) = U_b(t) + h_j \phi_b(t) + x_j(t) \quad ; \quad j = 1 : 16 \tag{1}$$

en donde:

$$U_b(t) = U_g(t) + U_o(t) \tag{2}$$

representa el desplazamiento total de la base, el cual está dado por la suma del desplazamiento del terreno $U_g(t)$ (campo libre) más el desplazamiento adicional de la base por el efecto de interacción suelo estructura debido a la baja rigidez del suelo $U_o(t)$.

$$\phi_b(t) = (V_1(t) - V_2(t)) / L \tag{3}$$

representa la rotación de la base de la cimentación por el efecto de los momentos que genera la deformación de la estructura sobre el cajón de cimentación.

Suponiendo que para vibración ambiental la base de la cimentación se comporta como cuerpo rígido la rotación como cuerpo rígido del eje vertical de la masa modal en el j-

ésimo nivel esta dada por:

$$h_j \phi_b(t) = (V_1(t) - V_2(t)) * \left(\frac{h_j}{L} \right) \tag{4}$$

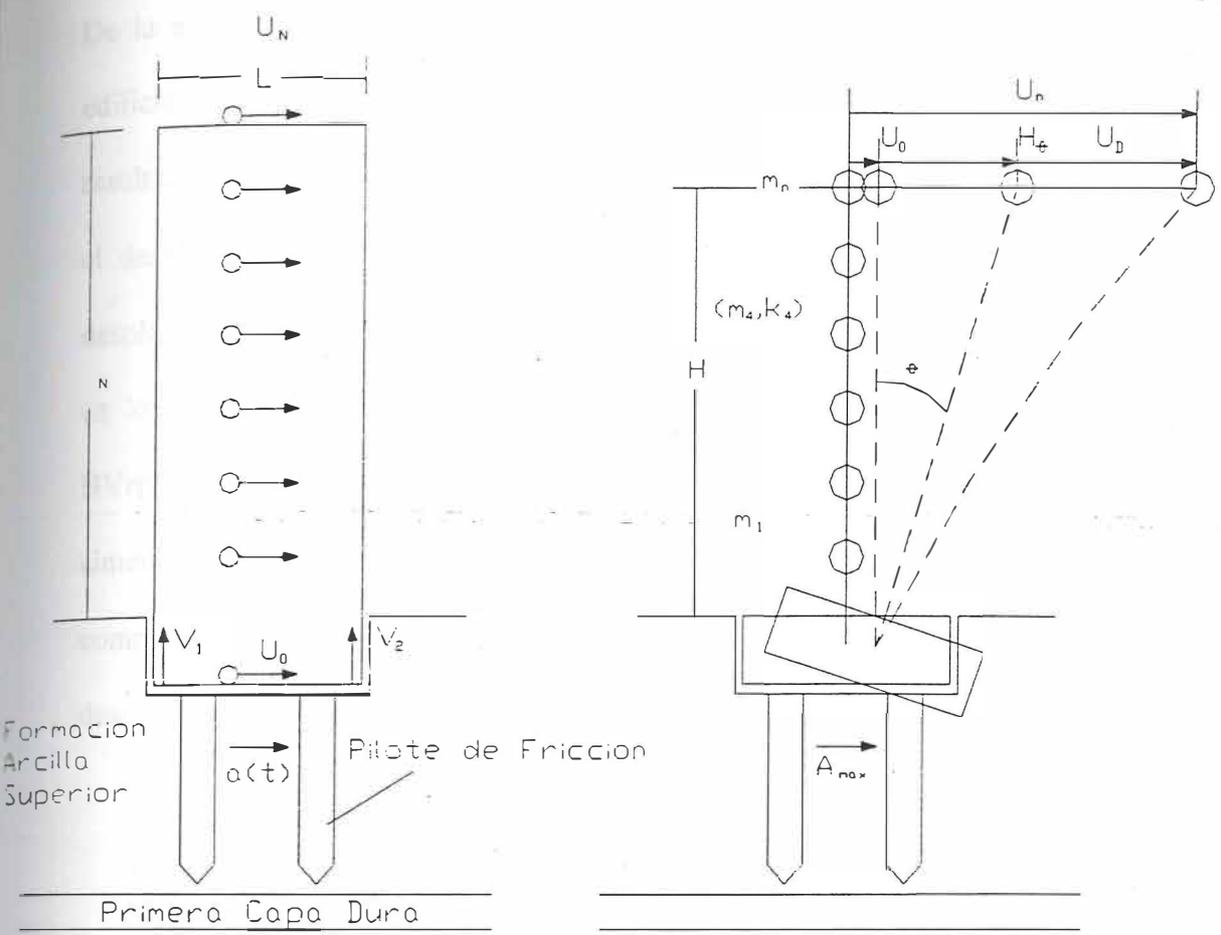
donde h_j es la altura modal y L la longitud de la base. $X_j(t)$ representa el desplazamiento de la j -ésima masa por deformación de la estructura debido al efecto de interacción suelo-estructura.

De acuerdo a la figura 18, en la cual se muestra la distribución de los instrumentos, los registros de vibración ambiental nos permiten medir directamente:

- 1.- $V_1(t)$ y $V_2(t)$ para determinar de la expresión 4 el desplazamiento de la j -ésima masa $h_j\phi_b(t)$ por rotación del eje vertical de las masa modales como cuerpo rígido.
- 2.- El desplazamiento total de la base $U_b(t)$ el cual es registrado directamente por el instrumento instalado en la planta baja del edificio.
- 3.- $U_j(t)$ el desplazamiento total del j -ésimo nivel o masa modal que se registra directamente en cada uno de los niveles que se muestran en la figura 16, en los sitios indicados en la figura 17.

De acuerdo con lo anterior, el desplazamiento $X_j(t)$ por deformación de la estructura podemos determinarlo directamente de los registros de vibración ambiental, sustituyendo las series de tiempo correspondientes en la siguiente expresión:

$$X_j(t) = U_j(t) - [U_b(t) + h_j\phi_b(t)]. \quad (5)$$



Acelerómetro Vertical (rotación de la base)
 Acelerómetro horizontal (deformación del edificio)

$$U_n(t) = U_o(t) + H_n(t) + X_n(t)$$

Desplazamiento total del nivel n.

$$H_n(t) = (H_n / L) \Delta V_n(t)$$

Rotación del cuerpo rígido del eje vertical del edificio.

$$V_n(t) = (V_1(t) - V_2(t))$$

Desplazamiento vertical diferencial de la base entre los sitios 1 y 2.

Figura 18.

Configuración ideal del arreglo de instrumentos para medir las características dinámicas de la estructura.

III.6 Corrección por traslación y rotación de la base.

De la ecuación (1) observamos que el desplazamiento total $U_n(t)$ del nivel N del edificio es igual a la suma del desplazamiento de la base $U_o(t)$ más el desplazamiento resultante por rotación de cuerpo rígido del eje vertical del edificio $(H_n/L)*V_r(t)$, más el desplazamiento por deformación de la estructura sobre base rígida $X_n(t)$. Los desplazamientos $U_n(t)$ y $U_o(t)$ se obtienen directamente de los registros que se toman en los niveles correspondientes. El desplazamiento por rotación de cuerpo rígido $HV_r(t)$, lo determinamos del movimiento diferencial vertical $V_r(t)$ del cajón de la cimentación, el cual se calcula de la diferencia $V_1(t) - V_2(t)$ entre los registros de la componente vertical como se indicó en la sección anterior. Utilizando las operaciones descritas anteriormente podemos calcular $X_n(t)$ como sigue:

$$X_n(t) = U_n(t) - [(H_n / L) V_r(t) + U_o(t)] \quad (6)$$

Donde H_n es la altura del n-ésimo nivel medido desde la base del edificio y L la longitud de la base en la dirección de análisis.

La corrección de los registros por rotación de cuerpo rígido $(H / L * V_r(t))$ y por desplazamiento de la base $(U_o(t))$ se denominará en lo sucesivo: Corrección de Base Rígida

En este punto es importante señalar que durante los trabajos preparativos en el laboratorio, se pone especial cuidado en la calibración de los instrumentos para evitar

ambigüedades en las polaridades de los acelerógrafos y en las características de su respuesta dinámica.

III.7 Procesamiento de los registros .

i) Conversión de los registros del formato de datos por el instrumento (*.SSR) al formato del paquete del procesamiento de datos (*.MAT).

Este paso consiste en la conversión del formato del archivo de datos en formato instrumental o en "formato primario" al formato del programa MATLAB usando los siguientes programas en modo de comando.

Para la conversión del formato primitivo (*.SSR) al formato común de datos (*.D16) y posteriormente al formato (*.MAT) se usan los programas CNVSSR y CDF2MAT como sigue:

<i>Programa</i>	<i>Archivo de entrada</i>	<i>Archivo de salida</i>
CNVSSR	NOMBRE.D16	NOMBRE.DAT
CDF2MAT	NOMBRE.D16	NOMBRE.MAT

ii) Acondicionamiento y edición de los registros.

Este paso comprende: Edición y graficado de los registros para certificar la integridad y calidad de los mismos, la posible existencia de picos de saturación y de niveles DC al inicio y final de los registros que pudieran contaminar el calculo de los espectros de potencia en la banda de las bajas frecuencias .

iii) Corrección de los registros por línea base y tendencias lineales ajustando un polinomio de segundo orden a la serie de tiempo. La corrección por tendencia lineal se obtiene ajustando un polinomio de segundo grado a las series de tiempo.

$$U(t_i) = U(t_i) - \{A_0 + B_0 t_i\} \quad (7)$$

iv) Corrección de los registros por la componente DC al inicio y al final del registro resultante de la truncación del registro a una ventana de T (s) de duración (en nuestro caso 180 s), usando una ventana de *Hamming* de cuatro segundos de duración en los extremos del registro.

v) Filtrado y decimación de los registros.

Filtrado y decimación del registro usando un filtro *Butterworth* de sexto orden con frecuencia de corte a 20 Hz y su decimación a una tasa de muestreo de 50 mtras/s (decimación por un factor de dos). Para el filtrado de los registros se utilizó el filtro pasa bajas *Butterworth* de sexto orden, con frecuencia de corte de 20 Hz. En base a las pruebas efectuadas se llegó a la conclusión que la frecuencia de corte a 20 Hz era la más apropiada ya que la respuesta dominante del edificio se concentra en el intervalo de frecuencias de 0.1 a 10 Hz.

La decimación es un proceso utilizado para cambiar la razón de muestreo de un rango alto a un rango bajo. En nuestro caso se utilizó un factor de dos para la decimación, esto quiere decir que la frecuencia de Nyquist de los registros se redujo de 50 Hz a 25 Hz.

vi) Normalización de los registros por su desviación estándar. Este procesamiento se efectúa usando la librería de programas "PROCESO" desarrollada usando las funciones primitivas del programa MATLAB (MATLAB, 1993). Se describe en el diagrama de flujo que se muestra en la figura 19 cada una de las funciones.

vii) Como último paso, los archivos procesados se guardan en el directorio de trabajo bajo el mismo nombre con extensión *.mat y se le asigna un nombre a la variable correspondiente en el ambiente MATLAB.

III.8 Cálculo del espectro de potencia.

A esta etapa del procesamiento corresponde al cálculo del espectro de potencia de cada uno de los registros sobre toda su longitud, y graficado de los espectros de potencia observados en cada uno de los niveles de registro, en gráficas independientes, y en una gráfica compuesta para facilitar el análisis e identificación de las frecuencias características y formas modales correspondientes del edificio.

El cálculo del espectro de potencia de los registros se efectuó utilizando la Transformada Rápida de Fourier (FFT) sobre una ventana de tiempo T_0 que abarca la longitud total de los registros (180 s) como se describe a continuación.

Las amplitudes espectrales $E(f_n)$ de los registros $U(t_k)$ en el dominio complejo de la Transformada de Fourier están determinadas por la ecuación

$$E(f_n) = \Delta t \sum_{k=1}^N \exp(-2\pi i t_k f_n / N) U(t_k) \quad (8)$$

donde: $k=1, 2, \dots, N$ y $n=1, 2, \dots, \frac{N}{2} + 1$.

$$t_k = \Delta t * k \quad (9)$$

representa valores discretos del tiempo en múltiplos del intervalo de muestreo Δt .

$$f_n = \Delta f_o * n \quad (10)$$

representa valores discretos de la frecuencia en múltiplo del intervalo de frecuencias

$$\Delta f_o = \frac{1}{T_o} \quad , \quad (11)$$

en donde $U(t_k)$ representa los valores discretos (en % de g) de los registros de aceleración al tiempo t_k , $E(f_n) = E_R(f_n) + i E_I(f_n)$ los valores correspondientes de sus amplitudes espectrales en el dominio de Fourier a la frecuencia f_n . $E_R(f_n)$ es la componente real, y $E_I(f_n)$ la amplitud espectral imaginaria).

De la expresión para $E(f_n)$ observamos que para $n = 0$, $E(0)$ corresponde al valor promedio de la serie de tiempo el cual debe ser igual a cero después de corregir los registros por línea base tendencias lineales y parabólicas como se indica en la ecuación (10). Para $n = 1$; $f_1 = f_0 (1/T_0)$ corresponde a la frecuencia fundamental de la serie de tiempo y es igual a la frecuencia de muestreo de las amplitudes espectrales $\Delta f_0 = 1/T_0$ y $f_N/2 = 1/2\Delta t$ en la frecuencia de Nyquist.

Para detectar los cambios en las frecuencias características del modo fundamental del edificio conforme avanzó el proceso de rigidización a que fue sometido, fue necesario calcular las amplitudes espectrales con la mayor resolución posible en la banda de frecuencias de 0.25 a 12.5 Hz o equivalentemente en el rango de periodos de 4 a 0.08 segundos. En esta banda de frecuencias se observó con mayor claridad el corrimiento en la frecuencia característica del modo fundamental de deformación de la estructura.

Con este propósito se tomaron registros de vibración ambiental de 180 s de duración, lo que permite reducir la frecuencia fundamental del registro Δf_0 e incrementar en consecuencia la resolución de la forma espectral con un número mayor de amplitudes espectrales. Esto permite resaltar con toda claridad la forma espectral de las amplitudes pico espectrales asociadas a las frecuencias características de deformación del edificio. El número de amplitudes espectrales en el intervalo de frecuencias de 0.25 a 0.08 Hz es igual a

$$N_r = (1.0 - 0.25) * 180 \quad (12)$$

Lo que resulta en 135 amplitudes espectrales, las cuales se consideraron suficientes para obtener la mejor definición posible de las frecuencias características del primer modo fundamental del edificio.

En la figura 19 se muestra el diagrama de flujo del procesamiento de los datos de vibración ambiental.

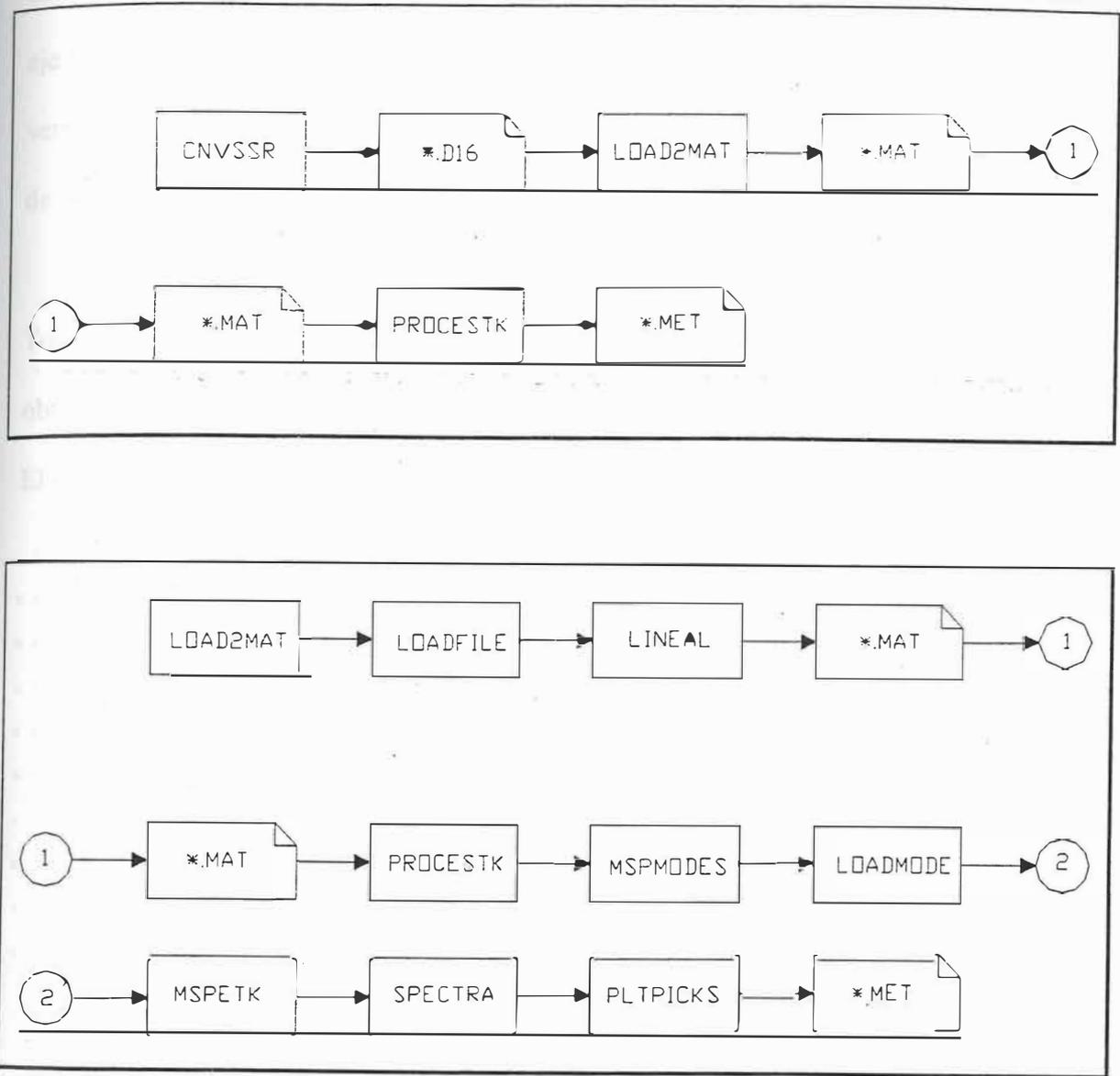


Figura 19. Diagrama de flujo del procesamiento de los registros.

III.9 Procesamiento de la Componente Transversal de los registros.

i) *Rotación de cuerpo rígido de la base del edificio:* Para estudiar la rotación del edificio como cuerpo rígido, se midió la rotación del cajón de la cimentación sobre el eje longitudinal central LL' en el sótano (figura 20). Se instalaron dos acelerómetros verticales en los sitios definidos por las columnas D2 (V1(t)) y D6 (V2(t)). La rotación de la base se calculó tomando la diferencia entre los registros de los sitios D2 y D6

$$V_{Dr}(t) = (V_{D1}(t) - V_{D2}(t)) * / Lt. \tag{13}$$

Tomando como ejemplo los registros de Mayo, se procesaron los registros para obtener las series de tiempo del movimiento diferencial vertical de la base del edificio.

El espectro de potencia correspondiente se muestra en la figura 20a.

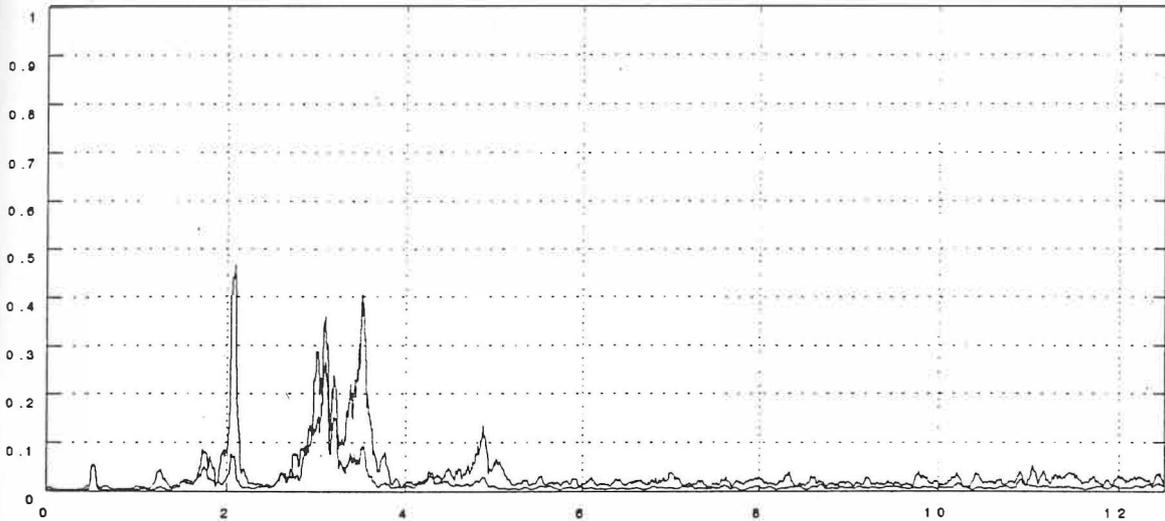


Figura 20a.- Espectros de potencia del movimiento diferencial vertical en dirección del eje transversal de la base del edificio. Sin normalizar por la longitud del eje transversal Lt = 25.60m.

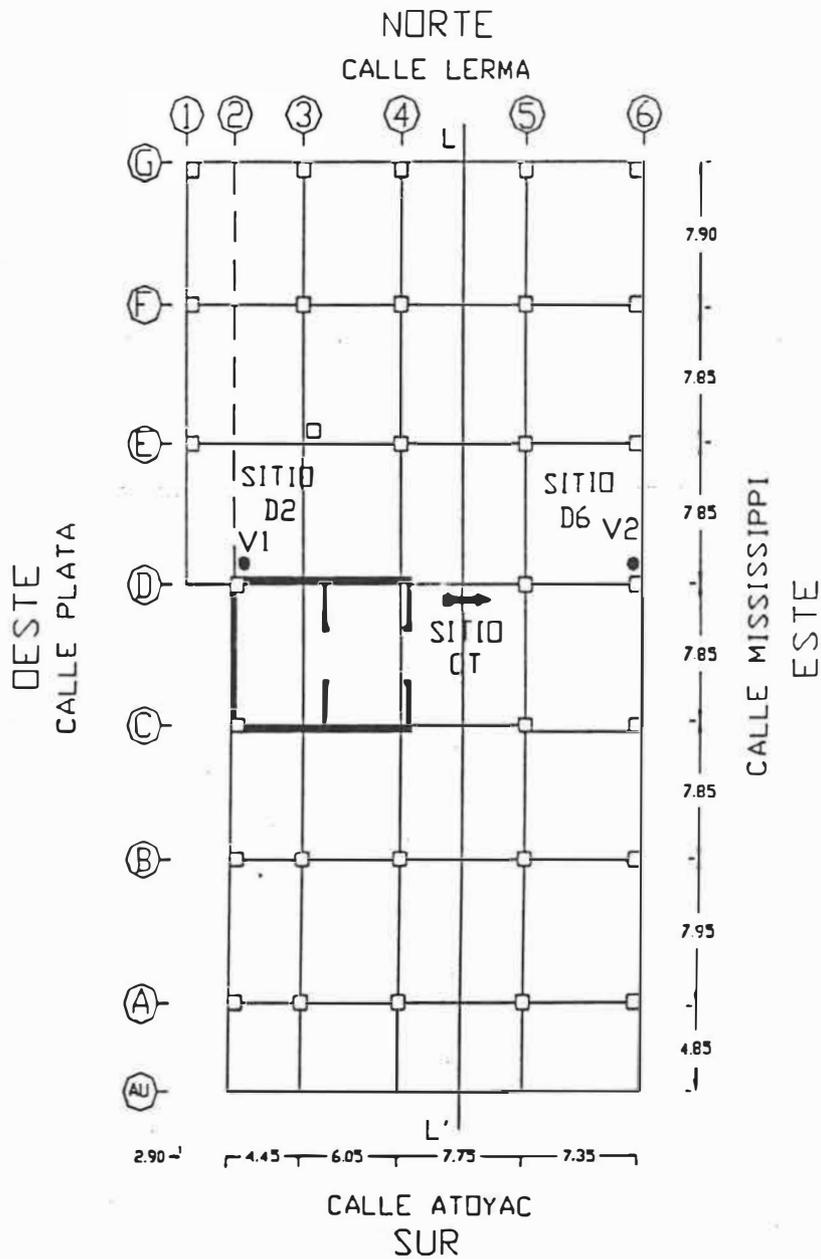


Figura 20. Ubicación de los acelerómetros verticales (sitios D2 y D6) en el sótano para medir rotación sobre el eje longitudinal, y del acelerómetro horizontal apuntando en la dirección transversal en el sitio D45.

Bajo la suposición de que la losa del cajón de la cimentación se comporta rígidamente para el rango de frecuencias de interés, el desplazamiento horizontal en la dirección transversal asociado a la rotación de cuerpo rígido de la estructura del edificio podemos calcularlo como sigue ($H = 52.39$ m):

$$H_{or}(t) = H * V_{Dr}(t) = H / L_t * (V_{D1}(t) - V_{D2}(t)) \quad (14)$$

$$\text{donde } H / L_t = 2.05$$

ii) *Desplazamiento horizontal del eje central del edificio:* Para registrar las componentes del desplazamiento horizontal sobre el eje central del edificio se instalaron en el sitio CT, definido por el punto medio entre las columnas D4 y D5 (figura 20), acelerómetros horizontales ($U_{nc}(t)$) en cada uno de los niveles pares del edificio apuntando hacia la calle de Mississippi (figura 21). En total se obtuvieron ocho registros simultáneos de la deformación del edificio por vibración ambiental (SOT, N02, N04, N06, N08, N10, N12, y N14).

Las series de tiempo correspondientes a la deformación del edificio en cada uno de los niveles de registro se obtuvieron procesando los registros de acuerdo a la ecuación (6).

Los espectros de potencia correspondientes a la deformación de cada nivel y aplicadas en una sola gráfica se muestran en la figura 21a, los cuales corresponden a la toma de Mayo.

En este caso las series de tiempo correspondientes se calculan usando la expresión

$$X_{tn}(t) = U_{tn}(t) - [H_n * (V_{Dr}(t) + U_{to}(t))] \quad (15)$$

donde n representa el índice de cada nivel instrumentado.

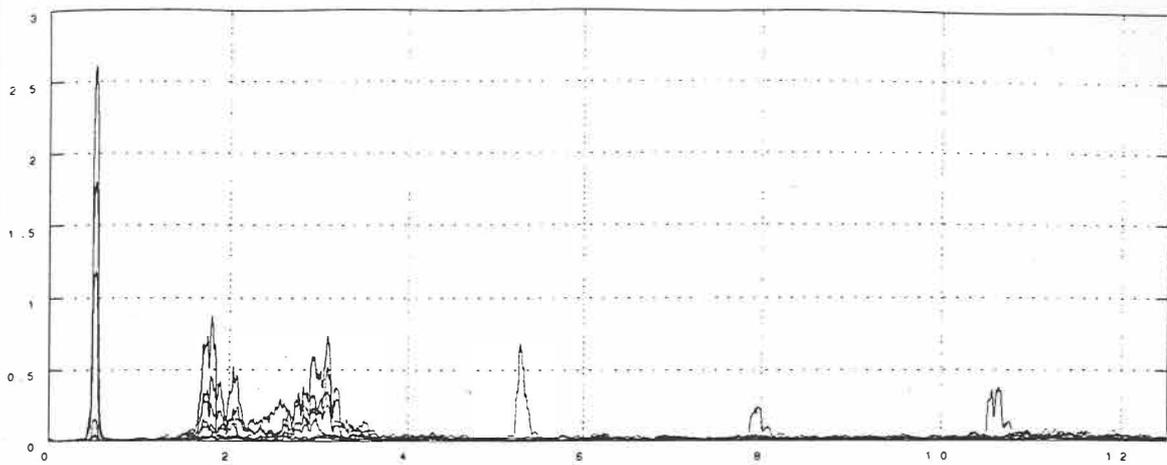


Figura 21a.- Espectros de potencia del desplazamiento total en cada nivel en la dirección del eje transversal agrupados en una sola gráfica. Para visualizar las amplitudes modales espectrales. La respuesta del primer modo de deformación se observa claramente como picos espectrales dominantes en el intervalo de frecuencias de 0.3 a 0.7 Hz. Las amplitudes espectrales se incrementan con la altura del edificio, como es esperado.

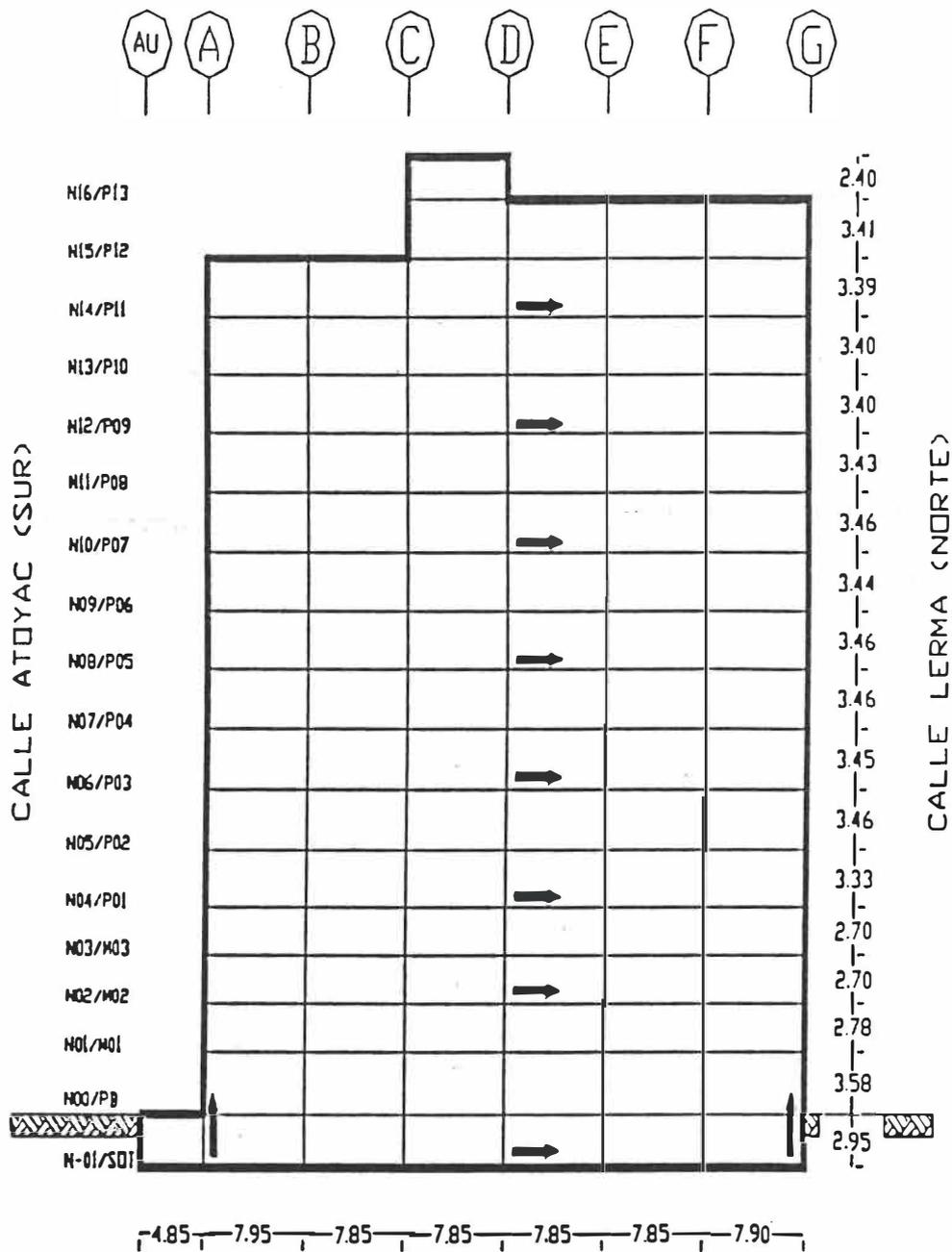


Figura 21. Ubicación de los acelerómetros horizontales en la dirección transversal sobre el eje vertical del edificio pasando por el eje de columnas D, y de los acelerómetros verticales del sótano.

iii) Efecto de torsión: Para estudiar la torsión del edificio sobre su eje vertical en la dirección transversal, ocasionada por las excentricidades entre los centros de masa de rigidez, se seleccionó el nivel N04 durante el primer levantamiento y el nivel N14 en los subsecuentes. Los acelerómetros se instalaron en los sitios definidos por las columnas A1 y G6 apuntando en la dirección transversal del edificio hacia la calle de Río Mississippi (figura 21). La componente de Torsión se determinó calculando la diferencia entre los registros de los sitios A1 - CT; CT - G6; y A1 - G6, normalizada por la longitud del eje diagonal del edificio $L_d = 58.05$ m; esto es:

$$Tt1 = (Ut1(t) - Utc(t)) * 2 / Ld \quad \text{Torsión sitios A1 - CT} \quad (16)$$

$$Tt2 = (Utc(t) - Ut2(t)) * 2 / Ld \quad \text{Torsión sitios CT - G6} \quad (17)$$

$$Tt = (Ut1(t) - Ut2(t)) * 1 / Lt \quad \text{Torsión sitios A1 - G6} \quad (18)$$

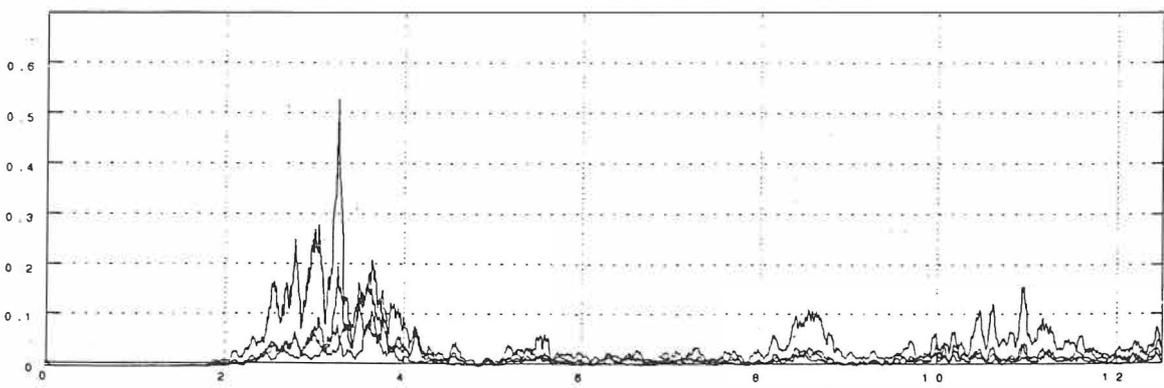


Figura 22a. Espectros de potencia de torsión sobre el eje transversal. Sin normalizar por la longitud del eje longitudinal L_d , ni por la longitud del eje transversal.

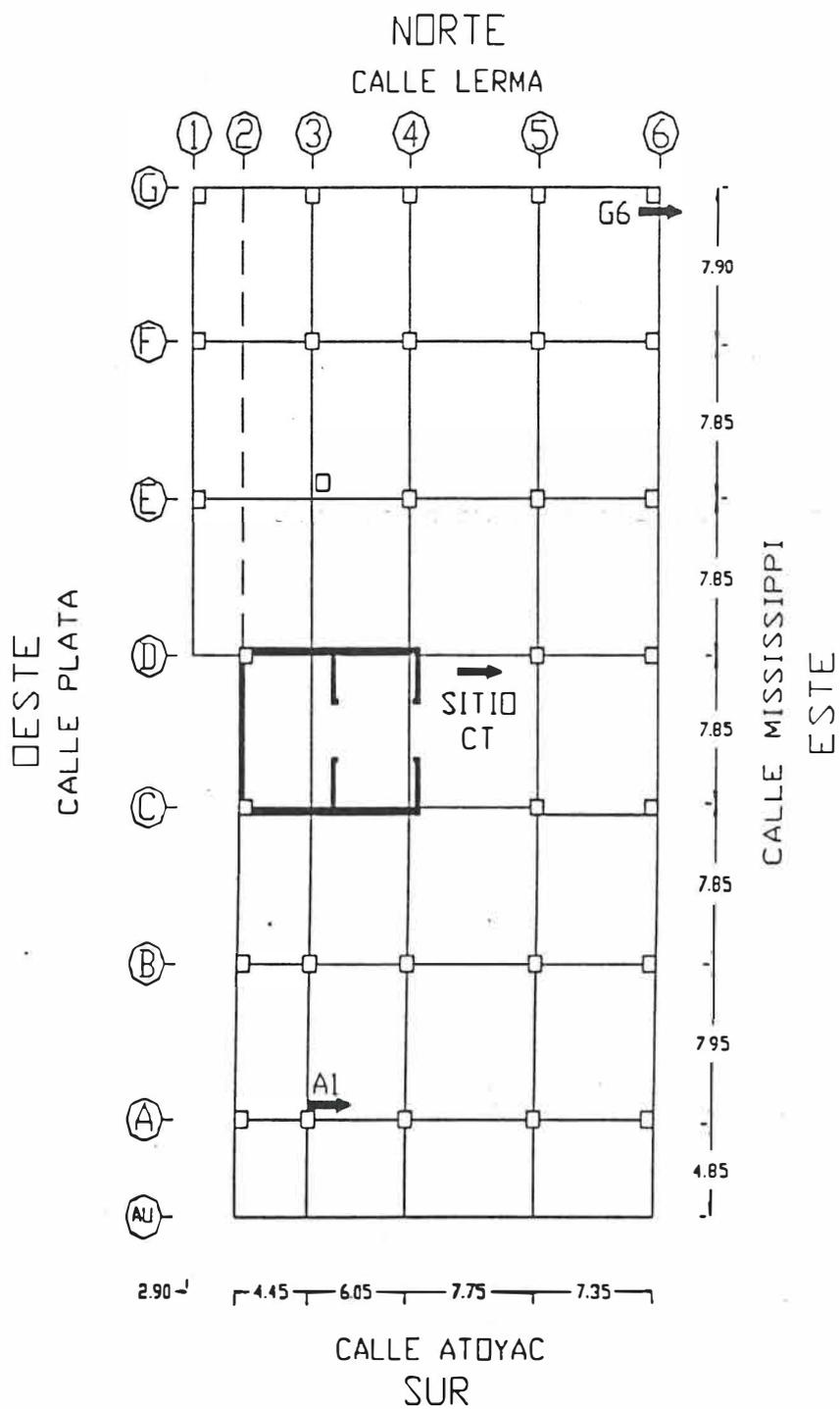


Figura 22. Ubicación de los acelerómetros para medir torsión sobre el eje transversal N04 y N14.

III.10 Procesamiento de la componente longitudinal de los registros.

De igual manera que se procesaron los registros de los levantamientos en la dirección transversal se procedió con los levantamientos en la dirección longitudinal, como se resume a continuación.

i) Rotación de cuerpo rígido del edificio: Para estudiar la rotación como cuerpo rígido del edificio, se midió la rotación del cajón de la cimentación sobre el eje transversal central DD' (figura 23) en el sótano. Se instalaron dos acelerómetros verticales en los sitios definidos por las columnas A4 - A5 (Sitio A45, V1(t)) y G4 - G5 (Sitio G45, V2(t)). La rotación de la base se calculó tomando la diferencia entre los registros de los sitios A45 y G45 normalizándose por la longitud del eje longitudinal del edificio (Ll= 52.10 m), esto es:

$$V_{ar}(t) = (V_{a1}(t) - V_{a2}(t)) * 1/Lt. \quad (19)$$

Bajo la suposición de que la loza del cajón de la cimentación se comporta rígidamente para el rango de frecuencias de interés, el desplazamiento horizontal en la dirección transversal asociado a la rotación de cuerpo rígido de la estructura del edificio podemos calcularlo como sigue (H = 52.39 m):

$$H_{Or}(t) = H * V_{Ar}(t) = H / Lt * (V_{A1}(t) - V_{A2}(t)) \quad (20)$$

donde $H / Lt = 1.01$

ii) Desplazamiento horizontal del eje central del edificio: Para medir las componentes de deformación sobre el eje central del edificio se instalaron en el sitio CT, definido por el punto medio entre las columnas D4 y D5 (figura 24), acelerómetros horizontales (Unc(t)) en cada uno de los niveles pares del edificio apuntando hacia la calle de Río Lerma (figura 23). En total se obtuvieron ocho

registros simultáneos de la deformación del edificio por vibración ambiental (SOT, N02, N04, N06, N08, N10, N12, y N14). Las series de tiempo de la componente horizontal de la deformación del edificio en cada uno de los niveles instrumentados; se calcularon de acuerdo a la ec. (6). Esto es:

$$X_{ln}(t) = U_{ln}(t) - [H_n * V_{Ar}(t) + U_{lo}(t)] \quad (21)$$

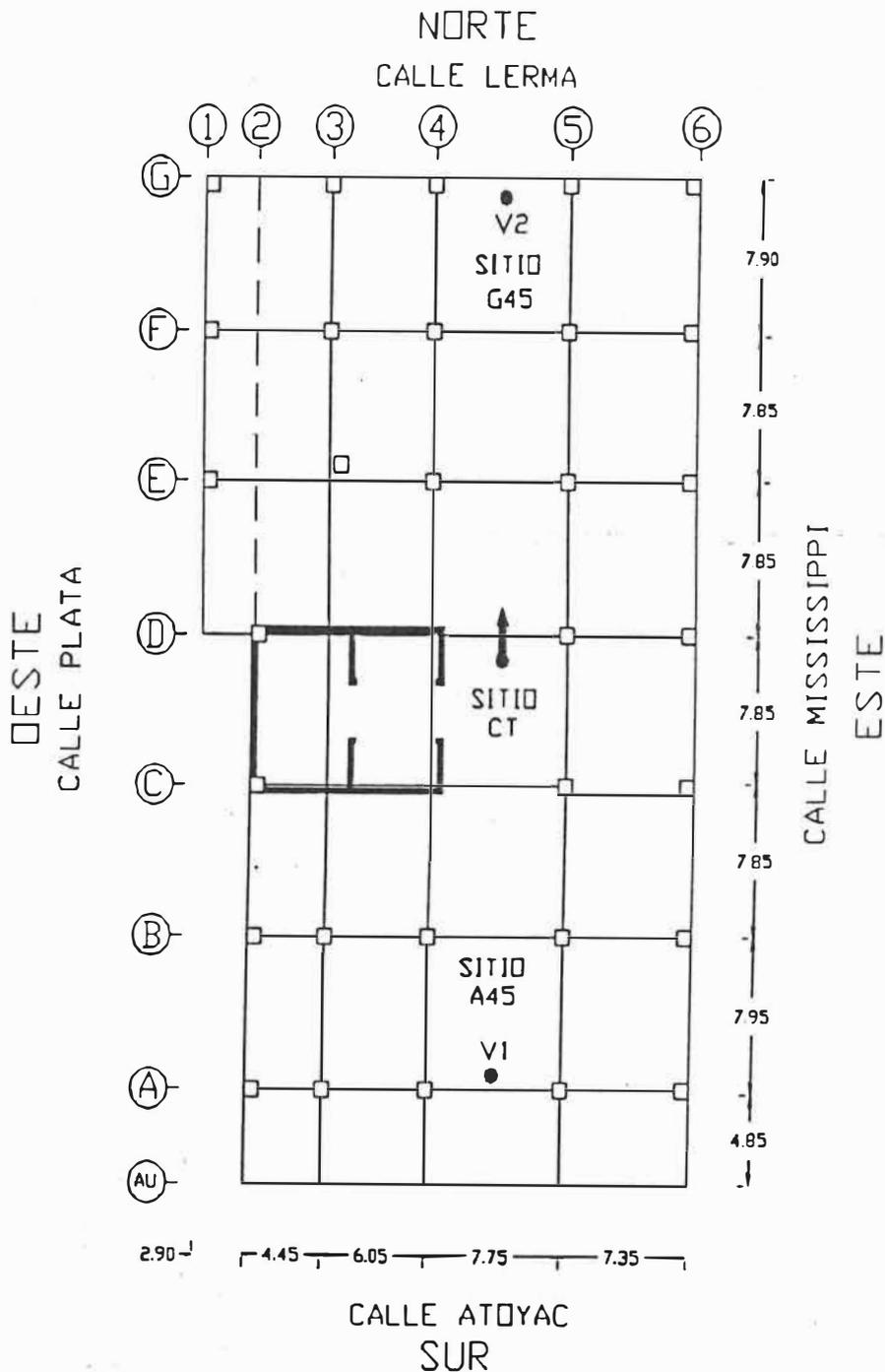


Figura 23. Ubicación de los acelerómetros verticales (sitios G45 y A45) en el sótano para medir rotación sobre el eje transversal, y del acelerómetro horizontal apuntando en la dirección longitudinal en el sitio D45.

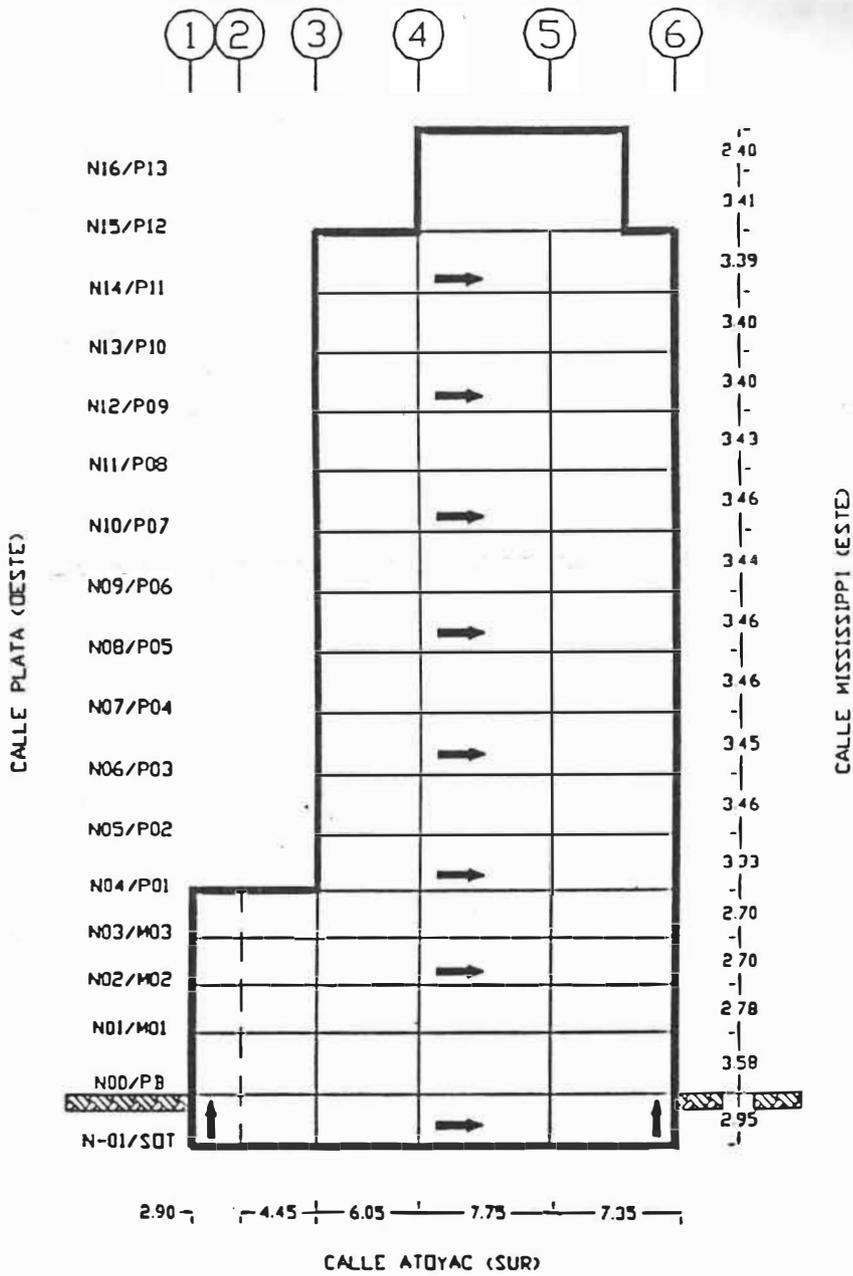


Figura 24. Ubicación de los acelerómetros en la dirección longitudinal sobre el corte vertical del edificio pasando por el eje longitudinal LL'.

IV. DETERMINACIÓN DE LOS CAMBIOS EN LAS CARACTERÍSTICAS MODALES DEL EDIFICIO DURANTE EL PROCESO DE REFORZAMIENTO.

Este capítulo se dedica al análisis e interpretación de los espectros de amplitud de las series de tiempo de la componente asociada a la deformación del edificio. Esto es, de los registros de la respuesta del edificio sobre "base rígida".

La descripción detallada del procesamiento de los registros se ha descrito en el capítulo previo. La información de los registros de aceleración, editados, procesados y filtrados mediante técnicas descritas en capítulos anteriores nos proporcionan parámetros importantes desde el punto de vista de la ingeniería sísmica, dentro de los cuales se tienen los períodos de vibración y formas modales (características modales) de la estructura, por medio de los cuales se diseña la estructura. En este capítulo se presenta una discusión de estos parámetros en términos de los cambios de rigidez de la estructura asociados al proceso de reforzamiento de la misma.

En términos generales las estructuras se encuentran en un estado de equilibrio dinámico, esto es, en un estado de vibración constante por la acción de un conjunto de fuerzas externas que hacen que la estructura oscile con amplitudes muy pequeñas (Inmann, 1994). Esta vibración tiene desplazamientos característicos micrométricos cuyas frecuencias características se les conoce como frecuencias naturales de vibración del sistema estructural. Debido a que esta vibración está acoplada a la traslación y a la torsión del edificio, se requiere analizar las series de tiempo como se describe en la sección anterior para su correcta identificación. Mediante el análisis de Fourier de las series de tiempo, es posible pasar del dominio del tiempo al dominio de las frecuencias

para identificar cuantitativamente las frecuencias características dominantes de la estructura, en particular de la frecuencia fundamental de vibración a lo largo de sus ejes principales de rigidez.

IV.1 Análisis de las frecuencias dominantes de deformación del edificio por vibración ambiental.

En las figuras 25 a la 30 se muestran las gráficas del catálogo completo de espectros de potencia, en el intervalo de 0 a 12.5 Hz, correspondientes a cada una de las tomas de registros de vibración ambiental de los 5 levantamientos efectuados durante el proceso de reestructuración del edificio. En el intervalo de frecuencias de 0 a 5 Hz se observa claramente las frecuencias características de vibración por deformación del edificio, tanto en la dirección longitudinal como transversal. En particular la frecuencia del primer modo de deformación se observa que ocurre en el intervalo de frecuencias de 0.2 a 1 Hz.

Analizando detalladamente los espectros de cada una de la tomas que se presentan en la figura 25, correspondientes a la condición inicial del edificio sin reforzar, se observa que las frecuencias características del edificio del primer modo en la dirección longitudinal no aparecen claramente definidas en cada una de ellas. De hecho es necesario seleccionar los espectros de aquellas tomas en las cuales las formas espectrales correspondientes claramente define la frecuencia característica del primer modo de vibración ambiental del edificio, esto es, que podemos identificarla como asociada a la deformación característica del edificio. Bajo este criterio se seleccionaron las tomas que se indican en la tabla IX.

En la figura 31 se muestran los espectros de potencia de las tomas seleccionadas graficadas en el intervalo de frecuencias de 0 a 5 Hz . En la figura 32 se muestran las gráficas correspondientes a la ventana espectral de 0.2 a 1 Hz en el cual se observa la respuesta del primer modo de deformación del edificio en ambas direcciones. En estas gráficas se muestra además la deformación del edificio a la frecuencia dominante.

Los valores de las amplitudes espectrales (eje horizontal) de la frecuencia piso dominante en cada uno de los niveles de registro, (eje vertical) se han normalizado por las amplitudes espectrales en el techo del edificio. Las gráficas corresponden al primer modo de deformación del edificio.

Tanto en la figura 31 como en la figura 32, se observa claramente el corrimiento de la frecuencia del primer modo de deformación del edificio como resultado del reforzamiento de la estructura. En la dirección del eje longitudinal, de un valor de 0.46 Hz en la condición inicial a un valor de 0.61 Hz en su condición final y en la dirección transversal de 0.56 Hz a 0.74 Hz lo que representa un incremento de la frecuencia del primer modo de deformación del 33% en la dirección longitudinal, y de 32% en la dirección transversal. Esto representa un importante incremento de la rigidez global del edificio como consecuencia del reforzamiento de sus marcos extremos, como se destaca en la siguiente sección.

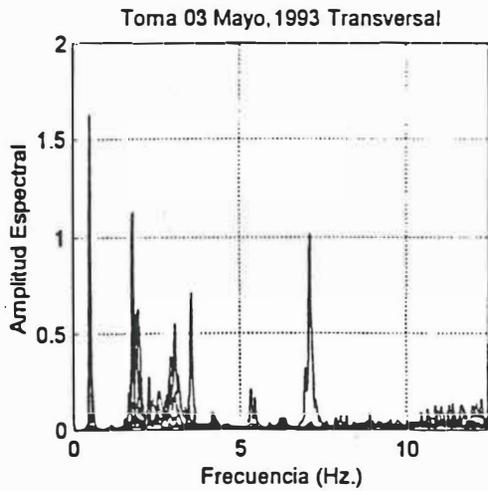
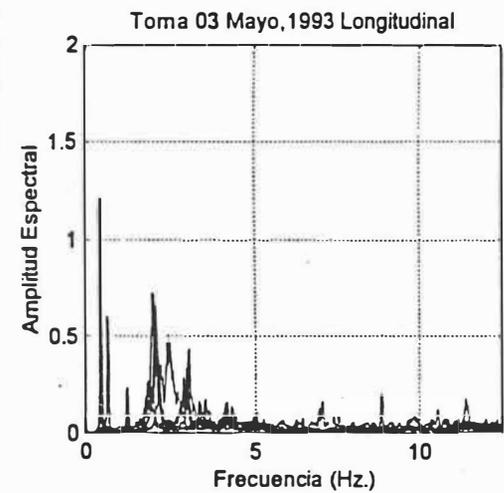
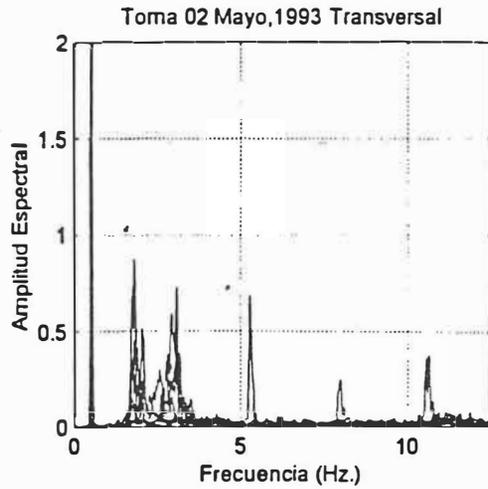
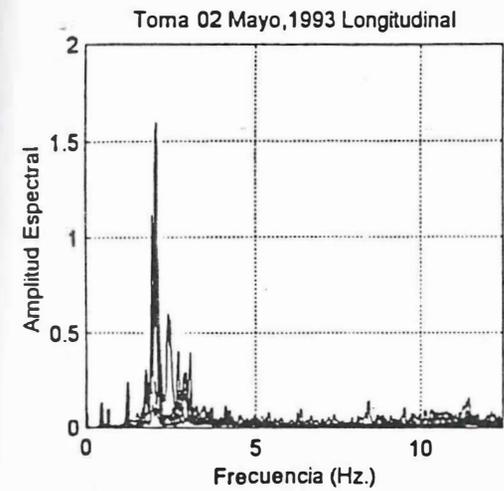
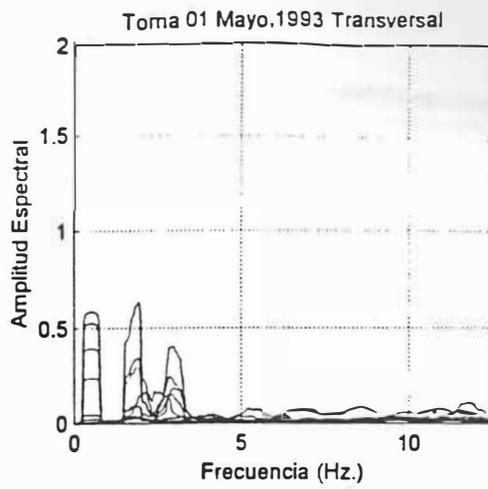
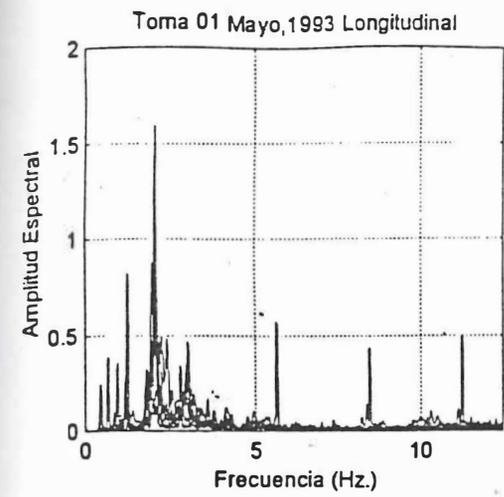


Figura 25. Gráfica de espectros de potencia en la dirección longitudinal y transversal correspondientes a la condición inicial del edificio (primer levantamiento mayo 01, 1993).

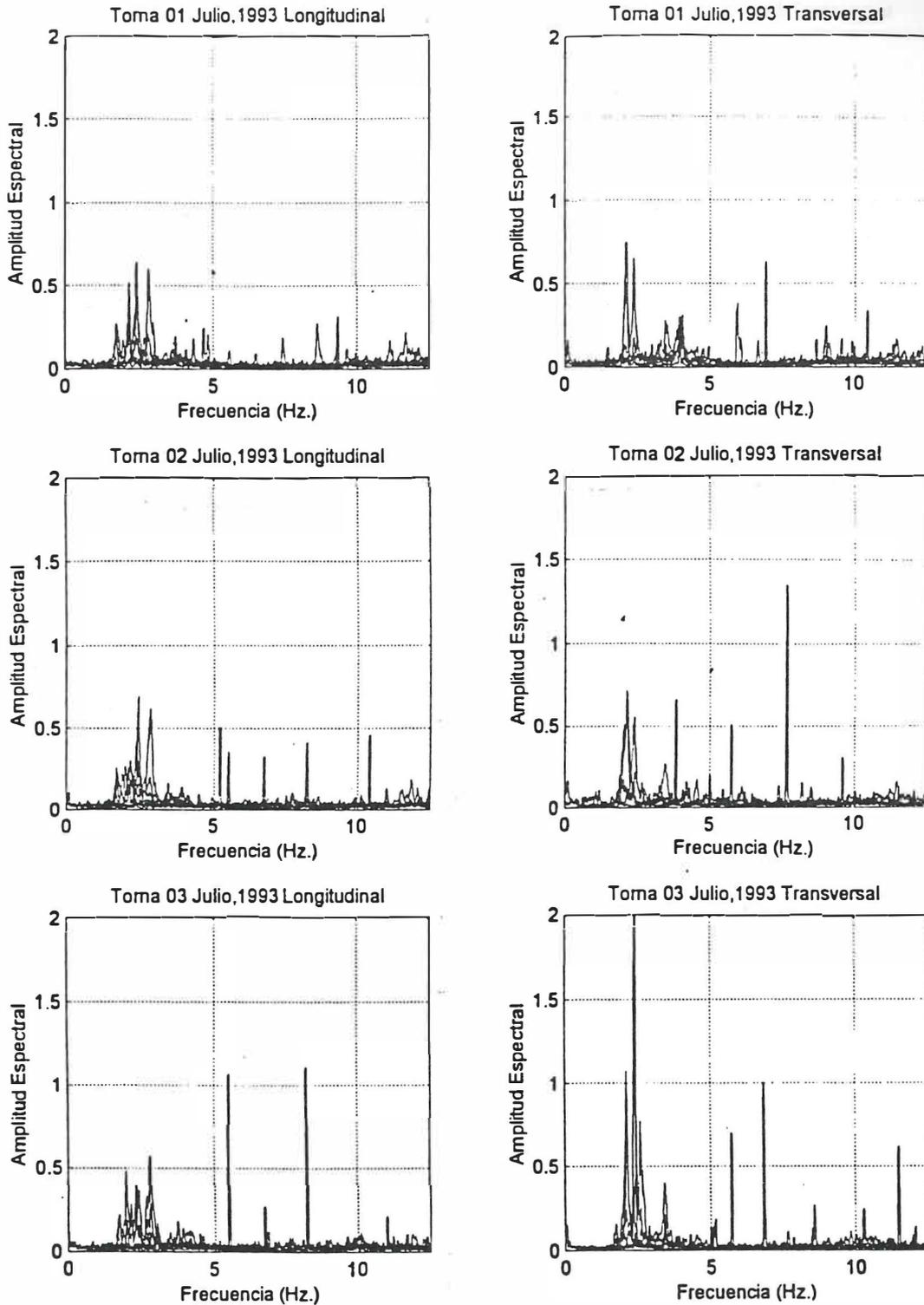


Figura 26. Gráfica de espectros de potencia en la dirección longitudinal y transversal correspondientes a la condición reforzada del edificio hasta el cuarto nivel. Avance 27% (segundo levantamiento julio, 1993).

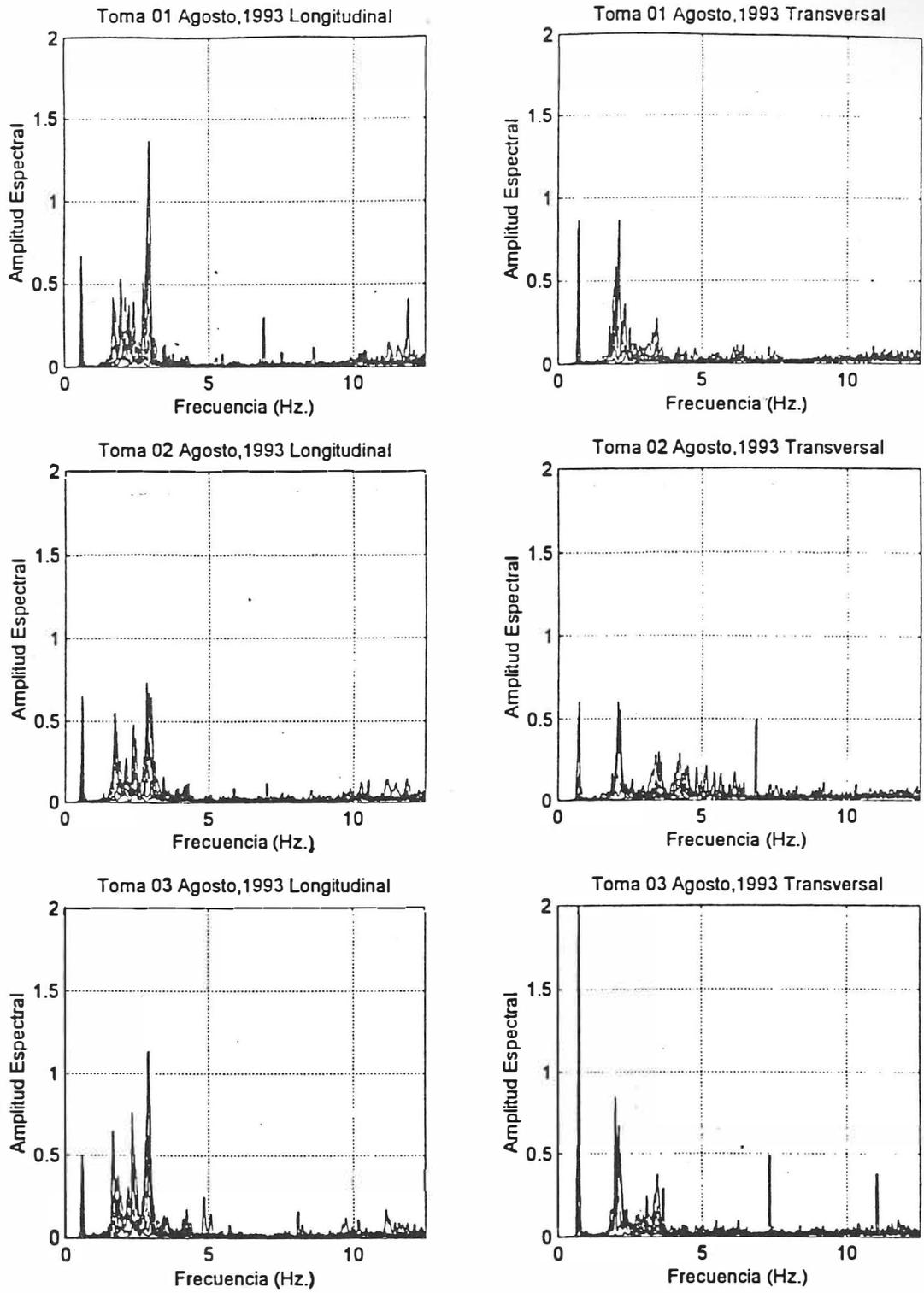
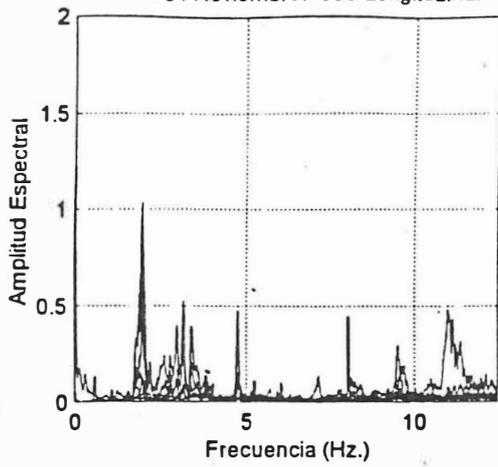


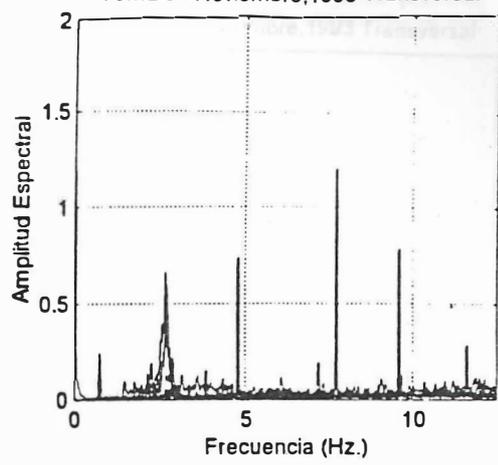
Figura 27.-

Gráfica de espectros de potencia en la dirección longitudinal y transversal correspondientes a la condición reforzada del edificio. Avance 53 % (tercer levantamiento agosto, 1993).

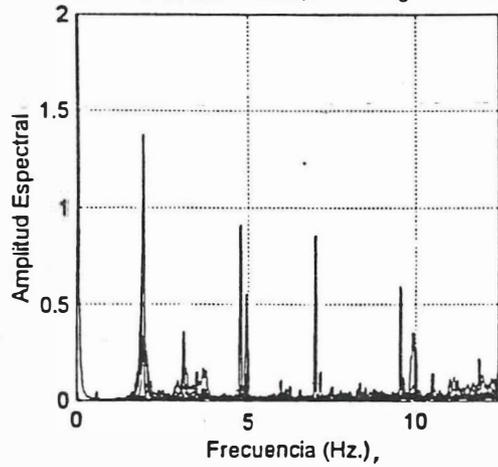
Toma 04 Noviembre, 1993 Longitudinal



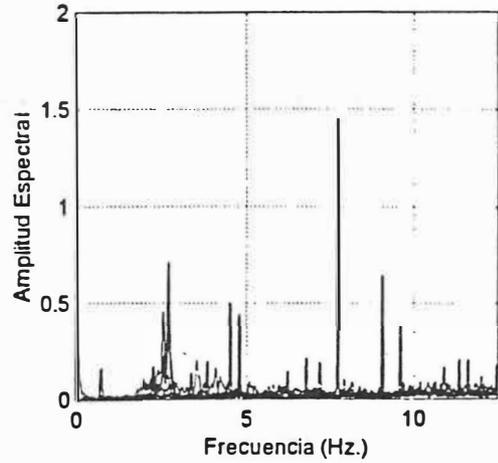
Toma 04 Noviembre, 1993 Transversal



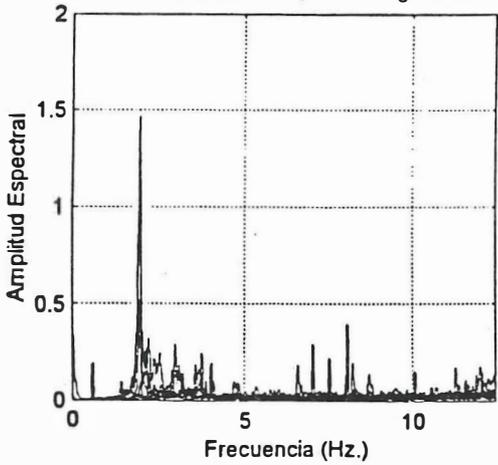
Toma 05 Noviembre, 1993 Longitudinal



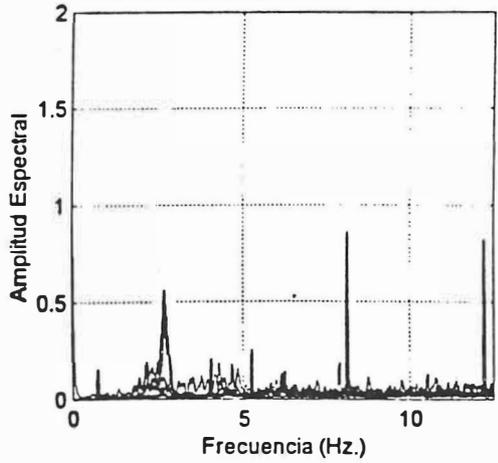
Toma 05 Noviembre, 1993 Transversal



Toma 06 Noviembre, 1993 Longitudinal



Toma 06 Noviembre, 1993 Transversal



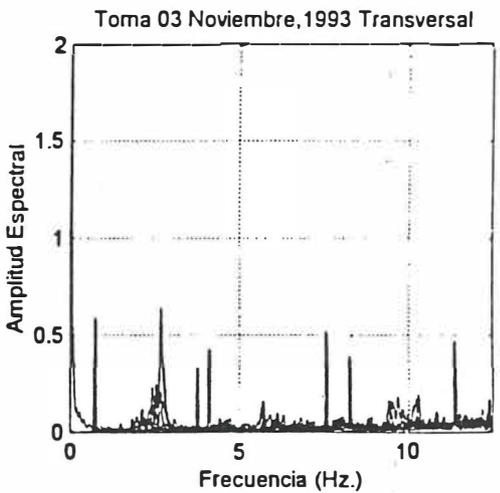
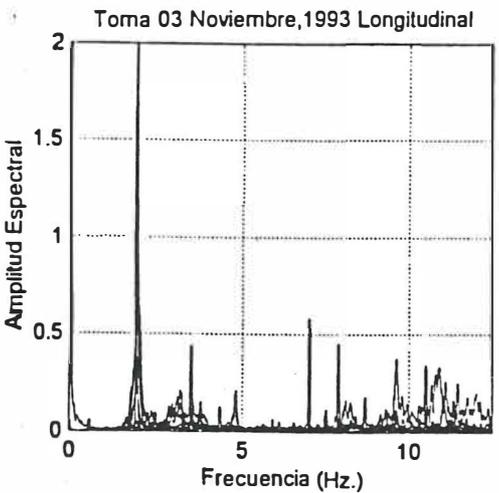
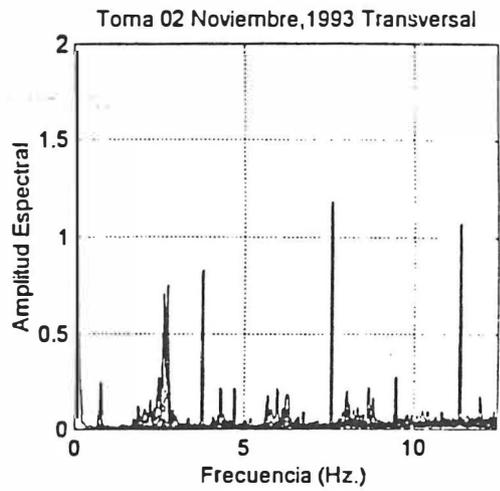
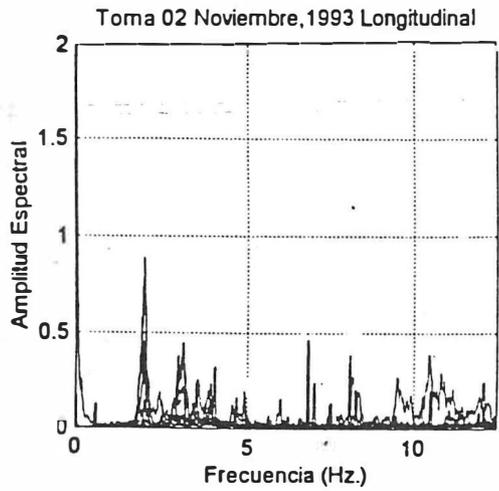
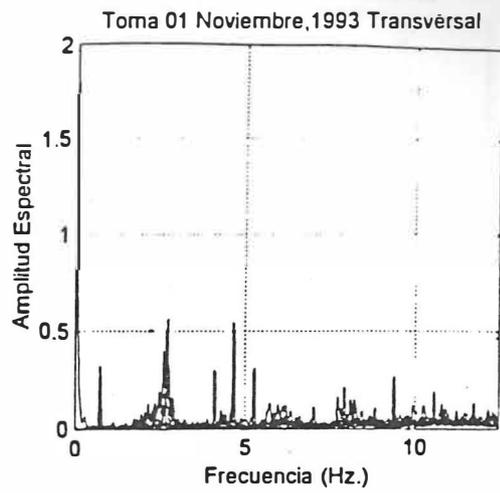
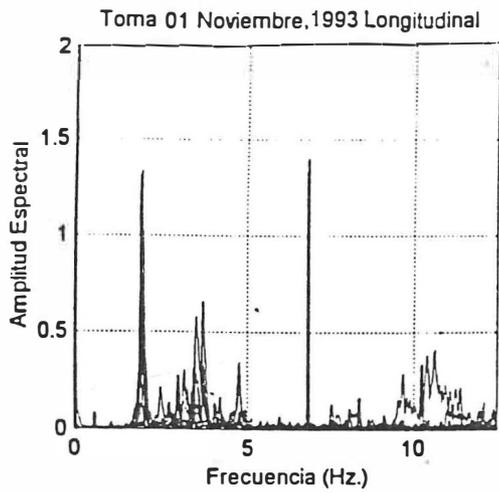


Figura 29.

Gráfica de espectros de potencia en la dirección longitudinal y transversal correspondientes a la condición reforzada del edificio hasta el nivel catorce. Avance 93 % (cuarto levantamiento noviembre, 1993).

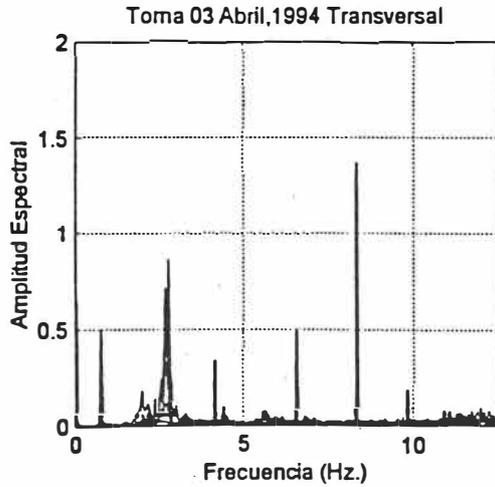
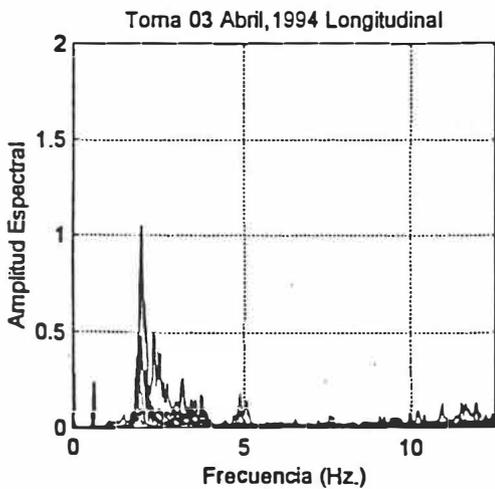
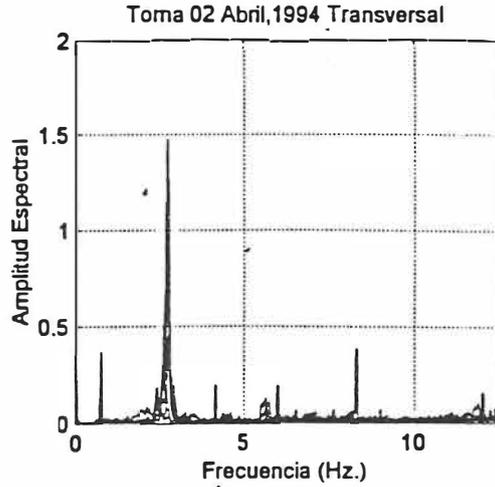
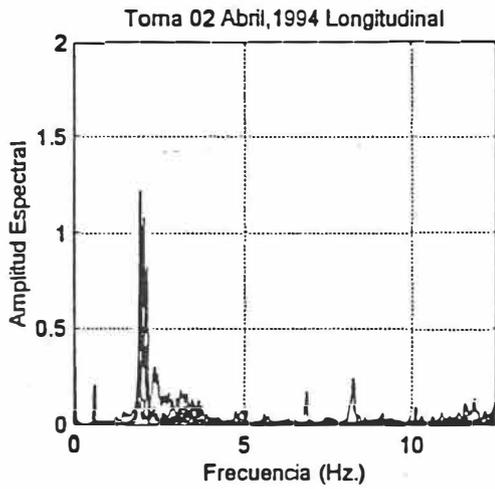
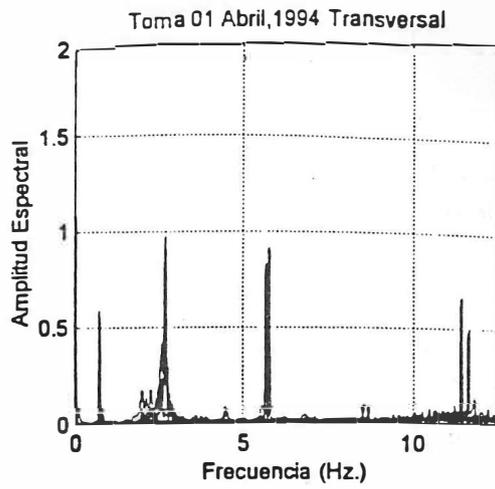
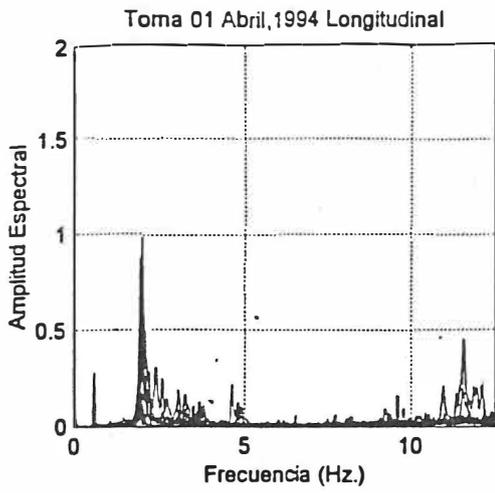


Figura 30.-

Gráfica de espectros de potencia en la dirección longitudinal y transversal correspondientes a la condición reforzada del edificio hasta el nivel catorce, demolición de nivel diez y seis e instalación de la cubierta en el, nivel quince. Avance 100 % (quinto levantamiento abril, 1994).

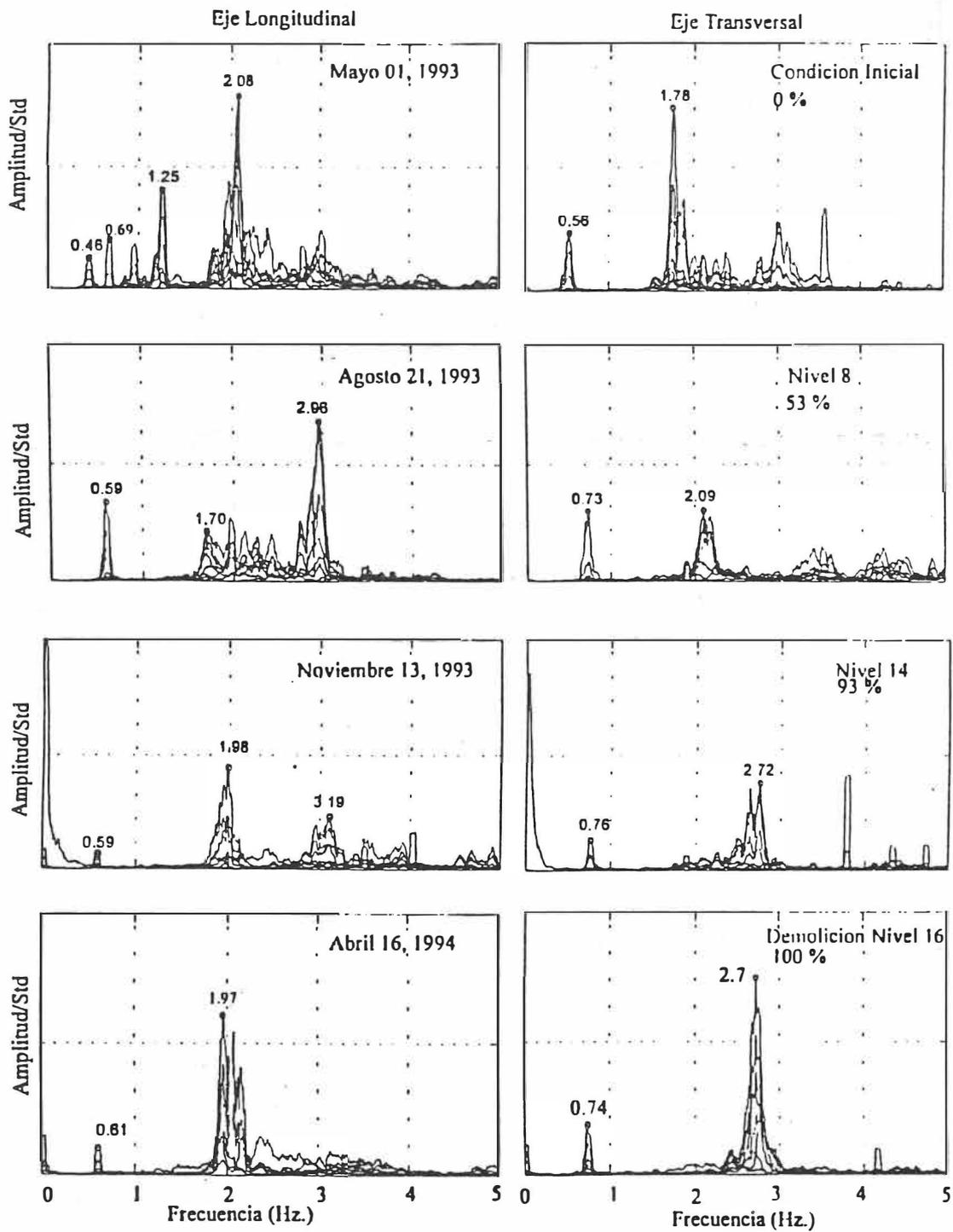


Figura 31. Gráfica de los espectros de potencia para cada una de las tomas seleccionadas.

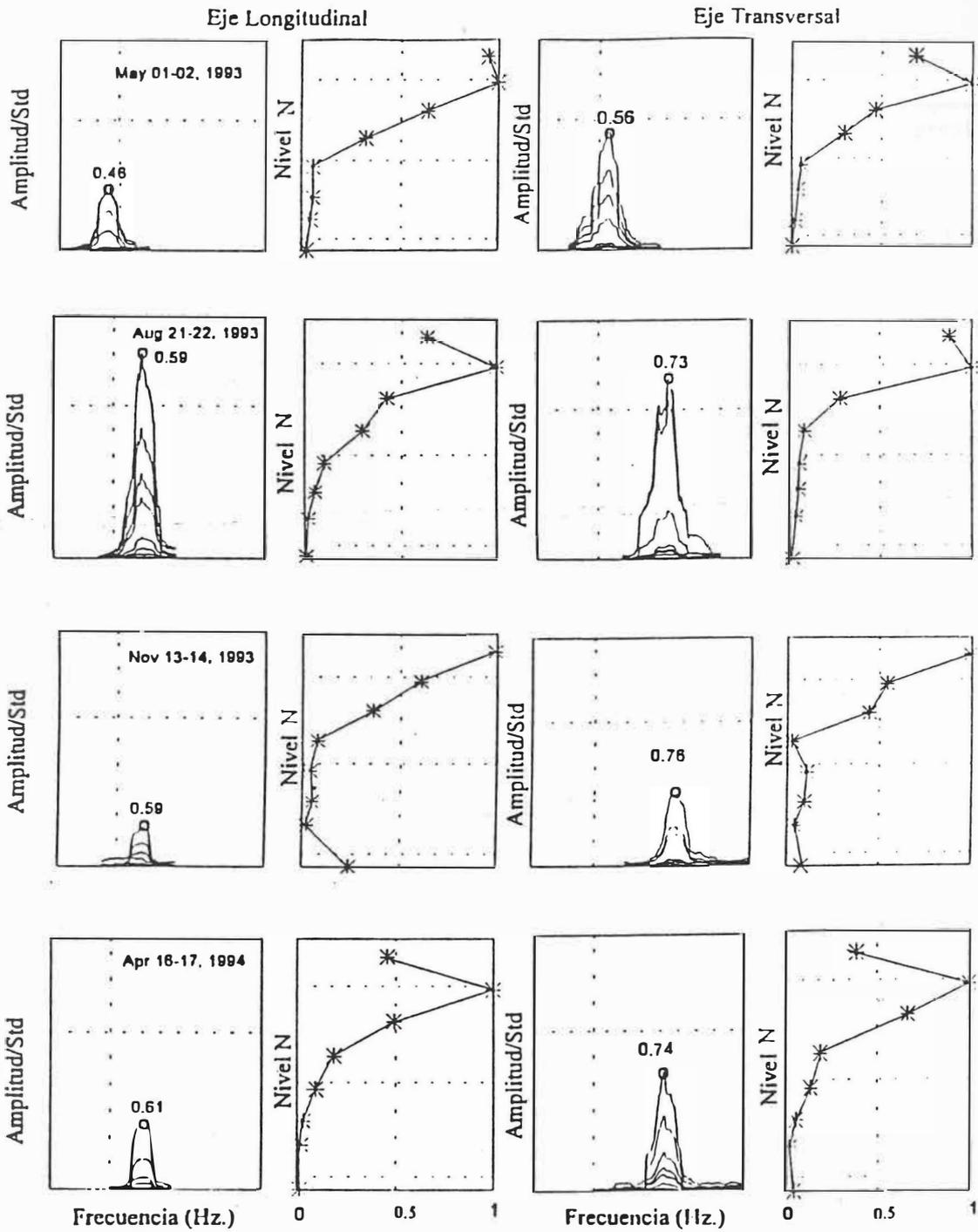


Figura 32. Amplitud espectral del primer modo de deformación del edificio y forma modal correspondiente en la dirección transversal y longitudinal, asociada a cada una de las condiciones de reforzamiento del edificio

Tabla IX. Tomas de Espectros de potencia seleccionados.

Levantamiento	Condición		Longitudinal	Transversal
Mayo 01/02 1993	Inicial		Toma 03	Toma 02
Julio 03/04 1993	Nivel 4	(27%)	Toma 03	Toma 04
Agosto 21/23 1993	Nivel 8	(53%)	Toma 01	Toma 03
Nov. 13/14 1993	Nivel 14	(93%)	Toma 01	Toma 01
Abril 16/17 1994	Demolición N16	(100%)	Toma 01	Toma 01

Las características dinámicas del edificio en su condición inicial, esto es, previo a los trabajos de reforzamiento, se observan claramente en los espectrogramas de sus componentes de deformación en la dirección de sus ejes principales de rigidez, eje longitudinal y eje transversal.

En la dirección de su eje transversal la estructura se comporta como un edificio de cortante, i.e. la deformación de los marcos en esta dirección ocurre por el desplazamiento horizontal de la losa de entrepiso. Esta condición se mantiene durante todo el proceso de reforzamiento del edificio. En la dirección longitudinal, el espectrograma correspondiente a su condición inicial, refleja que la deformación de los marcos estructurales en esta dirección, era mas compleja que en la dirección de su eje transversal. De hecho se observa la presencia de tres picos espectrales dominantes en el intervalo de frecuencias de 0.4 a 1 Hz. El primero ($f_0 = 0.42$ Hz) corresponde al primer modo de deformación del edificio, los dos restantes reflejan elementos de deformación del edificio localizados en los primeros cuatro niveles.

Los espectrogramas de la condición del edificio, al término del reforzamiento hasta el cuarto nivel, muestran una estructura muy simple, que nos permite suponer con confianza que el edificio se comporta para bajos niveles de aceleración; como edificio de cortante.

IV.1.2 Análisis de los cambios en las características dinámicas en la dirección del eje transversal del edificio.

Los espectros de potencia, espectrogramas, de los registros de aceleración observados en la dirección transversal en los niveles SOT, N02, N04, N06, N08, N10, N12 y N14 durante cada una de las cinco etapas del proceso de reforzamiento, así como las formas modales del edificio para las tomas indicadas en la tabla IX se muestran en las figuras 31 y 32. El corrimiento en la frecuencia característica del primer modo de deformación durante cada una de las cinco etapas se observa claramente en la ventana espectral de 0 a 5 Hz. Los valores correspondientes se documentan en la tabla XI.

Como se observa claramente, en el intervalo de frecuencias de 0 a 5.0 Hz los espectros de potencia y formas modales correspondiente a cada uno de los estados de la estructura, están dominados por el pico espectral del primer modo de deformación. En su condición inicial (Mayo 01/02) tiene una frecuencia de 0.56 Hz (1.79 s de periodo.) incrementándose a 0.63 Hz (1.59 s de periodo.) al término de los trabajos de reforzamiento hasta la planta del Nivel 05 o Piso 02 (Julio 03/04); a 0.73 Hz (1.37 s de periodo.) al término de los trabajos de reforzamiento hasta la planta del Nivel 11 o Piso 08 (Agosto 21/22) a 0.76 Hz (1.32 s de periodo.), al término de los trabajos de reforzamiento del edificio incluyendo la instalación de la estructura de acero en el nivel

14. Con la instalación de la cancelería desde el nivel 05 hasta el nivel 14, se observa un pequeño corrimiento negativo de 0.76 Hz a 0.74 Hz (1.35 s de periodo). Cabe señalar que los cambios más importantes en la frecuencia característica del primer modo de deformación transversal ocurrieron como resultado del reforzamiento hasta el Nivel 11 (Agosto 21/22). El reforzamiento de los marcos extremos a partir del nivel 11 sólo produce corrimientos menores en la frecuencia del primer modo de deformación transversal. Estos valores se resumen en la tabla X.

IV.1.3 Análisis de los cambios en las características dinámicas en la dirección del eje longitudinal del edificio.

De igual manera que para la componente transversal, los espectrogramas de los registros de aceleración observados en la dirección longitudinal en los niveles SOT, N02, N04, N06, N08, N10, N12 y N14, durante cada una de las cinco etapas del proceso de reforzamiento del edificio, para las tomas indicadas en la tabla IX, se muestran en las figuras 31 y 32 en el intervalo de 0 a 5 Hz. El corrimiento en la frecuencia característica del primer modo de deformación durante cada una de las cinco etapas se observa claramente en la ventana espectral de 0 a 5 Hz. Los valores correspondientes se documentan en la tabla X.

Como se observa, en el intervalo de frecuencias de 0 a 5 Hz (figuras 32 y 33), los espectros de potencia correspondientes a cada uno de los estados de la estructura están dominados por el pico espectral del primer modo de deformación. En su condición inicial (Mayo 01/02) se observan dos picos espectrales el primero con una frecuencia de 0.42 Hz y el segundo tiene un valor de 0.69 Hz. El primero lo hemos identificado como

asociado al primer modo de deformación; mientras que el segundo posiblemente corresponda a un modo tridimensional asociado a un nivel complejo de deformación del edificio, hasta el cuarto nivel.

La frecuencia del modo fundamental de deformación en la dirección longitudinal se incrementa de su valor en la condición inicial de 0.42 Hz (2.38 s de periodo) a 0.56 Hz (1.79 s de periodo) al término de los trabajos de reforzamiento hasta la planta del Nivel 05 o Piso 02 (Julio 03/04); y a 0.59 hz (1.69 seg.) al término de los trabajos de reforzamiento hasta la planta del Nivel 11 o Piso 08 (Agosto 21/22). Al término de los trabajos de reforzamiento del edificio, incluyendo la instalación de la estructura de acero en el nivel 14 y de la instalación de la cancelería desde el nivel 05 hasta el nivel 14, no se observaron cambios significantes. Como se observa claramente en las gráficas de los espectros, los cambios más importantes en la frecuencia característica del primer modo de deformación transversal ocurrieron como resultado del reforzamiento hasta el Nivel 11 (Agosto 21/22). El reforzamiento de los marcos extremos a partir del nivel 11 sólo produjo corrimientos mínimos en la frecuencia del primer modo de deformación transversal. Estos valores se resumen en la tabla X.

Tabla X. Valores de las frecuencias características del primer modo de deformación asociados al proceso de rigidización de los marcos A y G. Determinación experimental utilizando técnicas de vibración ambiental.

Condición del edificio	Frecuencia respecto al Eje Longitudinal (Hz)	Frecuencia respecto al Eje Transversal (Hz)
Mayo 01, 1993	0.42	0.56
Julio 03, 1993	0.56	0.63
Agosto 21, 1993	0.59	0.73
Noviembre 13, 1993	0.59	0.76
Abril 16, 1994	0.61	0.74

IV.2 Frecuencias características del edificio.

En la tabla X se resumen los valores medidos de las frecuencias características del primer modo de deformación en la dirección de sus ejes transversal y longitudinal. Como se observa en la tabla X los incrementos más significativos en la frecuencia característica del primer modo de deformación del edificio ocurren como resultado de la rigidización del edificio hasta el nivel 11. En la dirección transversal la frecuencia se incrementa de 0.56 Hz (1.79 s de periodo) en la condición inicial del edificio (CI), a 0.74 Hz (1.35 s de periodo) en su condición reforzada (CR). En la dirección longitudinal se incrementó de 0.42 Hz (2.39 s de periodo) en la condición inicial del edificio (CI) a 0.61 Hz (1.64 s de periodo) en su condición reforzada (CR).

En 1986 se llevaron a cabo trabajos similares a los reportados en este estudio para determinar las frecuencias características del primer modo de deformación del edificio. Los trabajos fueron realizados por el Ing. Neftali Rodríguez del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Rodríguez, 1986). En la dirección transversal del edificio (paralela a Río Lerma) se midió un valor de 0.56 Hz (1.79 s de periodo) para la frecuencia característica del primer modo de deformación en esta dirección. Este valor es igual que el valor de 0.56 Hz medido en Mayo 01/02 1993 y menor que el valor de 0.61 Hz que hemos interpretado como asociado a un modo acoplado por efectos tridimensionales en la respuesta de la estructura en su condición inicial. En la dirección longitudinal (paralela a Río Mississippi) se midió un valor de 0.49 Hz (2.08 s de periodo) para la frecuencia característica del primer modo de deformación en esta dirección, el cual es ligeramente mayor que el valor de 0.42 Hz (2.39 s de periodo) medido en Mayo 01/02 1993.

En la tabla XI se resumen igualmente los diferentes valores de la frecuencia del primer modo de deformación calculados por la compañía ULTRA (Ultra,1989) usando modelos 1-D del edificio. Para la condición inicial del edificio, ULTRA calculó el valor de las frecuencias características del primer modo de deformación considerando suelos blandos, esto es, el efecto de interacción suelo estructura (ISE) y considerando suelo rígido o base rígida (BR).

Como puede observarse en la tabla XI, los valores medidos y calculados de la frecuencia del primer modo de deformación en la dirección longitudinal inicial, y en la condición final del edificio, son muy similares.

En el modelo de ULTRA considerando el efecto de interacción suelo estructura, este efecto es pequeño, de hecho los valores calculados considerando interacción suelo estructura y considerando base rígida son muy similares.

En la dirección transversal para la condición inicial del edificio los valores calculados (en ambos casos) son menores que los valores observados. En la condición final el valor medido de 0.74 Hz cae en un punto intermedio entre los valores correspondientes considerando ISE y BR. La interpretación de estos resultados se presenta en el capítulo siguiente de esta tesis.

Los valores de la frecuencia característica del primer modo de deformación en ambas direcciones, correspondientes a los valores medidos durante cada una de las condiciones de reforzamiento del edificio, y los valores correspondientes calculados para la condición inicial y la condición final del edificio, se han graficado en la figura 33. Como puede observarse, los valores medidos y calculados caen dentro de la misma tendencia lineal, lo que nos ha permitido estudiar el efecto de rigidización del edificio en sus

propiedades dinámicas, y asociar éstas a la estimación de la rigidez de entrepiso en sus diferentes niveles.

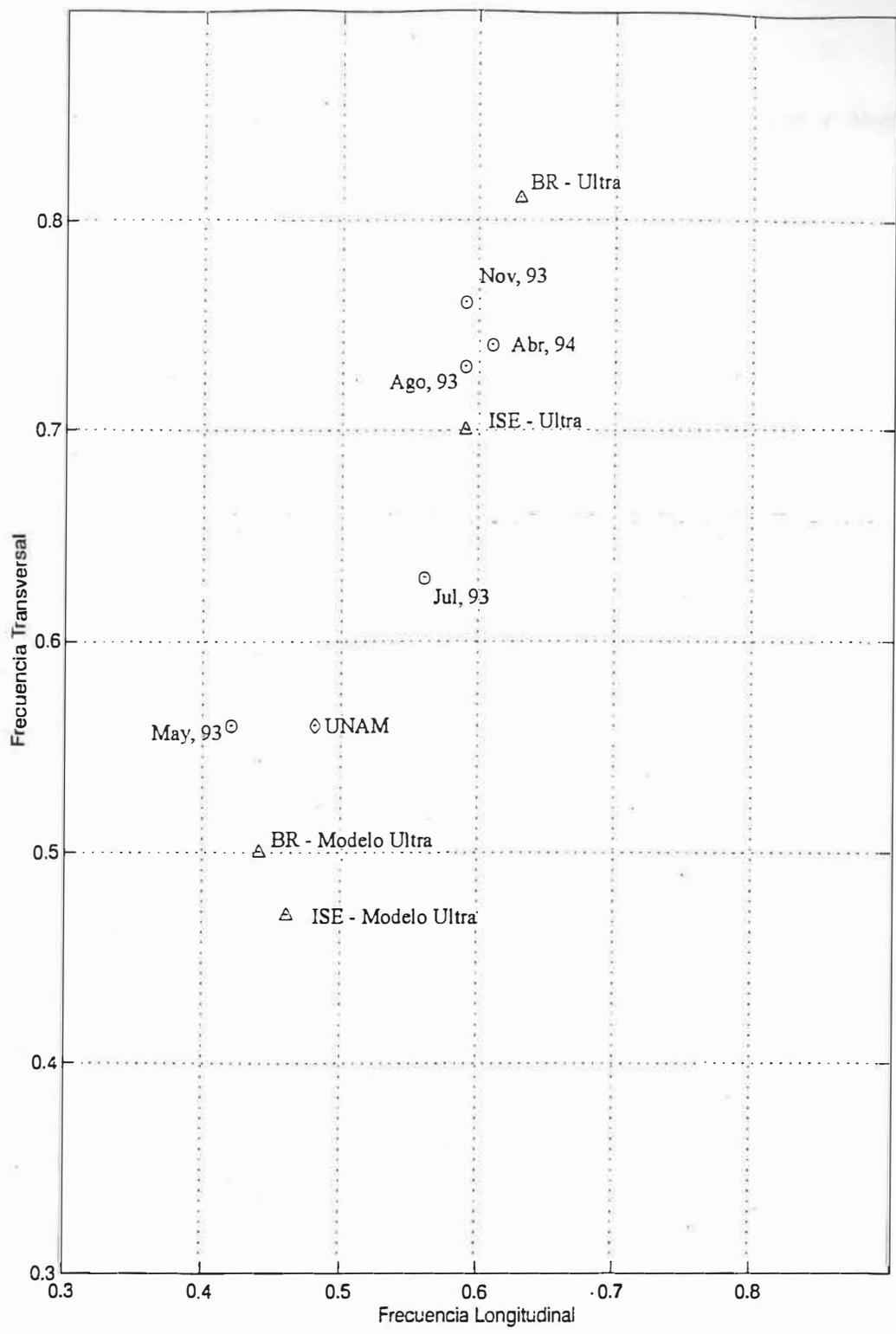


Figura 33. Valores de la frecuencia del primer modo de deformación del edificio Mississippi, medidos por vibración ambiental (CICESE 93-94, Neftali 86) y calculados según el modelo de ULTRA base rígida e interacción suelo estructura.

Tabla XI. Comparación de las frecuencias características analíticas y observadas del edificio.

I.- Modelo	Longitudinal		Transversal	
	Frecuencia	Período	Frecuencia	Período
<i>Condición actual:</i>				
ISE	0.44	2.260	0.47	2.15
BR	0.46	2.17	0.50	2.02
<i>C. reforzada:</i>				
ISE	0.58	1.72	0.70	1.42
BR	0.63	1.60	0.81	1.24
<i>II.-Vibración ambiental:</i>				
U.N.A.M. 1986	0.48	2.08	0.56	1.79
Mayo 01, 93	0.42	2.39	0.56	1.92
Julio 03, 93	0.56	1.79	0.63	1.59
Agosto 21,93	0.59	1.69	0.73	1.37
Noviembre 13, 93	0.59	1.69	0.76	1.32
Abril 16, 94	0.61	1.64	0.74	1.35

V. FORMULACIÓN DEL MODELO MATEMATICO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.

Las propiedades modales del sistema estructural del edificio, esto es sus frecuencias características, formas modales y amortiguación modal, dependen de la geometría del edificio, de sus elementos estructurales, momentos de inercia de la distribución de rigideces y masas del sistema, de la conectividad entre los diferentes elementos estructurales del edificio y de las propiedades físicas de los elementos que contribuyen a su rigidez como son el módulo de Young del concreto y el módulo de young del tabique (Bazan y Meli, 1993; Dowrick, 1990). La ecuación de movimiento, o en su defecto la ecuación característica del sistema estructural, se formula usando métodos clásicos de análisis estructural. La formulación consta de dos partes.

La primera parte comprende el cálculo de la matriz de masa **M** y de la matriz de rigidez **K** del sistema estructural. La segunda parte comprende la solución de la ecuación característica del sistema estructural para determinar sus modos normales y frecuencias características de vibración. El problema de eigenvalores se resuelve usando métodos clásicos de análisis matricial. Las formas modales, frecuencias características y amortiguación, nos permiten a su vez representar la respuesta del sistema estructural en términos de sus modos normales de vibración.

En la primera parte, se divide o se discretiza la estructura en un número finito de componentes muy simples o elementos finitos, asociados a las vigas, columnas, muros y losas, los cuales tienen una ecuación de movimiento que puede resolverse o aproximarse fácilmente. Cada elemento tiene puntos extremos o nodos que lo conectan al siguiente

elemento, de manera que exista continuidad en los desplazamientos y equilibrio entre las fuerzas generalizadas que actúan en cada uno de los nodos. El ensamble de todos los elementos finitos y nodos se denomina malla de elementos finitos o rejilla de elementos finitos.

Para ilustrar el método de construcción de la malla de elementos finitos o discretización de la estructura, consideremos el caso particular del sistema estructural 3-D representativo del edificio Mississippi que se muestra en la figura 2, el cual está integrado por siete marcos estructurales en la dirección transversal, es de 16 niveles con 5 columnas por nivel soportando los niveles superiores. En la dirección horizontal las columnas de un nivel particular están unidas entre sí en el dado estructural, por vigas en la dirección horizontal y columnas en la dirección vertical. La malla de los elementos finitos del sistema estructural está compuesto por $N_n = 518$ nodos como se indica en la figura 2. Cada uno de los nodos interiores está interconectado con seis nodos adyacentes, los nodos de los marcos exteriores con cinco y los nodos de las esquinas interiores con cuatro.

Cada uno de los elementos finitos que interconectan nodos en la dirección vertical (columnas) está representado por su matriz de masa y su matriz de rigidez correspondiente, de igual manera cada elemento que interconecta nodos en la dirección horizontal (vigas). Las componentes de la matriz de masa y la matriz de rigidez dependen de las propiedades físicas de los materiales empleados, de sus momentos de inercia y dimensiones. La conectividad de los nodos la representamos por la matriz de conectividad C_0 de N_n renglones por N_n columnas.

Cada una de las componentes C_{lm} puede ser uno o cero dependiendo de si el nodo l (de referencia) está interconectado ($=1$) o no ($=0$) con el nodo m (nodo extremo). Por ejemplo,

considerando un marco transversal tipo como se muestra en la figura 34, el cual está integrado por un total de 74 nodos, la dimension de la matriz de conectividad del marco es de 74×74 , numerando los nodos secuencialmente por nivel, como se indica en la figura 34.

La submatriz correspondiente a los primeros cinco niveles a partir de la planta baja al nivel cuatro es de dimensiones de 30×30 , y corresponde a los primeros treinta renglones y treinta columnas de la matriz de conectividad global. C_0 es la submatriz de conectividad de los elementos estructurales del marco formada por los primeros niveles del edificio, misma que está asociada a los desplazamientos nodales generalizados $U_1 U_2 \dots U_{10}$ asociados a cada uno de los primeros diez nodos.

$$\begin{array}{rcccccccccc}
 & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 & 10 \\
 C^0 = & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & \underline{U}_1 \\
 & 2 & 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & \underline{U}_2 \\
 & 3 & 0 & 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & \underline{U}_3 \\
 & 4 & 0 & 0 & 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & \underline{U}_4 \\
 & 5 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & \underline{U}_5 \\
 & 6 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & 0 & 0 & \underline{U}_6 \\
 & 7 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & 1 & 0 & \underline{U}_7 \\
 & 8 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & 1 & \underline{U}_8 \\
 & 9 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 & \underline{U}_9 \\
 & 10 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1 & \underline{U}_{10}
 \end{array} \quad (22)$$

NIV 14

NIV 13

NIV 12

NIV 11

NIV 10

NIV 9

NIV 8

NIV 7

NIV 6

NIV 5

NIV 4

NIV 3

NIV 2

NIV 1

NIV 0

NIV -1

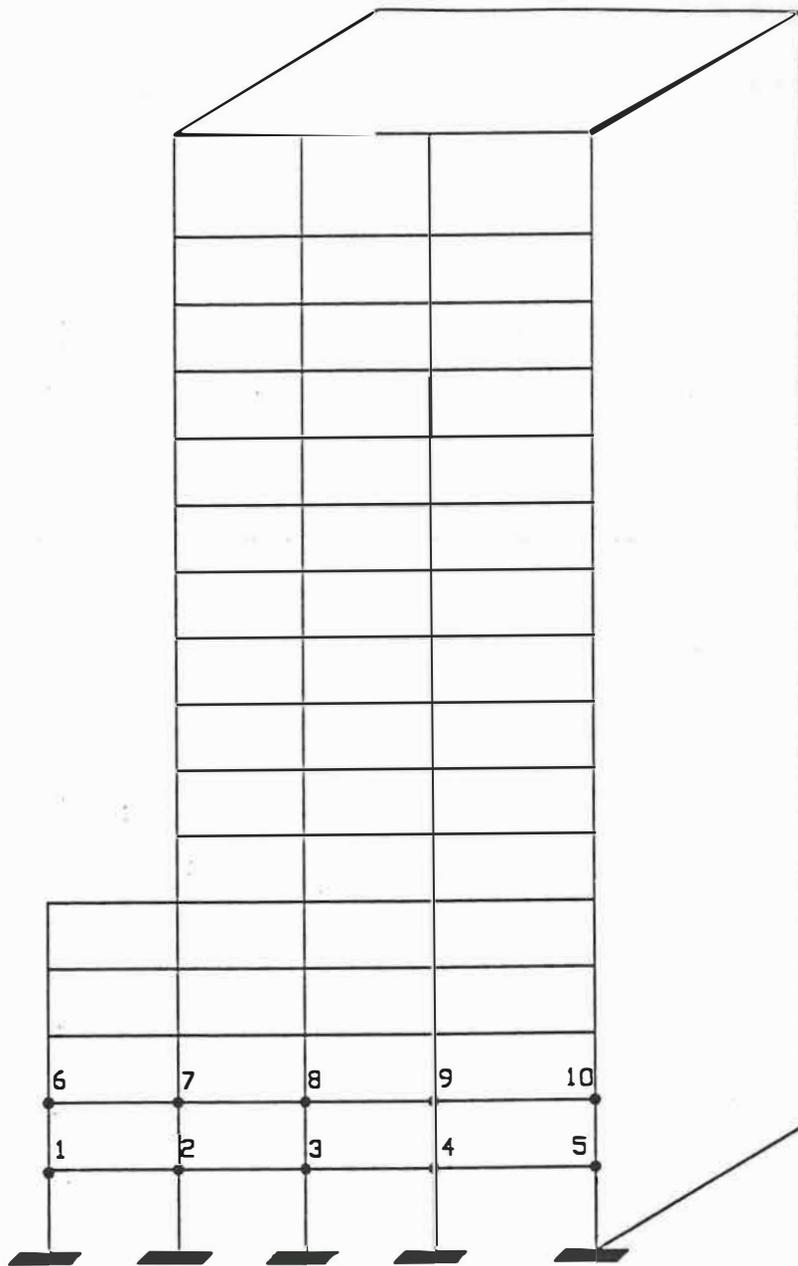


Figura 34. Marco típico para formar la matriz de conectividad

Los renglones de la matriz están asociados con los nodos de la estructura y las columnas con los nodos del marco con que están conectados. Por ejemplo, si consideramos el nodo 8, está conectado con los elementos de los nodos 3,7,9 y 13.

En general, cada nodo tiene seis grados de libertad de movimiento i.e. tres traslaciones $[u_x, u_y, u_z]$ y tres rotaciones $[w_x, w_y, w_z]$ sobre los ejes principales del elemento estructural en consideración. El eje z se toma en la dirección del eje principal del elemento y los otros perpendiculares a éste formando un sistema de coordenadas positivo en la dirección contraria a las manecillas del reloj; i.e. la rotación del eje x hacia el eje y nos da el eje z positivo hacia arriba. De acuerdo con la submatriz de conectividad $C_{10,10}$, la matriz de rigidez $K_{10,10}$ y la matriz de masa $M_{10,10}$ del sistema estructural correspondiente están dadas por:

$$M_{10,10} = \begin{matrix} & \begin{matrix} 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 & 10 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \\ 7 \\ 8 \\ 9 \\ 10 \end{matrix} & \begin{matrix} m_{11} & m_{12} & 0 & 0 & 0 & m_{1,6} & 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta_1 \\ m_{21} & m_{22} & m_{23} & 0 & 0 & 0 & m_{27} & 0 & 0 & 0 & \Delta_2 \\ 0 & m_{32} & m_{3,3} & m_{3,4} & 0 & 0 & 0 & m_{38} & 0 & 0 & \Delta_3 \\ 0 & 0 & m_{4,3} & m_{4,4} & m_{4,5} & 0 & 0 & 0 & m_{49} & 0 & \Delta_4 \\ 0 & 0 & 0 & m_{5,4} & m_{5,5} & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{5,10} & \Delta_5 \\ m_{61} & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{6,6} & m_{6,7} & 0 & 0 & 0 & \Delta_6 \\ 0 & m_{72} & 0 & 0 & 0 & m_{76} & m_{7,7} & m_{7,8} & 0 & 0 & \Delta_7 \\ 0 & 0 & m_{83} & 0 & 0 & 0 & m_{8,7} & m_{8,8} & m_{8,9} & 0 & \Delta_8 \\ 0 & 0 & 0 & m_{9,4} & 0 & 0 & 0 & m_{9,8} & m_{9,9} & m_{9,10} & \Delta_9 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_{10,5} & 0 & 0 & 0 & m_{10,9} & m_{10,10} & \Delta_{10} \end{matrix} \end{matrix} \quad (23)$$

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Numeración global
1	k_{11}	k_{12}	0	0	0	k_{16}	0	0	0	0	Δ_1
2	k_{21}	k_{22}	k_{23}	0	0	0	k_{27}	0	0	0	Δ_2
3	0	k_{32}	k_{33}	k_{34}	0	0	0	k_{38}	0	0	Δ_3
4	0	0	k_{43}	k_{44}	k_{45}	0	0	0	k_{49}	0	Δ_4
5	0	0	0	k_{54}	k_{55}	0	0	0	0	$k_{5,10}$	Δ_5
6	k_{61}	0	0	0	0	k_{66}	k_{67}	0	0	0	Δ_6
7	0	$k_{7,2}$	0	0	0	$k_{7,6}$	k_{77}	k_{78}	0	0	Δ_7
8	0	0	k_{83}	0	0	0	k_{87}	k_{88}	k_{89}	0	Δ_8
9	0	0	0	k_{94}	0	0	0	k_{98}	k_{99}	$k_{9,10}$	Δ_9
10	0	0	0	0	$k_{10,5}$	0	0	0	$k_{10,9}$	$k_{10,10}$	Δ_{10}

(24)

Los elementos de la diagonal principal de la matriz $K_{i,i}$, $M_{j,j}$, consisten de la sumatoria de todas las matrices de rigidez o de masa de todos los elementos con que están conectados al nodo i -ésimo expresado en el sistema de coordenadas globales del sistema estructural (Paz, 1991). Sin embargo, la sumatoria se hace de acuerdo con el sistema de numeración de los grados de libertad globales. El sistema de numeración para los grados de libertad es arbitrario, así como la elección de las juntas inicial y final para cada miembro.

Los elementos representan simbólicamente a la matriz de rigidez, que permite obtener cada una de las fuerzas de extremo de cada miembro en términos de sus desplazamientos y aceleraciones de extremo del mismo a partir de las relaciones de masa y rigidez.

Los subíndices de cada coeficiente se refieren a su posición en la matriz, su dimensión depende del número de grados globales de libertad, desplazamientos generalizados y fuerzas generalizadas que afectan en un modo particular o del elemento. Por ejemplo, el elemento k_{55} se calcula como una sumatoria de las rigideces de los elementos que se conectan con el nodo 5 como: $k_{55} = \sum k_{54} + k_{58}$. En donde los elementos k_{ij} son a su vez matrices, cuya dimensión depende del número de grados de libertad asociados al nodo i . La estructura de estas submatrices k_{ij} y m_{ij} se describe a continuación.

V.1. Relación esfuerzo-deformación para una viga con dos nodos extremos.

El elemento finito que se usa para el análisis de un sistema estructural integrado por una rejilla 3D, compuesta por vigas y columnas interconectados en cada uno de los nodos de la rejilla, lo forma la viga de dos nodos extremos. En el caso mas general de seis grados de libertad por nodo, la relación esfuerzo deformación del elemento que une los nodos i , j está dada por la relación, elemento ij :

$$\begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \\ F_5 \\ F_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & -\frac{2EI_y}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{2EI_z}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \delta_5 \\ \delta_6 \end{bmatrix} \quad (25)$$

$$\begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \\ F_5 \\ F_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & -\frac{2EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 \\ 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{L} & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \delta_5 \\ \delta_6 \end{bmatrix}$$

En forma abreviada la ecuación anterior puede representarse como:

$$\begin{Bmatrix} \{F\}_{ij} \\ \{F\}_{ji} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [k]_{ii}^j & [k]_{ij} \\ [k]_{ji} & [k]_{jj}^i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\delta\}_{ij} \\ \{\delta\}_{ji} \end{Bmatrix} \quad (26)$$

en donde $\underline{\delta}_{ij}$ es el vector de desplazamientos generalizados (traslaciones y rotaciones) del nodo i asociado al momento ij, de igual manera δ_{ji} en el vector de desplazamiento del nodo j asociado al elemento ji (Paz, 1991).

La ecuacion (26) representa la expresi3n generalizada de la ley de Hooke, que expresa las fuerzas generalizadas que actuan en cada nodo ij debido a los desplazamientos de uno o ambos nodos.

Supongamos a manera de ejemplo, que el elemento ij se sujeta a un desplazamiento generalizado δ_{ij} en el nodo i y el nodo j se mantiene fijo, esto es $\delta_{ji} = 0$. En este caso de la ecuacion (26) se tiene:

1) Condicion del nodo j restringido a $\delta_{ji} = 0$

$$\underline{F}_{ij} = \underline{k}_{ii} \delta_{ij}$$

$$\underline{F}_{ji} = \underline{k}_{ji} \delta_{ij}$$

Observamos que \underline{F}_{ij} representa la fuerza de reacci3n generalizada (fuerza y momento) en el nodo i del elemento ij debido al desplazamiento generalizado δ_{ij} del mismo nodo y elemento. De donde se tiene que \underline{k}_{ii} corresponde a la matriz de rigidez del elemento ij asociada al desplazamiento del nodo i. De igual manera \underline{F}_{ji} representa, las fuerzas generalizadas (fuerzas y momentos) que se requieren aplicar en el nodo j para restringirlo a cero el desplazamiento, i.e. mantenerlo fijo sin movimiento. De lo anterior observamos que \underline{k}_{ji} representa la matriz de rigidez del elemento ij que relaciona los desplazamientos del nodo i en las fuerzas generalizadas de reaccion en el nodo j.

De igual manera se pueden interpretar las matrices \underline{k}_{jj} y \underline{k}_{ij} , en donde adem3s se cumple que $\underline{k}_{ij} = \underline{k}_{ji}$.

En la expresión matricial de la ecuación (25) E representa al módulo de young del concreto, I_x el momento de inercia de la sección transversal respecto al eje x , I_y el momento de inercia de la sección transversal respecto al eje y , I_z el momento de inercia de la sección transversal respecto al eje z , L la longitud de la viga, A el área de la sección transversal, G el módulo de corte y J el módulo de torsión del elemento o viga elástica.

En la figura (35) se muestra el sistema de desplazamientos, rotaciones, fuerzas y momentos actuantes en el elemento ij en cada uno de sus nodos. $\underline{F}_{ij} = [f_{x_{ij}}, f_{y_{ij}}, f_{z_{ij}}, M_{x_{ij}}, M_{y_{ij}}, M_{z_{ij}}]'$ representa el vector generalizado de las fuerzas y momentos actuantes en el nodo ij, donde el subíndice i en el vector indica que cada elemento del arreglo está asociado en el nodo i . De igual manera $\underline{\delta}_{ij} = [U_{x_{ij}}, U_{y_{ij}}, U_{z_{ij}}, W_{x_{ij}}, W_{y_{ij}}, W_{z_{ij}}]'$.

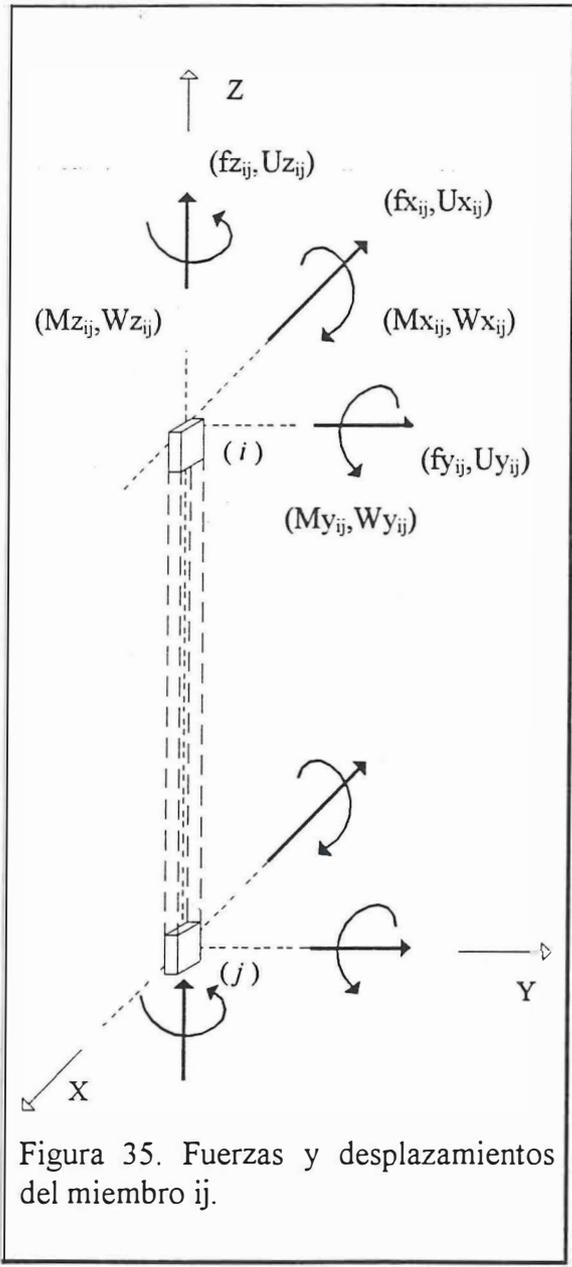


Figura 35. Fuerzas y desplazamientos del miembro ij .

$[\delta] = [\delta_1, \delta_2, \delta_3, \delta_4, \delta_5, \delta_6]_i^T$ el vector generalizado de los desplazamientos y rotaciones en el nodo i , considerando la viga 3-D de la figura (35), los momentos de inercia I_x, I_y, I_z se calculan de las secciones de las vigas como se muestra en la misma figura (Dowrick, 1993; González y Robles, 1986) para el caso más simple de una viga de cortante esto es solo se permiten desplazamientos en la dirección de sus dos ejes transversales x y y .

V.2 Ecuaciones de movimiento del sistema estructural: Modelo Matemático.

La ecuación de equilibrio para un sistema lineal de elementos estructurales, podemos derivarla por medio de los diferentes métodos clásicos del análisis estructural (West, 1990; Clough y Penzien, 1995). El sistema de ecuaciones lineales tiene la siguiente forma

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = \mathbf{f} \quad (27)$$

en donde \mathbf{M} representa la matriz de masas, \mathbf{C} la matriz de amortiguamiento y \mathbf{K} la matriz de rigideces del ensamble de elementos finitos del sistema estructural. Los vectores $\mathbf{x}, \dot{\mathbf{x}}, \ddot{\mathbf{x}}$ y \mathbf{f} corresponden a los desplazamientos, velocidades, aceleraciones y fuerzas nodales generalizadas.

Las matrices de masa \mathbf{M} y rigidez \mathbf{K} representativas del sistema estructural, se construyen según se describe en el capítulo IV. En nuestro caso conviene analizar secuencialmente el efecto que tiene sobre la respuesta del sistema estructural principal el acoplamiento de los muros de los elevadores, de las escaleras, de los muros divisorios y de las fachadas principales. En este caso las matrices \mathbf{M} y \mathbf{K} quedan expresadas como:

$$K = \underline{\underline{K}}_p + a_0 \underline{\underline{K}}_e + a_1 \underline{\underline{K}}_m + a_2 \underline{\underline{K}}_f$$

$$M = \underline{\underline{M}}_p + \underline{\underline{M}}_e + \underline{\underline{M}}_m + \underline{\underline{M}}_f$$

donde a_0 , a_1 , a_2 representan los factores de acoplamiento, los cuales pueden tener valores entre 0 y 1; 0 no acoplamiento, 1 acoplamiento total y los subíndices matriciales, representan:

K_p , M_p	Matrices de rigidez y masa de la estructura principal.
K_e , M_e	Matrices de rigidez y masa de los elevadores
K_m , M_m	Matrices de rigidez y masa de los muros interiores incluidos los de las escaleras.

Este ensamble de las matrices, se efectúa de acuerdo a métodos clásicos de análisis estructural matricial (Luthe, 1991; Paz, 1991).

El modelo matemático del edificio nos permite analizar su respuesta bajo la acción de fuerzas sísmicas que actúan en su base o cimentación, mismas que pueden variar en amplitud y frecuencia durante el intervalo de tiempo en que actúan. Las fuerzas sísmicas que se generan localmente las podemos asociar a aquellas relacionadas a la vibración natural o ambiental del suelo y a la generada en el subsuelo por efecto de terremotos. En el caso de vibración ambiental, las aceleraciones correspondientes no exceden en general el umbral de 0.1% de g y son mayores que este valor en el caso de fuerzas sísmicas inducidas en el subsuelo por terremotos. Para vibraciones de baja amplitud como es en el caso de vibración ambiental se considera que todos los elementos estructurales y no estructurales contribuyen a la rigidez total del sistema estructural, esto es en el análisis se debe considerar la rigidez asociada a: (i) el sistema estructural, (ii) los muros de los elevadores

y de las escaleras; (iii) los muros divisorios, (iv) las fachadas principales. En el caso de aceleraciones de mayor amplitud se supone que los elementos no estructurales contribuyen de manera poco significativa a la rigidez total del sistema. A la fecha no se ha documentado lo suficiente la pérdida de rigidez del sistema conforme los elementos no estructurales pierden su rigidez o se desacoplan del sistema estructural al incrementarse la amplitud y duración de las fuerzas sísmicas actuantes.

Por lo anterior, en la formulación del modelo matemático del edificio se idealiza la estructura por un sistema integrado por subestructuras formadas por marcos y muros de cortante interconectados entre sí por diafragmas de piso. En la fig. 2 se muestra la rejilla 3-D de la estructura principal y del subsuelo. El sistema estructural correspondiente está integrado por la superestructura, el cajón de la cimentación, los pilotes de fricción que soportan la estructura y el subsuelo en su vecindad.

Para el desarrollo del modelo numérico del edificio se requiere del conocimiento de las propiedades de los elementos estructurales del edificio (vigas, columnas, muros, etc.) y de la conectividad entre cada uno de sus nodos. En particular, se requiere analizar estructuralmente el edificio para determinar los subsistemas estructurales que contribuyen de manera significativa a su rigidez y cómo se combinan estos para formar el sistema estructural global. En términos generales, en un modelo de "Edificio de Cortante" los nodos del sistema estructural están interconectados horizontalmente por losas - vigas y verticalmente por columnas. Los dos primeros integran un solo elemento estructural que se supone tiene rigidez infinita sobre su propio plano, por lo que no hay rotación de los nodos sobre sus dos ejes horizontales a nivel de entrepiso. Bajo estas suposiciones solo consideramos los desplazamientos nodales por deformación de las columnas y en su caso su rotación sobre el eje transversal de análisis, lo cual nos permite reducir el número de grados de libertad del sistema estructural, a solo aquellos correspondientes al desplazamiento y rotación de cada una de las masas concentradas de entrepiso.

El elemento básico de análisis estructural lo constituye la viga de dos nodos que une cada una de las masas de entrepiso como se muestra en la figura 35.

En este caso para calcular los momentos de flexión y la fuerza de cortante en un elemento estructural (viga o columna en general), se requieren los coeficientes de rigidez del elemento, los cuales están dados por las matrices \underline{K}_e de la ecuación(26). Para un elemento uniforme de longitud L , momento de inercia I y módulo de elasticidad E , los cuatro grados de libertad asociados a los nodos extremos a y b i.e. u_a ; θ_a y u_b ; θ_b se encuentran relacionados a los momentos de flexión y fuerza cortante correspondientes M_a , V_a y M_b , V_b por la ecuación:

$$\begin{bmatrix} M_a \\ V_a \\ M_b \\ V_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & \frac{-12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \\ \frac{-12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_a \\ \theta_a \\ u_b \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (28)$$

La ecuación (28) nos permite determinar dados los desplazamientos y rotaciones en cada uno de los nodos del elemento, los momentos de flexión y las fuerzas de cortante que se generan en el elemento como función del tiempo. En el caso de vibración ambiental o para bajas aceleraciones generadas en los nodos del sistema estructural, o bien cuando la inspección física de los capiteles del edificio, así lo señalen, es valido suponer que $\theta_a \equiv \theta_b = 0$. Bajo esta hipótesis el comportamiento de un edificio de cortante está controlado únicamente por esfuerzos cortantes o fuerzas actuando sobre el plano horizontal.

Por lo anterior es valido suponer que:

- (1) La masa de la estructura se encuentra concentrada en los niveles de piso.
- (2) Las vigas son infinitamente rígidas en comparación con las columnas.
- (3) La deformación de la estructura es independiente de las fuerzas axiales presentes en las columnas.

La primera suposición nos permite reducir el numero de grados de libertad al número de "masas de entrepiso" del sistema, en nuestro caso 16, en la condición inicial del edificio y 15 en su condición final.

La segunda suposición introduce la condición de que en la unión viga-columna no exista rotación. La tercera suposición lleva a la condición de que las vigas rígidas permanecerán horizontales durante el movimiento. En este caso los momentos flexionantes y las fuerzas de cortante de un elemento cualesquiera esta dada por la ecuación matricial:

$$\begin{bmatrix} M_a \\ V_a \\ M_b \\ V_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{6EI}{L^2} & \frac{-6EI}{L^2} \\ \frac{12EI}{L^3} & \frac{-12EI}{L^3} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{-6EI}{L^2} \\ \frac{-12EI}{L^3} & \frac{12EI}{L^3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_a \\ \theta_a \\ u_b \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (29)$$

$$\begin{bmatrix} V_a \\ V_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & \frac{-12EI}{L^3} \\ \frac{-12EI}{L^3} & \frac{12EI}{L^3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_a \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (29.a)$$

$$\begin{bmatrix} M_a \\ M_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{6EI}{L^2} & \frac{-6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{-6EI}{L^2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_a \\ u_b \end{bmatrix} \quad (29.b)$$

V.3 Generación del Modelo Matemático.

Para modelar la respuesta de la superestructura, la estructura la idealizamos como un sistema de subestructuras formadas por marcos y muros de cortante interconectados por diafragma de piso considerados rígidos en su plano. Para la modelación del edificio se seleccionaron 6 marcos plano en la dirección del eje longitudinal, y 7 en la dirección del eje transversal y un número variable de crujías o vigas, formando una rejilla 3-D de 16 niveles que se muestra en la figura 2. Debido a la presencia de pilotes en la cimentación se consideró que la estructura esta empotrada en su base, como se muestra en la fig. 2 en suelo de transición.

Las secciones transversales de trabes y columnas se determinaron a partir de los planos del edificio. Para establecer las características de rigidez, se tomaron los valores medidos de resistencia a la compresión del concreto f_c que se muestran en la tabla II y figura 11. El valor del modulo de elasticidad del concreto o modulo de Young se estimó de la relación $E = 4270 * W_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$ según se establece (Torres, 1985; ACI, 1992). Los valores de pesos específicos del concreto (W_c) se tomaron de los reportes de ULTRA (ULTRA, 1985). Los valores representativos se presentan en la figura 11. La línea continua corresponde a los valores calculados de los valores reportados de W_c , las líneas punteadas representa los

valores extremos para concretos ligeros y pesados. Los valores se tomaron como representativos del valor promedio por nivel.

Se consideró la contribución de muros de las escaleras y muros de los elevadores a la rigidez del sistema. Los valores esperados del modulo de elasticidad se calcularon usando la relación $E_L = 15100 \cdot f_c$ y $E_M = f_m \cdot c$, según se establece (Bazan y Meli, 1993; Reglamento, 1987).

Se consideraron los valores de $f_m = 20$ para los muros de tabique como se reporta (Reglamento, 1987). Dentro de las cargas seleccionadas para el análisis destacan las siguientes:

- a) Las cargas muertas producidas por la acción de la gravedad en todos los elementos estructurales y en los sistemas de piso.
- b) Para las cargas vivas de la zona de oficinas se consideró 180 kg/m^2 .
- c) Para los muros divisorios de tabla roca se asignó una carga de 20 kg/m^2 , mientras que por metro cuadrado de los muros de tabique rojo 280 kg/m^2 como peso muerto. Para los muros de los elevadores se tomó en cuenta la existencia de un muro de concreto equivalente, con un peso volumétrico igual a 2300 kg/m^3 .

Bajo estas características, se calcularon los elementos de la matriz de masa concentrada por nivel y la matriz de rigidez, los valores numéricos correspondientes se listan en las tablas de la sección V.4 (masas, dimensiones y módulo de elasticidad etc.).

V.4 Cálculo de las frecuencias características y formas modales de vibración del edificio.

La determinación de las características dinámicas del sistema estructural del edificio esto es: frecuencias características y formas modales del edificio se basa en suponer que la amortiguación del edificio puede representarse adecuadamente por la matriz de amortiguación de Raleigh. Esto es:

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (30)$$

donde M y K son las matrices de masa y rigidez del sistema. Bajo esta suposición las formas modales del sistema amortiguado son las mismas que las del sistema no amortiguado.

La ecuación de movimiento del sistema amortiguado esta dada por la ecuación

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = f(t) \quad (31)$$

Dadas las matrices de masa M y rigidez K las características dinámicas del sistema se calcula como sigue:

1.- Se calculan las frecuencias características y formas modales del sistema no amortiguado. Esto es, se resuelve el problema de valores característicos de la ecuación homogénea :

$$M\ddot{x}(t) + Kx(t) = 0 \quad (32)$$

La ecuación característica se obtiene expresando el vector de desplazamientos nodales (N-nodos) en términos de sus coordenadas modales, esto es:

$$x(t) = \phi y(t) \quad (33)$$

en donde ϕ es la matriz de formas modales formada por los vectores columna ϕ_i de cada nodo de frecuencia característica. Así del sistema estructural ($k= 1, \dots, N$)

$$\phi = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12}, \dots, & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22}, \dots, & \phi_{2N} \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \phi_{N1} & \phi_{N2}, \dots, & \phi_{NN} \end{bmatrix} \tag{34}$$

donde $\phi_i = [\phi_{i1}, \dots, \phi_{iN}]^T$ representa el vector columna de la forma modal del i-ésimo nodo, $Y(t) = [Y_1(t) , \dots , Y_1(t) \dots Y_N(t)]^T$ representa al vector de amplitudes dependientes del tiempo de cada uno de los n – modos, sustituyendo la expresión (33) en la ecuación (32) se tiene :

$$M \phi \ddot{Y}(t) + K \phi Y(t) = 0 \tag{35}$$

El vector de amplitud modal $Y_i(t)$ podemos expresarlo en términos de su frecuencia característica w_i como:

$$Y_i(t) = \exp(-j\omega t) \tag{36}$$

donde $j = \sqrt{-1}$ substituyendo en (36) y multiplicando se obtiene la ecuación característica del sistema no amortiguado.

$$[K - w_i^2 M] \phi_i = 0 \tag{37}$$

la cual podemos resolver utilizando métodos clásicos de valores característico. En particular, en nuestro caso el problema de eigenvalores o valores característicos de las matrices de masa y de rigidez se resuelve usando la función en MATLAB:

$$[w, \phi] = \text{eig}(\mathbf{K}, \mathbf{M}) \quad (38)$$

Los vectores característicos o formas modales ϕ_i satisfacen la condición de ortogonalidad.

$$\mathbf{M}_i = \phi_i^T \mathbf{M} \phi_i \quad \text{i-ésima masa modal} \quad (39)$$

$$\mathbf{K}_i = \phi_i^T \mathbf{K} \phi_i \quad \text{i-ésima rigidez modal} \quad (40)$$

Además de la ecuación (37) se tiene :

$$\phi_i^T \mathbf{K} \phi_i = w_i^2 \phi_i^T \mathbf{M} \phi_i \quad (41)$$

de donde:
$$w_i = \frac{\phi_i^T \mathbf{K} \phi_i}{\phi_i^T \mathbf{M} \phi_i} \quad \text{i-ésima frecuencia modal} \quad (42)$$

Aplicando la condición de ortogonalidad a la matriz de amortiguación de Raleigh para el sistema estructural \mathbf{C} se tiene:

$$\phi^T \mathbf{C} \phi_i = a_0 \phi^T \mathbf{M} \phi_i + b_0 \phi^T \mathbf{K} \phi_i \quad (43)$$

$$c_i = a_0 \mathbf{M}_i + b_0 \mathbf{K}_i$$

c_i es el coeficiente de amortiguación modal, suponiendo que la amortiguación del sistema satisface la amortiguación de Raleigh. En la ecuación (43), observamos que para determinar el coeficiente de amortiguación modal, se requiere suponer valores de a_0 y b_0 , los cuales se determinan según se describe en la siguiente sección.

2.- Una vez que se han calculado las matrices de frecuencias características (\mathbf{w}) y de formas modales (ϕ) del sistema no amortiguado en donde \mathbf{w} representa la matriz diagonal de frecuencias características del sistema.

$$w = \begin{bmatrix} w_1, 0, \dots, 0 \\ 0, w_2, \dots, 0 \\ \vdots \\ 0, \dots, w_n \end{bmatrix} \quad (44)$$

y ϕ la matriz cuyas columnas están dadas por las formas modales del sistema

$$\phi = \begin{bmatrix} \phi_{11}, \dots, \phi_{N-1} \\ \vdots \\ \phi_{N1}, \dots, \phi_{NN} \end{bmatrix} \quad (45)$$

se procede a calcular la respuesta del sistema estructural del edificio bajo la acción de las fuerzas $f(t)$ aplicadas en algunos de sus nodos de la base de la cimentación como sigue:

Multiplicando la ec. (31) por ϕ_i^T y substituyendo $x(t)$ por su representación en coordenadas modales según la expresión (35) se tiene:

$$\phi_i^T \mathbf{M} \phi \ddot{\mathbf{Y}}_i(t) + \phi_i^T \mathbf{C} \phi \dot{\mathbf{Y}}_i(t) + \phi_i^T \mathbf{K} \phi \mathbf{Y}_i(t) = \phi_i^T \mathbf{f}(t) \quad (46)$$

substituyendo (38), (40) y (43) en (46) se tiene finalmente:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{Y}}_i(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{Y}}_i(t) + \mathbf{K} \mathbf{Y}_i(t) = \mathbf{h}_i(t) \quad (47)$$

donde $\mathbf{h}_i(t) = \phi_i^T \mathbf{f}(t)$ representa la fuerza modal.

La ecuación (47) podemos expresarla en términos del coeficiente de amortiguación crítico modal ζ_n definido como:

$$C_i = 2 \zeta_i w_i M_i.$$

se tiene finalmente :

$$\ddot{Y}_i(t) + 2\zeta_i w_i \dot{Y}_i(t) + w_i^2 Y_i(t) = \frac{\phi_i^T \mathbf{f}(t)}{M_i} \quad (48)$$

La ecuación diferencial ec. (48) comprende a la ecuación de movimiento de un oscilador libre amortiguado cuya solución esta dada por la integral de convolución:

$$\ddot{Y}_i(t) + 2\dot{Y}_i(t) + w_i^2 Y_i(t) = \frac{1}{w d_i} \int_0^t h_i(\tau) \exp(-\zeta_i w_i (t - \tau)) \text{sen}(w d_i (t - \tau)) d\tau \quad (49)$$

donde $w d_i = w_i \sqrt{1 - \zeta_i^2}$ representa la frecuencia característica o natural de vibración amortiguada del i-esimo modo del sistema.

En el caso sísmico, suponemos que bajo la acción de la aceleración $\ddot{U}_g(t)$ del terreno, el desplazamiento total de la estructura esta dado por:

$$\mathbf{U}(t) = \mathbf{X}(t) + \mathbf{1} U_g(t) \quad (50)$$

donde $\mathbf{1} = [1, \dots, 1]^T$. En este caso se tiene que la fuerza modal queda definida

como:

$$h_i(t) = -\frac{\phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{M_i} \ddot{U}_g(t) \quad (51)$$

En donde $\sigma_i = \frac{\phi_i^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{M_i}$. La ecuación (44) define el factor de participación modal.

Sustituyendo en la ecuación (38) los valores de las matrices \mathbf{M} y \mathbf{K} correspondientes a las masas concentradas y rigideces de entrepiso que se muestran en la figura 36, para la

dirección del eje transversal del edificio y las que se muestran en la figura 37 para el eje longitudinal, se calcularon las frecuencias características y formas modales correspondientes a la condición inicial del edificio bajo la hipótesis de edificio de cortante.

Los valores calculados de las frecuencias características correspondientes a los 16 modos naturales de vibración en la dirección del eje longitudinal y en la dirección del eje transversal, se han graficado en la figura 38. Como se observa, la respuesta modal se encuentra en el rango de frecuencias de 0.40 a 13 Hz. El modo fundamental en ambas direcciones tiene una frecuencia de vibración de $f_L = 0.42$ Hz y $f_T = 0.52$ Hz y las frecuencia del dieciseisavo modo son $f_L = 9.46$ Hz y $f_T = 13.11$ Hz.

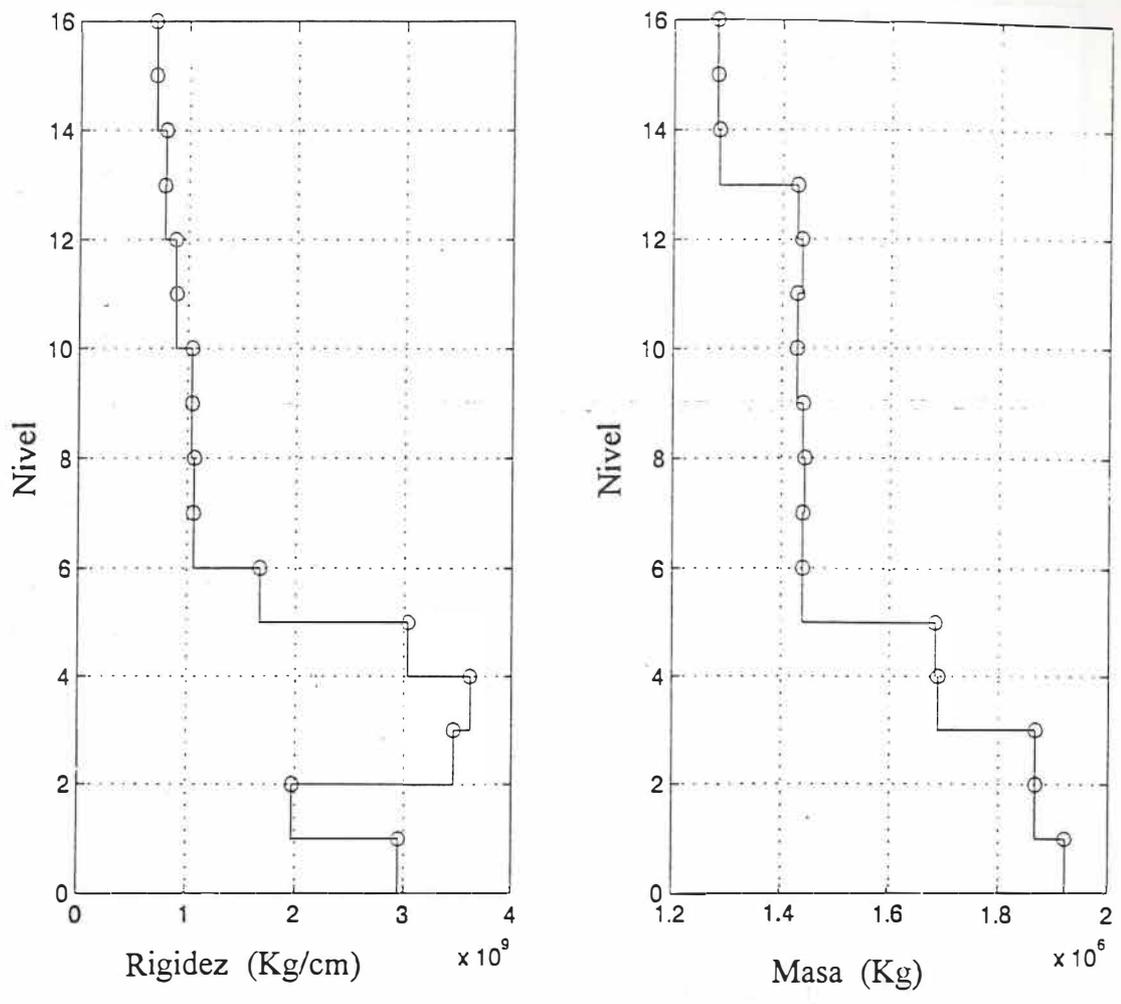


Figura 36. Distribución de rigideces y masas de entrepiso, en la dirección del eje transversal correspondiente a la condición inicial del edificio, Mayo, 1993. i.e. previo al inicio de los trabajos de reforzamiento.

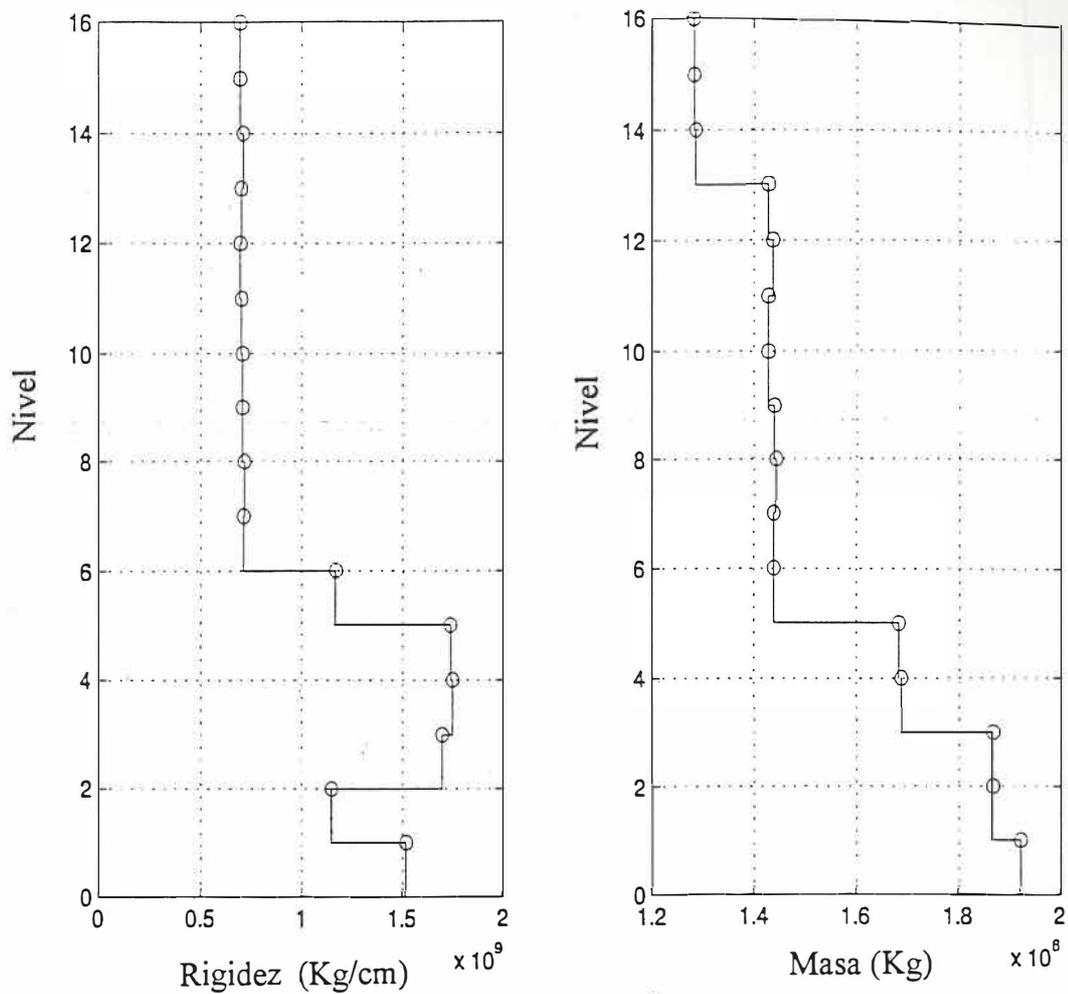


Figura 37. Distribución de rigideces y masas de entrepiso, en la dirección del eje longitudinal correspondiente a la condición inicial del edificio, Mayo, 1993. i.e. previo al inicio de los trabajos de reforzamiento.

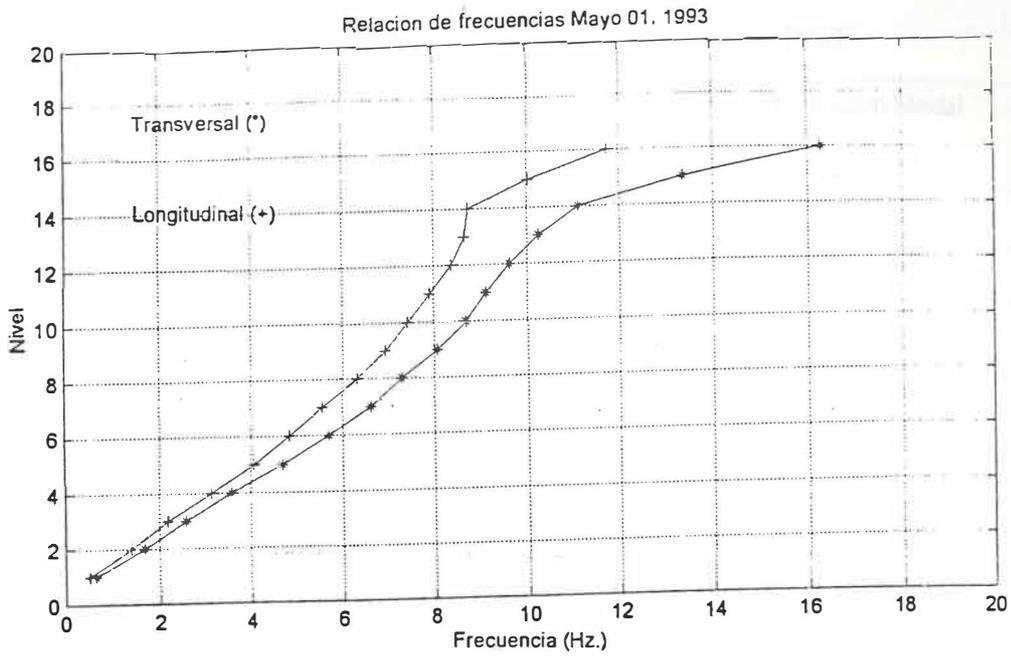


Figura 38. Frecuencias características de los 16 modos naturales de vibración en la dirección del eje longitudinal y transversal del edificio. Calculados bajo la hipótesis del edificio de cortante.

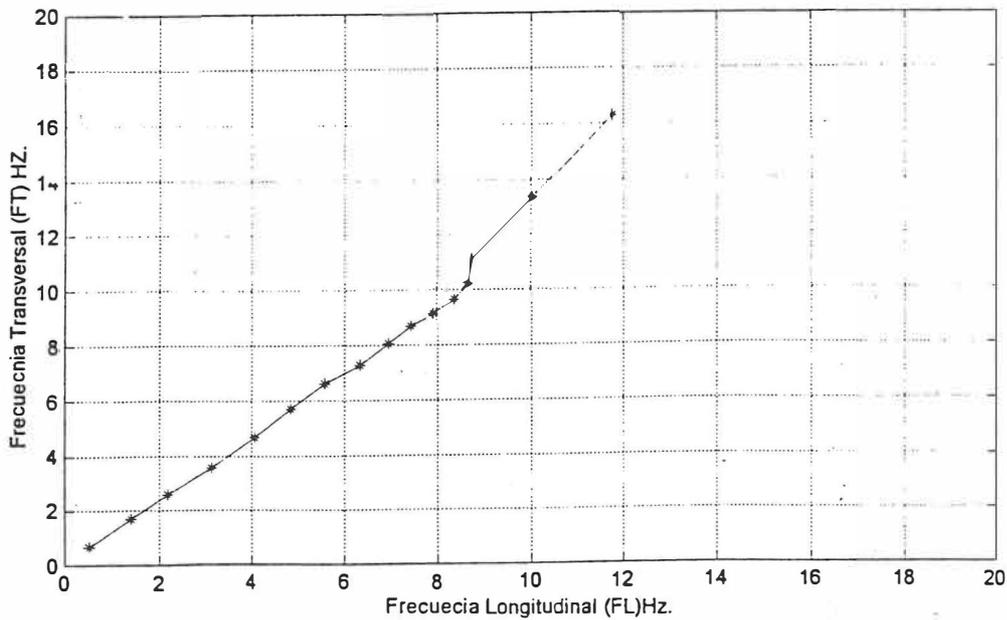


Figura 39. Relación de las frecuencias modales en la dirección del eje longitudinal vs. eje transversal.

Componente Transversal Mayo 01, 1993

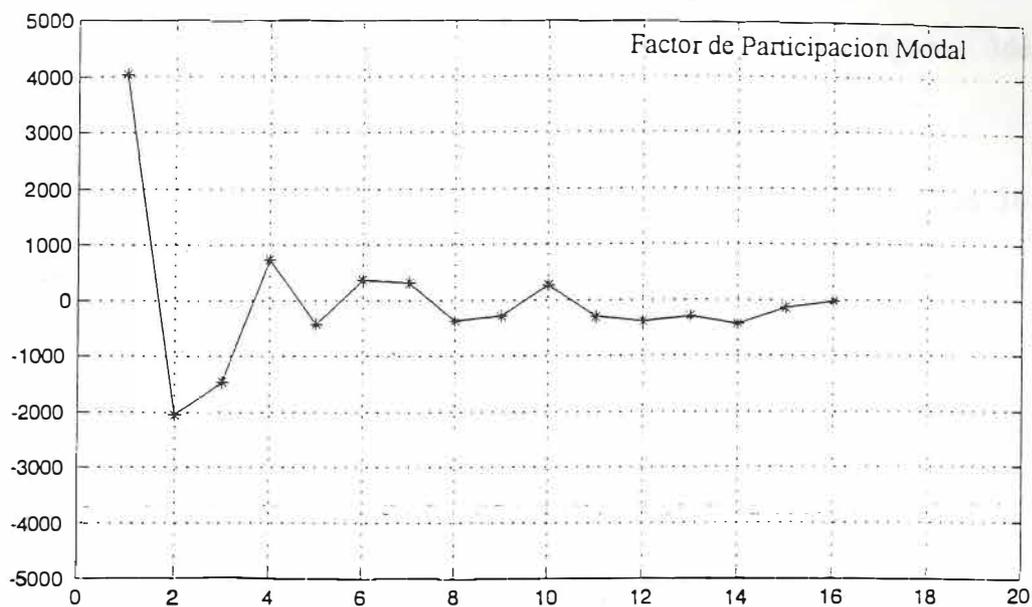


Figura 40. Valores del factor de participación modal para cada uno de los 16 modos del sistema en la dirección del eje transversal.

Componente Longitudinal Mayo 01, 1993.

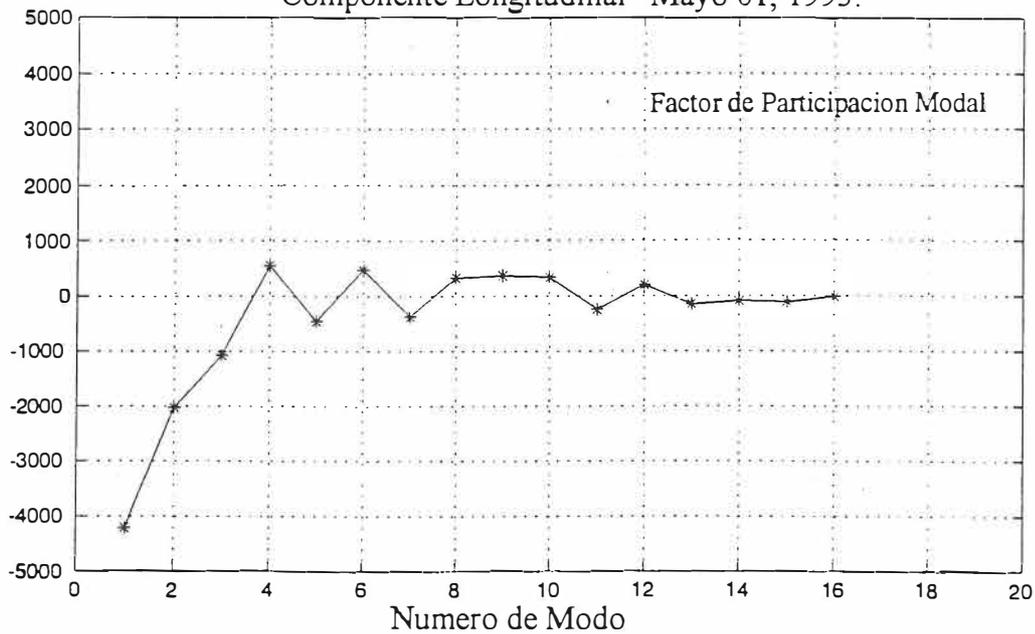


Figura 41. Valores del factor de participación modal para cada uno de los 16 modos del sistema en la dirección longitudinal.

En las figuras 42.1 – 42.16 se muestran las formas modales o modos de deformación.

Del conjunto de resultados que se muestran gráficamente en las figuras 36a a 42, observamos lo siguiente:

1.- En la condición inicial, la distribución de rigideces de entrepiso (figuras 36 y 37) muestran que en los primeros dos niveles del edificio la rigidez se reduce considerablemente en comparación con los niveles ocupados por los cajones de estacionamiento, niveles del dos al cinco. En los niveles superiores del nivel seis al dieciséis, la rigidez se reduce de un valor promedio de $1.7 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$ a $0.7 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$, lo que significa una reducción por un factor de 4.25, lo cual incrementa significativamente los desplazamientos relativos de los niveles superiores con respecto a los niveles 2 al 5. Como se observa en las formas modales del 1er y 2do modo de deformación, figura 42.1 y 42.2 son los que más contribuyen a la deformación del edificio, como se muestra por los valores relativos de sus factores de participación en las figuras 38 y 39. Esto es, el 2do modo tiene un factor de participación modal del orden del 50% del correspondiente al primer modo, reduciéndose significativamente por los modos superiores.

2.- Como se observa en la figura 38, la respuesta modal del edificio bajo la hipótesis de "Edificio de Cortante" está concentrada en el rango de frecuencias de 0.4 a 16 Hz. La frecuencia del 1er modo o modo fundamental correspondiente a la dirección longitudinal, es de $f_{oL} = 0.42 \text{ Hz}$ y en la dirección transversal de $f_{oT} = 0.52 \text{ Hz}$.

Adicionalmente, como se observa en la figura 39, la relación $f_L - f_T$ es muy sensible a los cambios de rigidez relativa en la dirección del eje transversal y longitudinal, la cual depende principalmente de las relaciones de las secciones de las columnas, y en menor extensión del modulo de elasticidad del concreto. Aun cuando es importante señalar que los

valores absolutos de las frecuencias características en ambas direcciones dependen linealmente del módulo de elasticidad y son inversamente proporcionales al cambio de la longitud efectiva de las columnas, estas observaciones forman la base de interpretación de los registros de vibración ambiental, para determinar las propiedades dinámicas y físicas que controlan la respuesta del edificio.

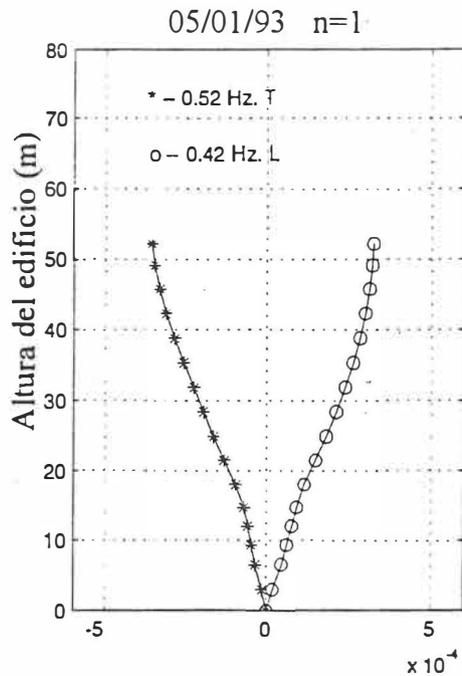


Figura 42.1

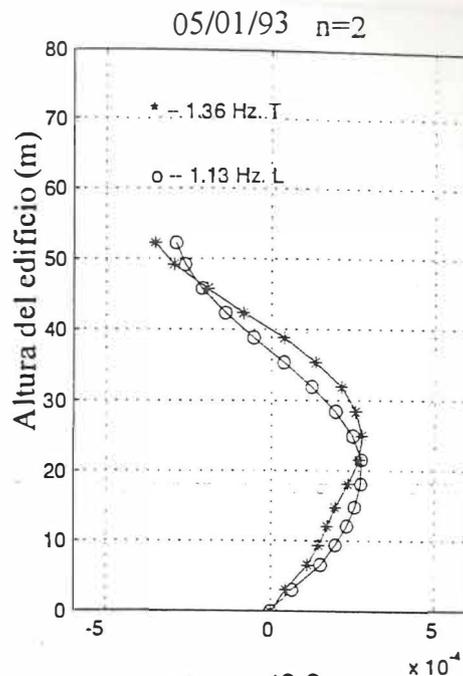


Figura 42.2

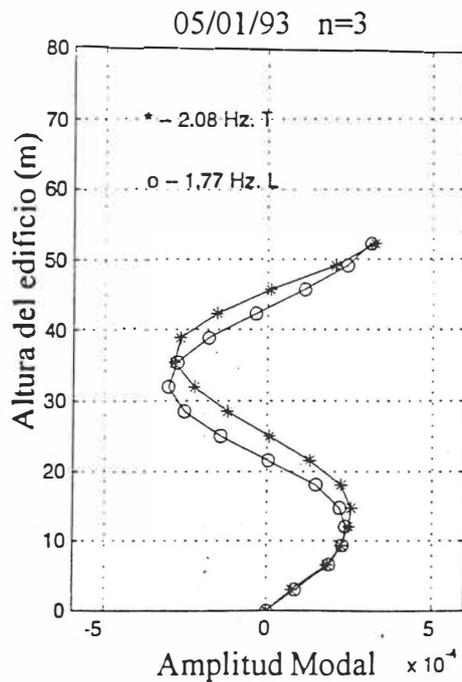


Figura 42.3

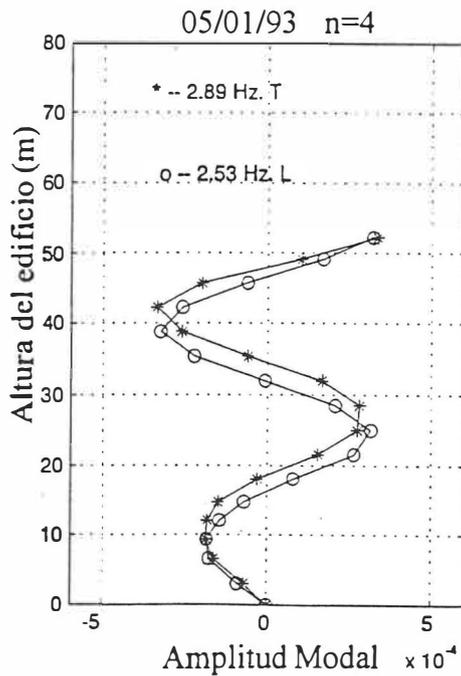
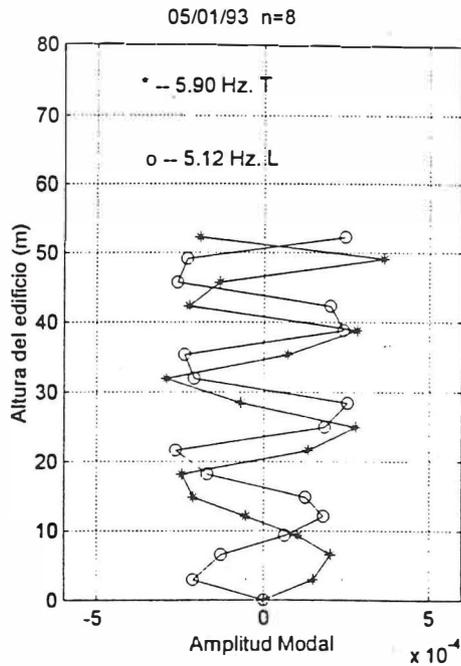
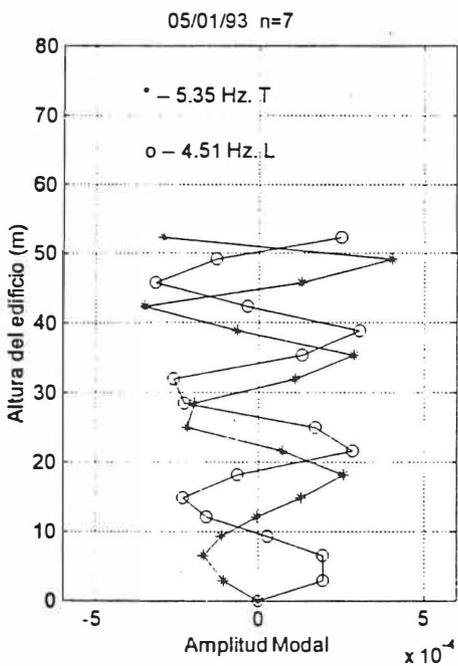
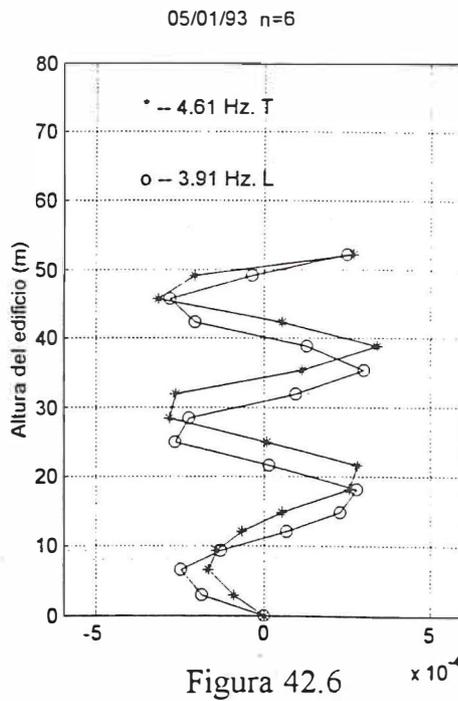
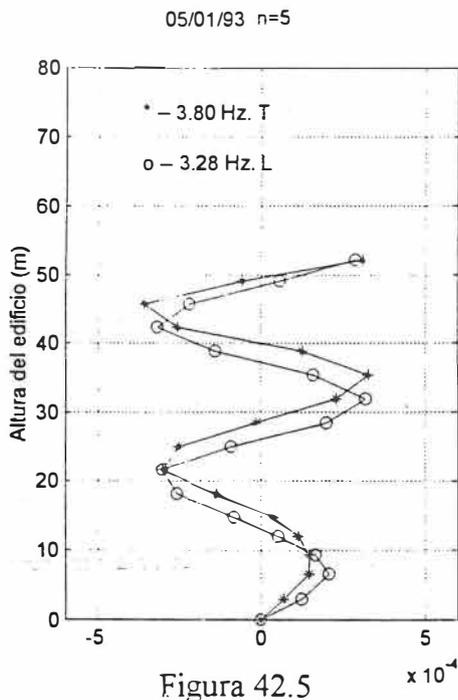


Figura 42.4

Figuras 42.1 – 42.4 Formas modales o modos de deformación del edificio en las direcciones de sus ejes principales, calculados bajo la hipótesis de comportamiento de edificio de cortante.



Figuras 42.5 – 42.8 Formas modales o modos de deformación del edificio en las direcciones de sus ejes principales, calculados bajo la hipótesis de comportamiento de edificio de cortante.

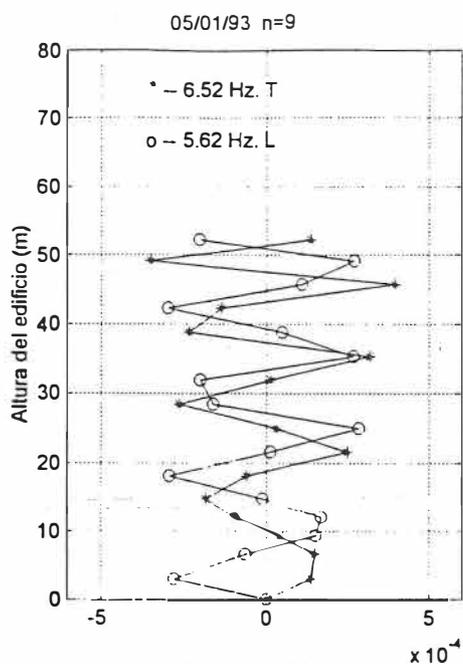


Figura 42.9

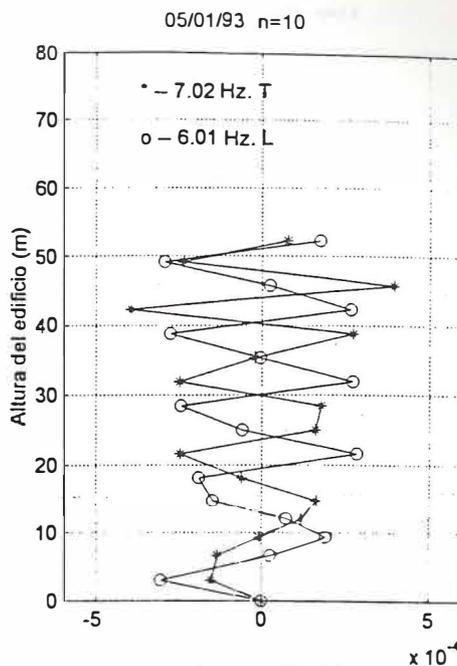


Figura 42.10

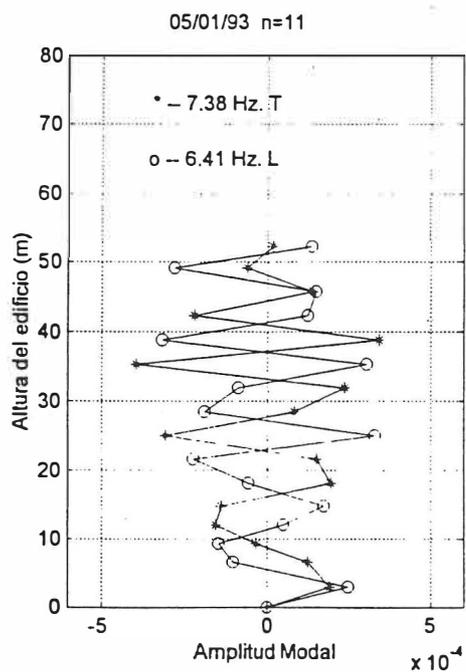


Figura 42.11

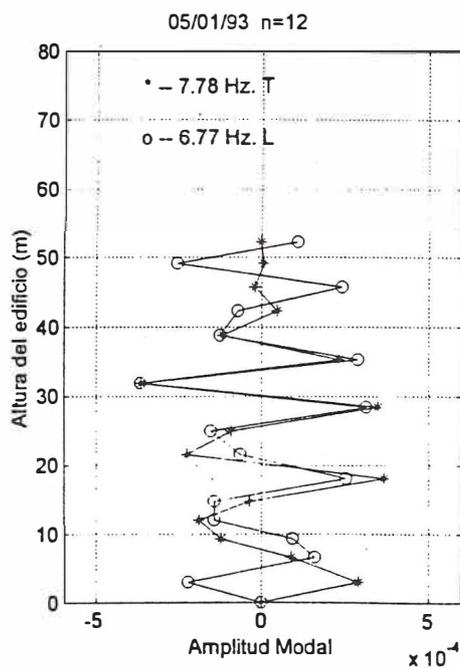


Figura 42.12

Figuras 42.9 – 42.12 Formas modales o modos de deformación del edificio en las direcciones de sus ejes principales, calculados bajo la hipótesis de comportamiento de edificio de cortante.

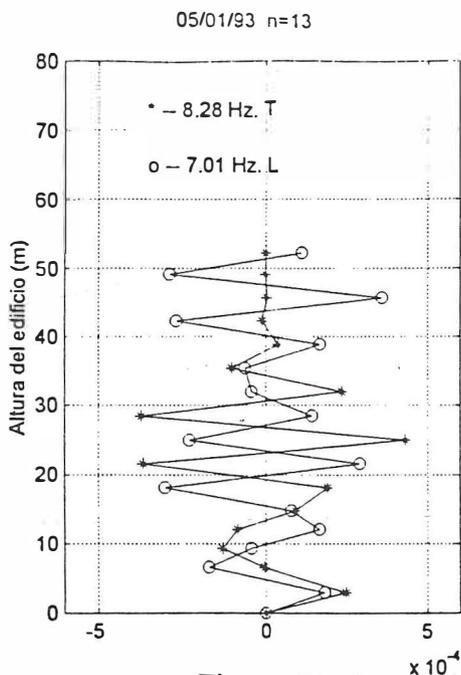


Figura 42.13

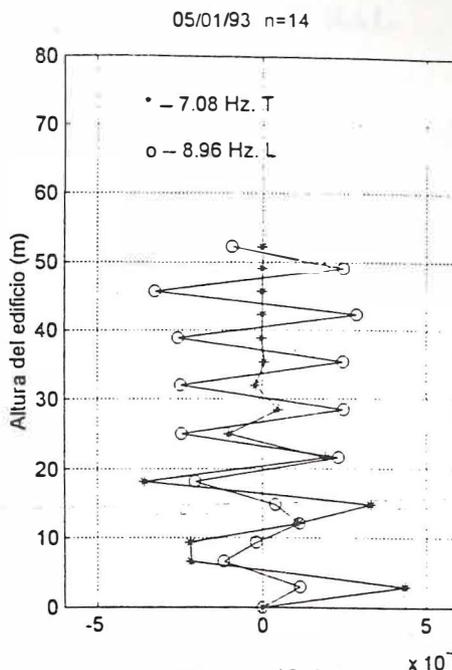


Figura 42.14

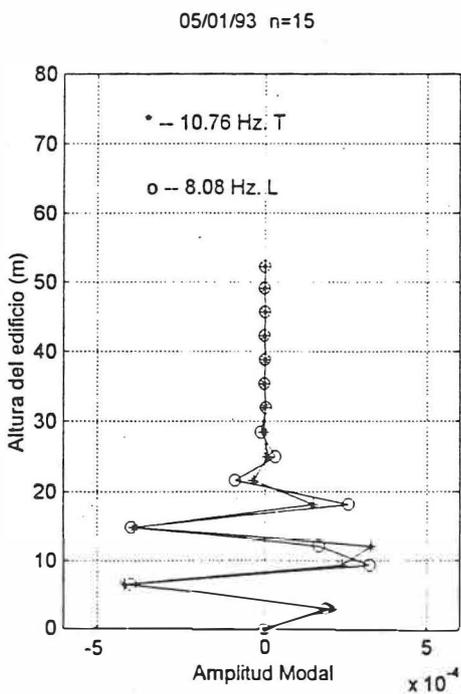


Figura 42.15

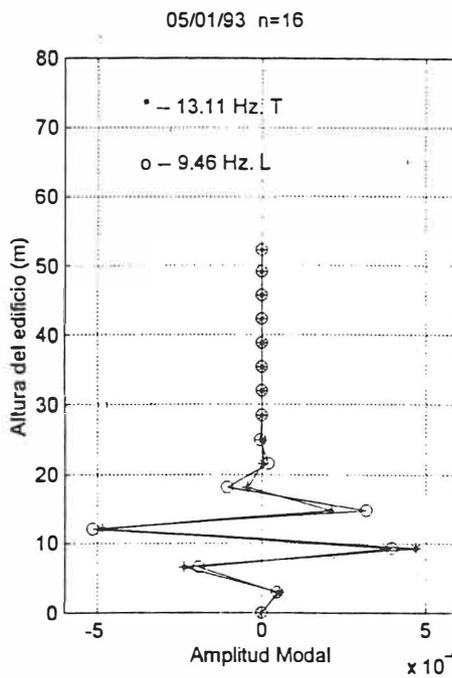


Figura 42.16

Figuras 42.13 – 42.16 Formas modales o modos de deformación del edificio en las direcciones de sus ejes principales, calculados bajo la hipótesis de comportamiento de edificio de cortante.

VI. TECNICAS DE IDENTIFICACIÓN ESTRUCTURAL.

En la figura 43 se muestra la variación de frecuencias del primer modo longitudinal y transversal conforme se incrementan las secciones de las columnas de los marcos transversales **A** y **G**. Como se observa, el incremento de la frecuencia en la dirección longitudinal y transversal, esta asociado al incremento correspondiente a los momentos de inercia de las columnas de ambos marcos, como se muestra en la figura 44.

Los valores de las frecuencias fueron medidos durante las cinco etapas del proceso de reforzamiento descritas en el texto. En la grafica 43 se muestran también los valores calculados para la condicion inicial del edificio en Mayo de 1993 y para la condición final, al término de los trabajos de reforzamiento, Abril de 1994. Los valores se calcularon suponiendo la respuesta sobre base rigida (BR) y considerando el efecto interacción suelo-estructura (ISE). Se muestran también los valores determinados por vibración ambiental (Rodriguez, 1986).

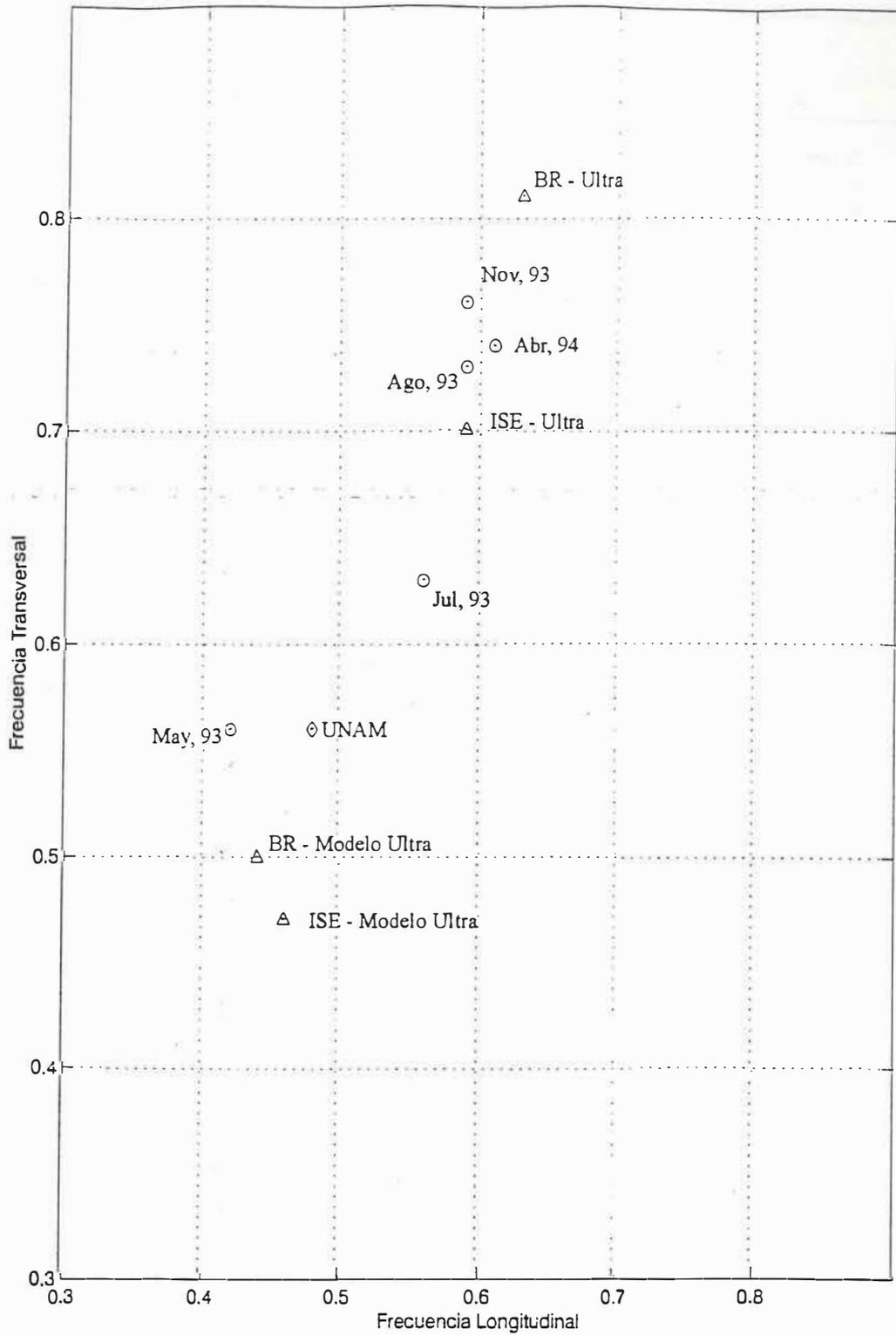


Figura 43.- Variacion de la frecuencia del primer modo longitudinal y transversal conforme se incrementan las secciones de las columnas de los dos marcos extremos A y G.

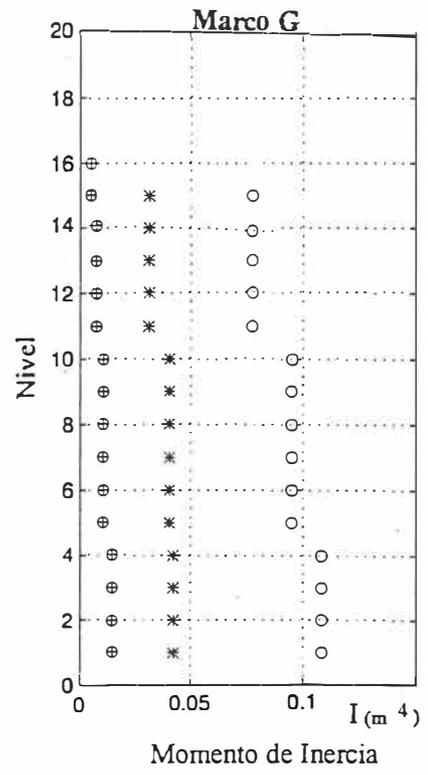
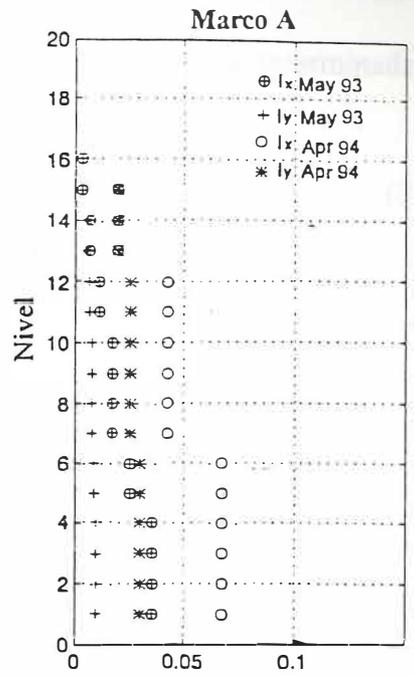
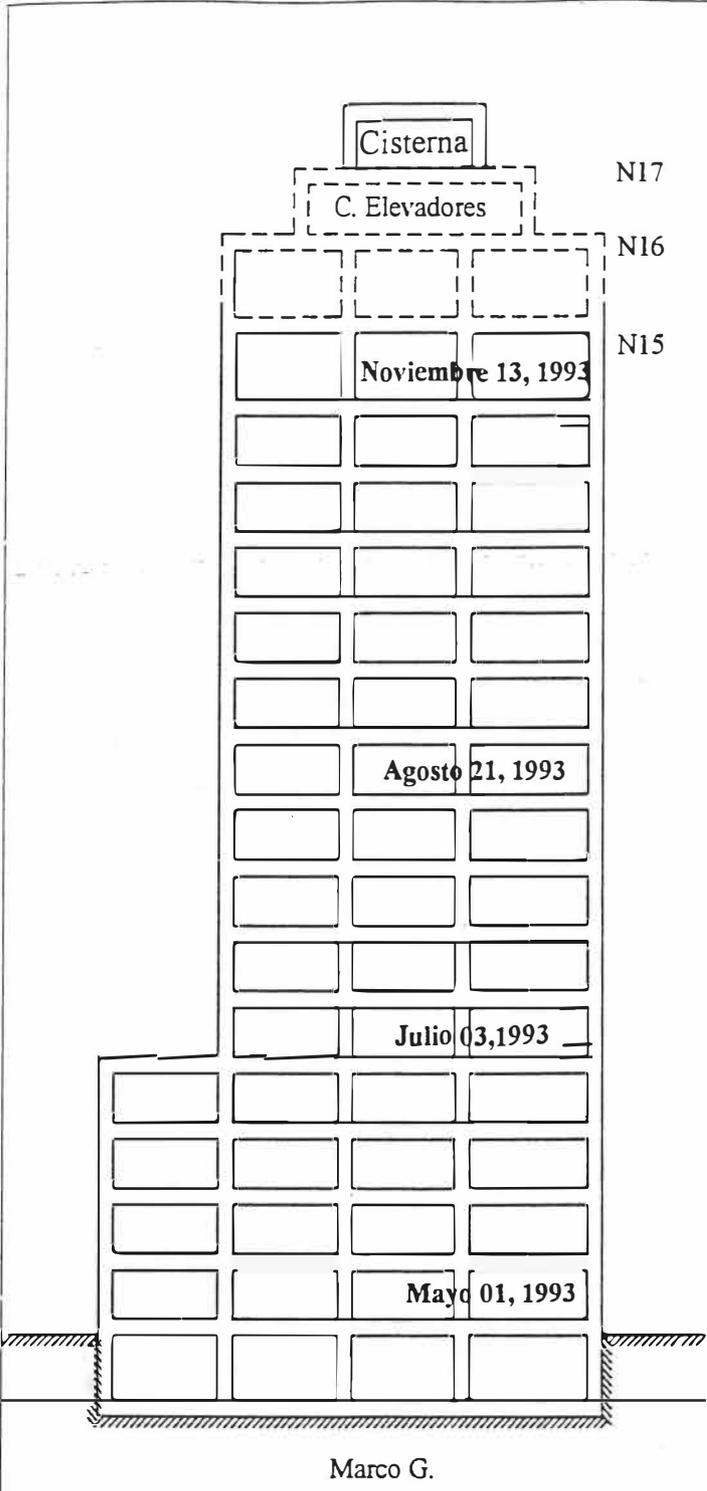


Figura 44. Incremento de los momentos de inercia de las columnas de los marcos A y G.

En terminos generales w_n , el incremento en la frecuencia modal como resultado del incremento en las secciones de las columnas de ambos marcos, esta determinado por la

relacion:

$$w_n = \frac{\phi_n^T K \phi_n}{\phi_n^T M \phi_n} \quad (52)$$

en donde ϕ_n es el vector caracteristico de la n-esima forma modal, \mathbf{K} y \mathbf{M} las matrices de rigidez y de masa del sistema estructural. Los coeficientes de \mathbf{K} y \mathbf{M} estan dados por las ecuaciones (23) y (24), el elemento K_{ii} correspondiente a la rigidez de entrepiso del i-ésimo elemento modal, esta dado por:

$$K_{ii} = \sum_{i=1}^N \frac{12E_i I_i}{L^3} + \sum_{i=1}^N \frac{12E_i J_i}{L^3} + \sum_{i=1}^N \frac{12E_i J_i}{L^3} \quad (53)$$

Suponiendo que el módulo de elasticidad de las columnas E_i (módulo de Young) y la altura efectiva l_i de las columnas (longitud sobre la cual se deforma elásticamente) es constante para todas las columnas, la rigidez del extremo queda expresada en términos de parametros libres E_i y l_i . El momento de inercia de la seccion de la columna en la direccion de análisis, esta determinado por las secciones de la misma. A su vez el módulo de elasticidad se determina de acuerdo a la relación:

$$E_c = 4270 W^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (54)$$

La cual ha sido recomendada por la (Torres, 1985; ACI,1992), para estimar el peso específico del concreto W (expresado en Ton/m^3) y de la resistencia a la compresión del concreto f'_c . Ambas estan determinadas por los agregados del concreto.

Para analizar la sensibilidad de la relación f_L-f_T a los parámetros anteriores, se calcularon los valores de E_i por nivel para un rango de valores discretos de pesos específicos de $W_c = 1.5$ a 3.5 Ton/m^3 con incrementos de 0.25 , se generó un estudio paramétrico con los valores correspondientes de W_k para cada punto. Se calculó el espectro completo de frecuencias y formas modales características del sistema, restringiéndose el análisis de sensibilidad al primer modo de vibración.

Como se observa en la figura 45, los valores correspondientes de $f_L - f_T$ nos permiten leer directamente de la gráfica los valores de W_c que mejor se ajusten a los valores observados.

En el caso de la condición original de la estructura, observamos que los valores de $W_c = 1.625$ nos proporcionan un mejor ajuste a los valores observados de f_L y f_T . En la figura 11 se muestra la distribución de los valores de módulo de elasticidad E , para la columna de cada uno de los 16 niveles del edificio, calculada substituyendo el valor estimado de W_c .

En resumen, para obtener una primera estimación de la distribución por nivel del módulo de Young de las columnas, se requiere:

- 1.- Conocer la distribución promedio de la resistencia a la compresión del concreto f_c de las columnas por nivel, la cual puede efectuarse por pruebas de laboratorio, bien establecidas en la práctica de la ingeniería civil.
- 2.- Realizar un estudio paramétrico de los valores del peso específico (W_c) en el rango de 1.5 a 3.5 Ton/m^3 , para cada valor de W_c calcular los valores correspondientes de las frecuencias del primer modo de deformación en la dirección longitudinal y transversal.

3.- Graficar directamente los valores observados por vibración ambiental de la frecuencia longitudinal (f_L) y frecuencia transversal (f_T) sobre la gráfica generada.

4.- Sustituyendo el valor del peso específico (W_c) que nos proporcione el mejor ajuste entre las frecuencias observadas y las calculadas en la relación $E_c = 4870 W^{1.5} \sqrt{f'c}$ obtenemos una estimación de la distribución de módulos de elasticidad por nivel.

En resumen, el procedimiento anterior nos permite obtener un "modelo inicial" de los valores del módulo de elasticidad, reduciéndose así de manera considerable la "busqueda" de distribuciones de E que mejor se ajusten a las observaciones.

La distribución de E determinada de esta manera puede ajustarse a una distribución más fina. Conservando la relación entre valores de la distribución y un parámetro de ajuste fino, como se describe en la siguiente sección.

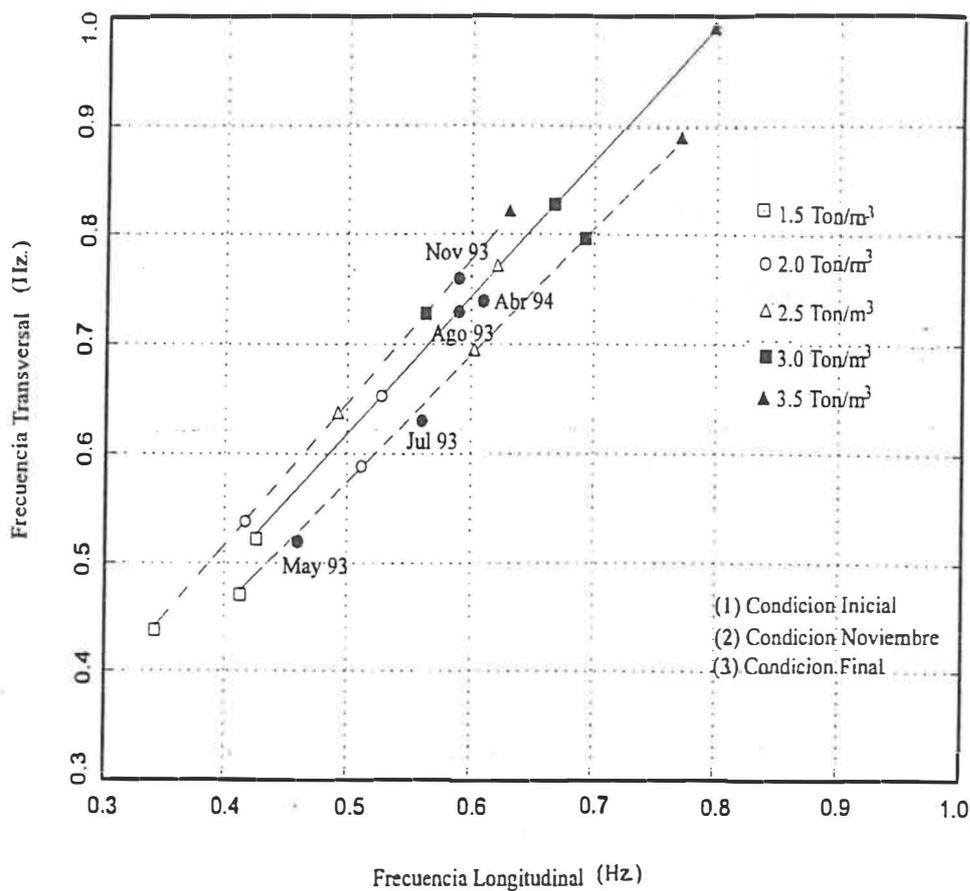


Figura 45. Variación de la frecuencia del primer modo longitudinal y transversal con los valores del peso específico del cemento W_c (1.5 Ton/m³: 3.0 Ton/m³) para un rango de valores de la longitud efectiva de las columnas del 75% al 100%.

VI.1 Identificación de las propiedades elásticas del edificio a partir de las pruebas de vibración ambiental.

Como se describe en la sección anterior, se determinó el valor promedio del módulo de elasticidad de las columnas de cada uno de los 16 niveles del edificio, tomando como base la distribución de los valores relativos de la resistencia a la compresión del concreto f_c medido en la condición original del edificio. A continuación se describe la determinación del valor del módulo de elasticidad de las columnas de cada uno de los niveles del edificio, correspondiente a cada una de las condiciones de reforzamiento del edificio. El procedimiento se basa en el ajuste de los valores calculados de las frecuencias características del primer modo de deformación, longitudinal y transversal a los valores observados. Se ajusta el valor del módulo de elasticidad promedio por nivel hasta que la diferencia entre los valores observados y calculados se considere aceptable.

Para la determinación de las frecuencias características se formuló un modelo matemático para la condición original, el que corresponde al inicio de el trabajo de reforzamiento. La estructura se modeló como la de un edificio de cortante, el cual está integrado de 16 masas concentradas y 16 niveles secc. (IV.1). Las secciones transversales de trabes y columnas se obtuvieron de planos constructivos como se presentan en la tablas (III y IV). Como hipótesis inicial se consideró que la estructura presenta empotramiento en la base debido a la presencia de pilotes (ULTRA, 1986).

Para el cálculo se consideró la presencia de muros de mampostería en la zona de las escaleras, se tomó en cuenta la rejilla integrada por trabes, columnas y muros de concreto del cubo del elevador. En el modelo consideramos la existencia de zonas rígidas en la unión

de trabe y columna, lo cual nos llevó a un modelo de edificio cortante, tanto en la dirección transversal (paralelo a calle Río Mississippi) como en la dirección longitudinal (paralelo a calle Río Atoyac). En el módulo se considero que la matriz de masa corresponde a un sistema de masas concentradas, en donde la masa concentrada por entrepiso se calculó como $M_{nivel} = W_{total}/Área_{Planta}$ secc (IV) en donde W_{total} es la suma del peso de trabes, columnas, peso de la losa, cargas vivas y cargas muertas del entrepiso o nivel en análisis como se muestra en la figura 33.

Para el cálculo de la matriz de rigidez del modelo solamente consideramos un grado de libertad correspondiente al movimiento de traslación, el coeficiente de rigidez de entrepiso está dado por la relación $K = 12EI/L^3$ (Clough y Penzien, 1995; Paz, 1991). El módulo de elasticidad se calculó usando la relación $E = 4270 W^{1.5} \sqrt{f'_c}$. Se consideraron valores discretos del peso específico del concreto (W_c) de 1.5 a 3.5 Ton/m³ con incrementos de 0.25 Ton/m³. Los valores de la resistencia a la compresión de concreto (f'_c) se consideraron constantes durante el proceso de reforzamiento, como se observa en la figura 11, en la cual se muestran los valores medidos de f'_c los cuales van disminuyendo conforme se incrementa el nivel del entrepiso como se muestra en la tabla (II). El momento de inercia $I = \frac{1}{12}bd^3$ se calculó en función de la sección transversal de la columna analizada en cada una de las direcciones de estudio, donde b representa el ancho y d el peralte el cual se toma en la dirección de análisis, L representa la longitud de la columna. La rigidez total del entrepiso asociado a las columnas se obtuvo multiplicando el número total de ellas (N_c) por el coeficiente de rigidez del mismo, como se muestra en la figura 36.

Una vez determinada la rigidez de cada uno de los entrepisos de la estructura se procedió a sumar las rigideces de entrepiso para formar la matriz total de rigidez según se describe en la secc. (IV).

Una vez calculada la matriz de masa y rigidez del sistema se procedió a encontrar la solución de la ecuación característica $[K - \omega_i^2 M] \phi_i = 0$ secc (IV). De la solución de ella encontramos los vectores de formas modales y la matriz de frecuencias características para cada una de las direcciones de análisis. Considerando un valor standard de peso específico $W=2.3 \text{ Ton/m}^3$, los valores de los parámetros de las dimensiones de los muros se presentan en la tabla II y en la figura 11. Se graficaron los valores correspondientes por nivel. El modelo en la condición inicial arrojó valores de las frecuencias características menores que las observadas.

VI. 2 Estudios paramétricos.

Para que los valores de las frecuencias características observadas se asemejen a las calculadas es necesario incrementar los valores de rigidez. Como ya se mencionó, los valores de los elementos de la matriz de rigidez están en función del momento de inercia (I), longitud de la columna (L) y del módulo de elasticidad (E). Para incrementar la rigidez de la estructura en su condición inicial los únicos parámetros libres disponibles son la longitud elástica efectiva de la columna (L), módulo de elasticidad (E) y el peso específico (W_c) y éste a su vez en función del f_c .

El efecto del incremento del peso específico de $W_c = 1.5$ a 3.5 Ton/m^3 se muestra en la figura 45. Como se observa, las frecuencias características del primer modo es más sensible

a los cambios del módulo de elasticidad, parametrizado por el peso específico. Para iniciar el proceso de identificación es necesario hacer una suposición acerca de los valores de los parámetros estructurales, W (peso específico del concreto) y E (módulo de Young del concreto), cuyos valores están en función de la resistencia a la compresión del concreto (f_c), mismos que fueron medidos en el edificio al inicio de los trabajos de reforzamiento tabla II, (ULTRA, 1989).

Para seleccionar los valores iniciales de estos dos parámetros se efectuaron estudios paramétricos para la primera etapa del proceso de reforzamiento. Los estudios paramétricos se realizaron considerando diferentes valores de pesos específicos del concreto desde 1.5 Ton/m^3 (concreto ligero) hasta 3.5 Ton/m^3 (concreto pesado) calculándose las frecuencias características. El peso específico aparente correspondiente a cada etapa se determinó minimizando la diferencia entre las frecuencias observadas y las calculadas. Los valores del peso específico aparente determinado como se muestran en la figura 45.

En la figura 45, se grafican los valores de los pesos específicos asociados a cada nivel del edificio, de la primera, tercera y última etapa del proceso de reforzamiento, en la cual se han graficado los valores estimados del peso específico del concreto W_c en Ton/m^3 para cada nivel del edificio. De la misma se observaron:

1.- En su condición inicial (Mayo, 1993) el valor del peso específico aparente del concreto tiene un valor constante de $W_c = 1.625 \text{ Ton/m}^3$, el cual corresponde a concretos ligeros.

2.- Al término del reforzamiento de los marcos A y G hasta el quinto nivel, el valor aparente del peso específico aparente del concreto se encuentra en $W_c = 1.875 \text{ Ton/m}^3$ hasta el nivel 4, lo cual es consistente con el incremento en las secciones de las columnas.

3.- Al término del reforzamiento hasta el nivel 11, que comprende la superestructura del edificio, destinada al uso de oficinas, el peso específico aparente del nivel 5 al nivel 11 se incrementó de su valor en la condición inicial de $W_c = 1.625 \text{ Ton/m}^3$ a $W_c = 2.81 \text{ Ton/m}^3$, que corresponde a concreto pesado, lo cual en un principio lo consideramos consistente con el reforzamiento de los marcos.

4.- Al término del reforzamiento hasta las columnas del nivel 15, el peso específico aparente del concreto se incrementó de igual manera, de su valor inicial de 1.625 Ton/m^3 a $W_c = 2.62 \text{ Ton/m}^3$, un valor menor que para los niveles del cinco al once.

5.- En la condición final del edificio, previo a la instalación de la cancelería de las fachadas principales, los trabajos constructivos del edificio consistieron únicamente en la demolición del nivel dieciséis del edificio, la instalación de la cubierta de multipanel en el nivel once. En esta condición final de la estructura se observó un ligero corrimiento del peso específico aparente de este nivel de su valor inicial de $W_c = 1.625$ a 2.12 Ton/m^3 .

La distribución de pesos específicos por bloques de niveles en la condición inicial y final del edificio se muestra en la misma figura 46, por líneas punteadas para la condición inicial y línea continua para la condición final. Los valores corresponden en la tabla XII a frecuencias características observadas (f_{oL} , f_{oT}) y calculadas (f_{cL} , f_{cT}).

Tabla XII. Valores de los pesos específicos asociados a cada bloque de niveles reforzados de las columnas de los marcos A y G, y valores correspondientes de las frecuencias características del primer modo observadas y calculadas.

Fecha	Peso Especifico	Niveles	Frecuencia Longitudinal		Frecuencia Transversal	
			Obs.	Calc.	Obs.	Calc.
May 01,93	1.625	1-16	0.42	0.46	0.56	0.52
Jul 03,93	1.875	1-5	0.56	0.50	0.63	0.59
Ago 21,93	2.81	6-11	0.59	0.55	0.73	0.69
Nov 13 ,93	2.70	12-15	0.59	0.58	0.76	0.75
Abr 16,94	2.12	16	0.61	0.62	0.74	0.72

Una vez determinados los valores de la distribución del peso específico aparente de las columnas, para lograr una buena correlación entre los valores calculados y observados experimentalmente de las frecuencias características, y para mejorar la estimación de la distribución correspondiente del valor del módulo de elasticidad de las columnas, se volvió a recalcular la matriz de rigidez una vez parametrizado el valor del módulo de elasticidad por nivel mediante la relación $E_i = E_i(1 + \delta)$; en donde δ es un parámetro de ajuste fino el cual lo consideramos entre .01 y .05. E_i es el valor del módulo de elasticidad promedio de las columnas del nivel i -ésimo, calculado para la distribución del peso específico que se muestra en la figura 46. Con este procedimiento se incrementó la matriz de rigidez y se calcularon las frecuencias características, hasta obtener el mejor ajuste entre los valores observados y calculados.

Las figuras 38 y 39 nos muestran la relación de frecuencias longitudinales y transversales contra nivel de la estructura. En esta gráfica se observa que las frecuencias más altas se encuentran respecto al eje transversal de la estructura ya que el incremento de las secciones de los marcos fue un 25 % mayor en dirección del eje transversal, lo que se traduce como un incremento mayor de la rigidez de respecto a ese eje. En la gráfica se observa que las frecuencias de los primeros modos no varía mucho en ambas direcciones pero conforme se va incrementando el nivel de la estructura éstas difieren cada vez mas.

La figura 39 nos muestra la relación de las 16 frecuencias respecto a la frecuencia fundamental por número de nivel de la cual se puede observar que paralelamente al ajuste de las frecuencias naturales se evaluaron las formas modales comparando los desplazamientos horizontales y normalizando con el máximo obtenido.

Las figuras 42.1 – 42.16 nos muestran las formas modales, graficado con círculos las masas correspondientes a los desplazamientos de la dirección longitudinal en los niveles del edificio y con asteriscos las de la dirección transversal. La figura 42.1 nos muestra el primer modo de deformación. Se observa un cambio de polaridad en la dirección transversal, además los máximos desplazamientos, como era de esperarse, ocurren en el nivel de la azotea en las figuras 42.2-42.4 se mantiene la misma polaridad.

En las gráficas de las figuras 47.1 47.4 se muestra la distribución de los valores del módulo de elasticidad de la columna por nivel, asociado a cada una de las cinco etapas bien definidas del proceso de reforzamiento del edificio. En estas gráficas podemos observar:

1.- En su condición inicial el módulo de elasticidad de las columnas de los primeros cuatro niveles del edificio, tenía un valor de $1.82 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$ (figura 47.1) y del nivel cinco al dieciséis de 1.50 kg/m^2 . Esto es, la rigidez de los niveles superiores de la super estructura destinada al uso de oficinas, era un factor de 0.23 menor. El peso específico del concreto, recalculado suponiendo los valores medidos de la resistencia del concreto a la compresión f_c era de $W = 2.25 \text{ Ton/m}^3$, el cual corresponde a concretos pesados o de mayor resistencia.

2.- Al término de los trabajos de reforzamiento hasta el cuarto nivel (figura 47.2) se incrementa el módulo de elasticidad de los primeros cuatros niveles a un valor de $E = 2.25 \times 10^9 \text{ Kg/m}^2$. Los valores correspondientes del peso específico del concreto se incrementan a un valor de $W = 2.75 \text{ Ton/m}^3$, calculado suponiendo que f_c se mantiene constante durante todo el proceso de reforzamiento.

3.- Al término del reforzamiento hasta el nivel once (figura 47.3) . El módulo de elasticidad de los niveles del cinco al once se incrementa de su valor inicial de $E = 1.5 \times 10^9 \text{ Kg/m}^2$ a

3.4 kg/m². Un incremento considerable, consistente con el incremento observado de las frecuencias características.

4.- Al terminó el reforzamiento hasta el nivel quince (figura 47.4). El módulo de elasticidad de los niveles once al quince se incremento de su valor inicial de $E=1.5 \times 10^9$ a 3.3×10^9 . El peso específico aparente de las columnas de estos niveles se incrementó a un valor de $W_c = 3.00 \text{ Ton/m}^3$ igual al de las columnas de los niveles inferiores de los niveles cinco al once.

5.- En su condición final, previo a la instalación de la cancelería de la fachada principal y a la instalación de la cubierta de acero nivel dieciséis, no se observa ningún cambio en el módulo de elasticidad de la columna en este nivel, ya que no se reforzo. En cambio se observa un incremento del peso específico aparente del concreto a 3.5 Ton/m^3 , lo cual corresponde al cambio de la masa del edificio por la demolición de la losa del nivel dieciséis por la sustitución de la cubierta aligerada.

En la tabla XIII la XVI se muestran los parámetros, dimensiones, valores del módulo de elasticidad (E) y peso específico del concreto (W_c), que se obtuvieron mediante los estudios parametrizados. Esta tabla representa los valores de los parámetros del modelo correspondiente a cada uno de los estados de reforzamiento del edificio, que proporcionan el mejor ajuste entre los valores observados y calculados de las frecuencias del primer modo de deformación del edificio, bajo la hipótesis de "Edificio de Cortante", la cual es consistente con las observaciones.

La figura 48 nos muestra las frecuencias características calculadas con el nuevo modelo en función de la masa y rigidez efectiva.

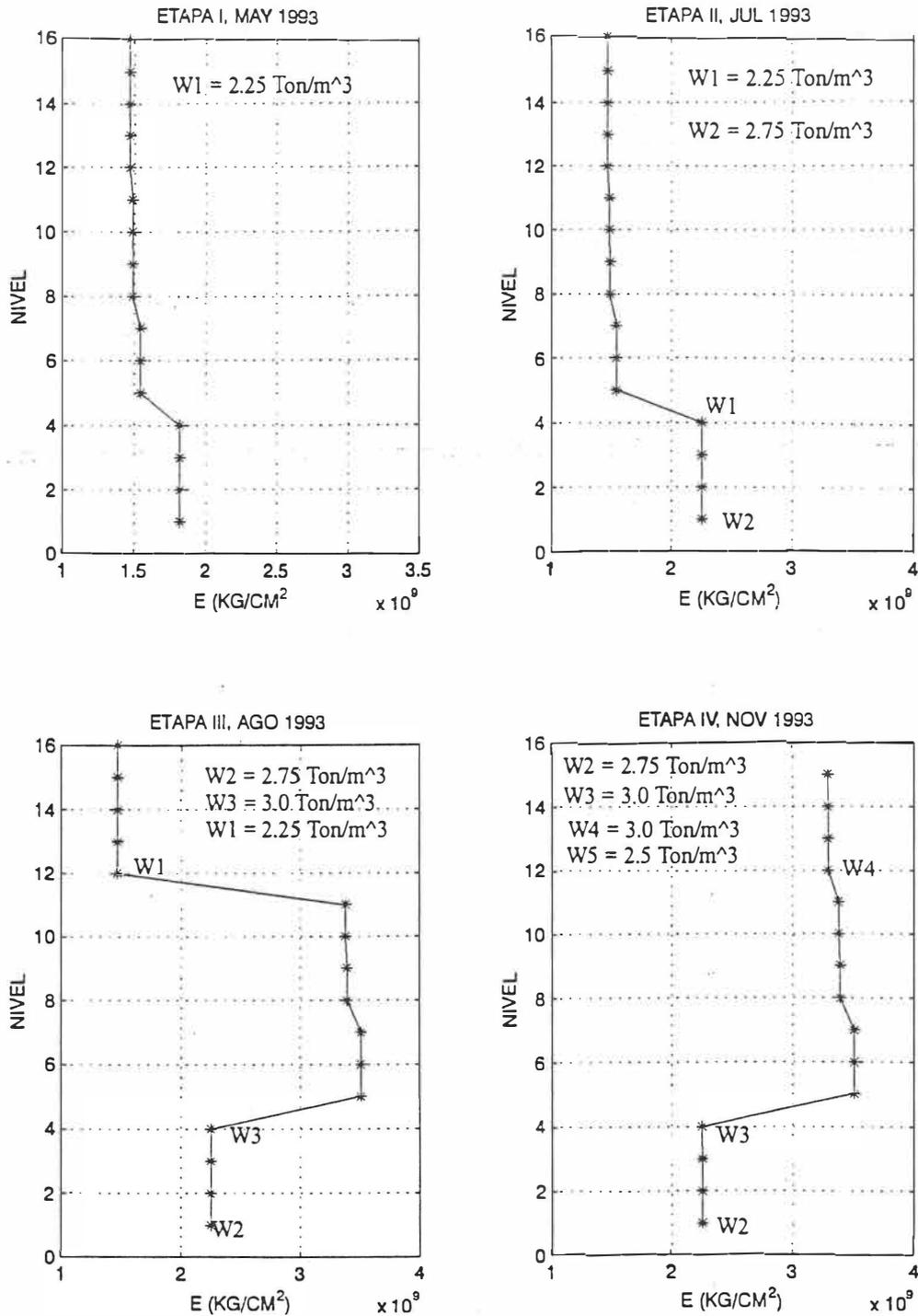


Figura 47. Distribución de los valores del módulo de elasticidad de las columnas por nivel.

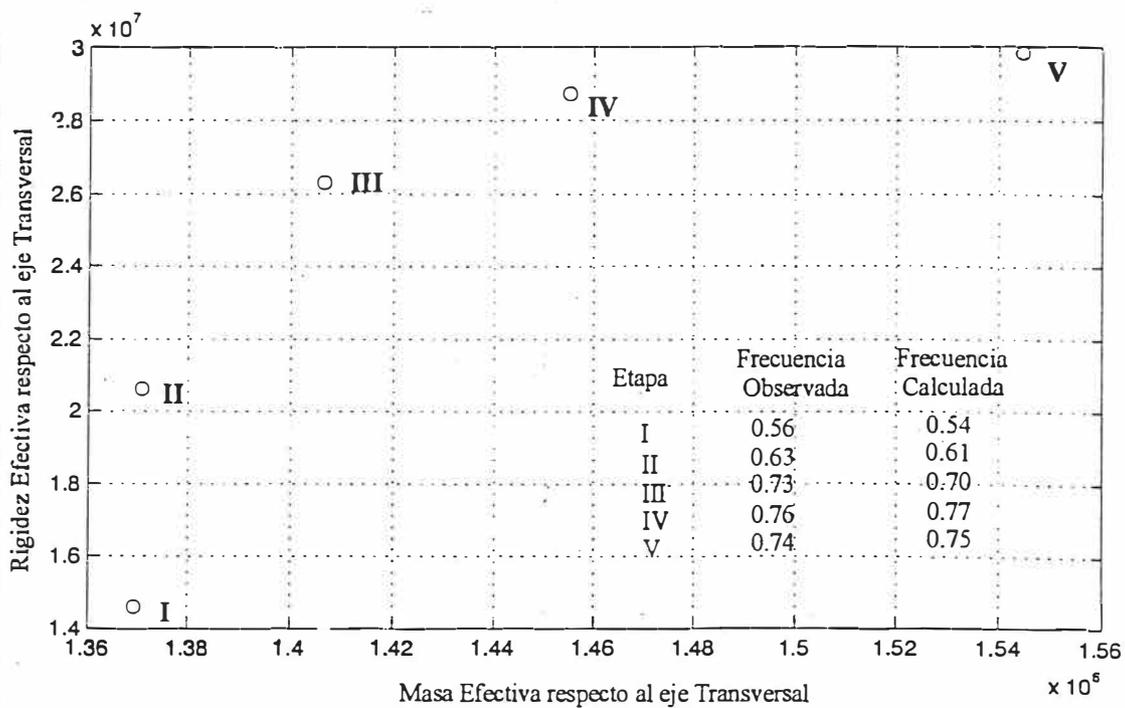
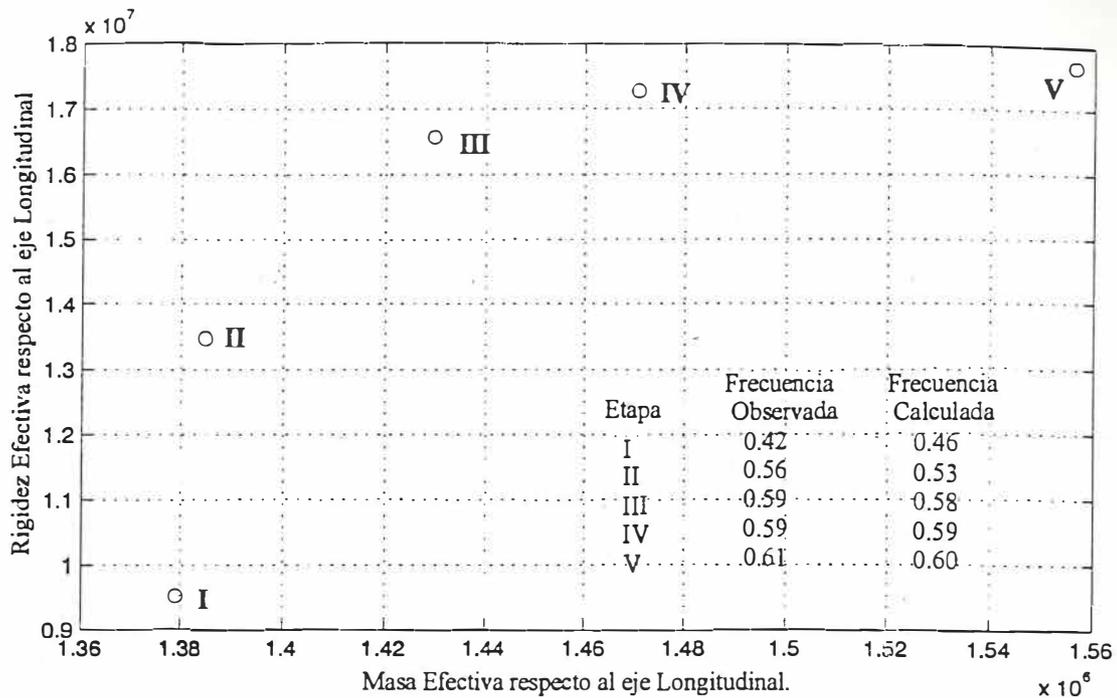


Figura 48. Valores de las frecuencias características del primer modo longitudinal y transversal calculados en función de sus masas y rigideces efectivas

Tabla XIV.

Parámetros que proporcionan el mejor ajuste entre los valores observados y calculados de las frecuencias del primer modo de deformación correspondientes a mayo 01, 1993.

Nivel	fc	fc	fc	H (m)	Sección Columnas A		# Col.	Sección Columnas G		# Col.	Sección Col. Interior		# Col.	W	E	Kx	Ky
	Col.	Elev.	Esc.		b(m)	d(m)		b(m)	d(m)		b(m)	D(m)			1e+09	1e+09	1e+09
1	383	318	318	2.98	0.50	0.95	5	0.65	1.10	5	0.60	1.05	21	2.25	1.8176	2.9465	1.5169
2	383	318	318	3.58	0.50	0.95	5	0.65	1.10	5	0.60	1.05	21	2.25	1.8176	1.9726	1.1481
3	382	318	318	2.78	0.50	0.95	5	0.65	1.10	5	0.60	1.05	21	2.25	1.8176	3.4556	1.6970
4	382	318	318	2.73	0.50	0.85	5	0.65	1.10	5	0.60	1.05	21	2.25	1.8176	3.6058	1.7489
5	382	318	318	2.70	0.50	0.85	5	0.50	0.50	5	0.60	0.95	21	2.25	1.5429	3.0376	1.7375
6	276	318	318	3.33	0.50	0.85	4	0.50	0.50	4	0.60	0.95	18	2.25	1.5429	1.6698	1.1686
7	276	318	20	3.46	0.50	0.75	4	0.50	0.50	4	0.60	0.90	18	2.25	1.5429	1.0600	0.7127
8	276	318	20	3.45	0.50	0.75	4	0.50	0.50	4	0.60	0.90	18	2.25	1.4918	1.0662	0.7158
9	258	318	20	3.46	0.50	0.75	4	0.50	0.50	4	0.60	0.90	18	2.25	1.4918	1.0423	0.7065
10	258	318	20	3.46	0.50	0.75	4	0.50	0.50	4	0.60	0.90	18	2.25	1.4860	1.0423	0.7065
11	256	318	20	3.44	0.50	0.65	4	0.55	0.45	4	0.60	0.80	18	2.25	1.4860	0.8943	0.7006
12	256	318	20	3.46	0.50	0.65	4	0.45	0.45	4	0.60	0.80	18	2.25	1.4685	0.8850	0.6945
13	249	318	20	3.43	0.50	0.55	4	0.45	0.45	4	0.60	0.70	18	2.25	1.4685	0.7790	0.6984
14	249	318	20	3.40	0.50	0.55	4	0.45	0.45	4	0.60	0.70	18	2.25	1.4685	0.7903	0.7076
15	249	318	20	3.40	0.45	0.45	4	0.40	0.40	4	0.60	0.60	18	2.25	1.4685	0.6944	0.6944
16	249	318	20	3.40	0.45	0.45	4	0.40	0.40	4	0.60	0.60	18	2.25	1.4685	0.6944	0.6944

Tabla XV. Parámetros que proporcionan el mejor ajuste entre los valores observados y calculados de las frecuencias del primer modo de deformación correspondientes a julio 03, 1993.

Nivel	fc	fc	fc	H	Sección			#	Sección			#	Sección			#	W	E	Kx	Ky
	Col.	Elev.	Esc.	(m)	Columnas A		Col.	Columnas G		Col.	Col. Interior		Col.			1e+09	1e+09	1e+09		
					b(m)	d(m)		b(m)	d(m)		b(m)	D(m)								
1	383	318	318	2.98	0.70	1.05	5	0.75	1.20	5	0.60	1.05	21	2.75		2.2528	5.0608	2.4595		
2	383	318	318	3.58	0.70	1.05	5	0.75	1.20	5	0.60	1.05	21	2.75		2.2528	3.2880	1.7876		
3	382	318	318	2.78	0.70	1.05	5	0.75	1.20	5	0.60	1.05	21	2.75		2.2528	5.9971	2.7971		
4	382	318	318	2.73	0.70	1.05	5	0.75	1.20	5	0.60	1.05	21	2.75		2.2528	6.2744	2.8954		
5	382	318	318	2.70	0.50	0.85	5	0.60	0.60	5	0.60	0.95	21	2.25		1.5429	3.0376	1.7375		
6	276	318	318	3.33	0.50	0.85	4	0.60	0.60	4	0.60	0.95	18	2.25		1.5429	1.6698	1.1686		
7	276	318	20	3.46	0.50	0.75	4	0.60	0.60	4	0.60	0.90	18	2.25		1.5429	1.0600	0.7127		
8	276	318	20	3.45	0.50	0.75	4	0.60	0.60	4	0.60	0.90	18	2.25		1.4918	1.0662	0.7158		
9	258	318	20	3.46	0.50	0.75	4	0.60	0.60	4	0.60	0.90	18	2.25		1.4918	1.0423	0.7065		
10	258	318	20	3.46	0.50	0.75	4	0.60	0.60	4	0.60	0.90	18	2.25		1.4860	1.0423	0.7065		
11	256	318	20	3.44	0.50	0.65	4	0.55	0.55	4	0.60	0.80	18	2.25		1.4860	0.8943	0.7006		
12	256	318	20	3.46	0.50	0.65	4	0.55	0.55	4	0.60	0.80	18	2.25		1.4685	0.8850	0.6945		
13	249	318	20	3.43	0.50	0.55	4	0.55	0.55	4	0.60	0.70	18	2.25		1.4685	0.7790	0.6984		
14	249	318	20	3.40	0.50	0.55	4	0.55	0.55	4	0.60	0.70	18	2.25		1.4685	0.7903	0.7076		
15	249	318	20	3.40	0.45	0.45	4	0.50	0.50	4	0.60	0.60	18	2.25		1.4685	0.6944	0.6944		
16	249	318	20	3.40	0.45	0.45	4	0.50	0.50	4	0.60	0.60	18	2.25		1.4685	0.6944	0.6944		

Tabla XVI. Parámetros que proporcionan el mejor ajuste entre los valores observados y calculados de las frecuencias del primer modo de deformación correspondientes a agosto 21, 1993.

Nivel	fc			H (m)	Sección Columnas A		#	Sección Columnas G		#	Sección Col. Interior			W	E	Kx	Ky
	Col.	Elev.	Esc.		b(m)	d(m)		Col.	b(m)		d(m)	Col.	b(m)				
1	383	318	318	2.98	0.70	1.05	5	0.75	1.20	5	0.60	1.05	21	2.75	2.2528	5.0608	2.4595
2	383	318	318	3.58	0.70	1.05	5	0.75	1.20	5	0.60	1.05	21	2.75	2.2528	3.2880	1.7876
3	382	318	318	2.78	0.70	1.05	5	0.75	1.20	5	0.60	1.05	21	2.75	2.2528	5.9971	2.7971
4	382	318	318	2.73	0.70	1.05	5	0.75	1.20	5	0.60	1.05	21	2.75	2.2528	6.2744	2.8954
5	382	318	318	2.70	0.70	1.05	5	0.75	1.15	5	0.60	0.95	21	3.00	3.5086	6.3449	3.3464
6	276	318	318	3.33	0.70	1.05	4	0.75	1.15	4	0.60	0.95	18	3.00	3.5088	3.1755	2.0425
7	276	318	20	3.46	0.70	0.90	4	0.75	1.15	4	0.60	0.90	18	3.00	3.5086	2.0881	1.2899
8	276	318	20	3.45	0.70	0.90	4	0.75	1.15	4	0.60	0.90	18	3.00	3.3922	2.1016	1.2965
9	258	318	20	3.46	0.70	0.90	4	0.75	1.15	4	0.60	0.90	18	3.00	3.3922	2.0453	1.2737
10	258	318	20	3.46	0.70	0.90	4	0.75	1.15	4	0.60	0.90	18	3.00	3.3791	1.5944	1.0773
11	256	318	20	3.44	0.70	0.90	4	0.70	1.10	4	0.60	0.80	18	3.00	3.3791	1.3665	1.0681
12	256	318	20	3.46	0.50	0.65	4	0.55	0.55	4	0.60	0.80	18	2.25	1.4685	0.8850	0.6945
13	249	318	20	3.43	0.50	0.55	4	0.55	0.55	4	0.60	0.70	18	2.25	1.4685	0.7790	0.6984
14	249	318	20	3.40	0.50	0.55	4	0.55	0.55	4	0.60	0.70	18	2.25	1.4685	0.7903	0.7076
15	249	318	20	3.40	0.45	0.45	4	0.50	0.50	4	0.60	0.60	18	2.25	1.4685	0.6944	0.6944
16	249	318	20	3.40	0.45	0.45	4	0.50	0.50	4	0.60	0.60	18	2.25	1.4685	0.6944	0.6944

Tabla XVII. Parámetros que proporcionan el mejor ajuste entre los valores observados y calculados de las frecuencias del primer modo de deformación correspondientes a noviembre 13, 1993.

Nivel	f _c	f _c	f _c	H	Sección		#	Sección		#	Sección		#	W	E	K _x	K _y
	Col.	Elev.	Esc.	(m)	Columnas A		Col.	Columnas G		Col.	Col. Interior		Col.				
					b(m)	d(m)		b(m)	d(m)		b(m)	D(m)			1e+09	1e+09	1e+09
1	383	318	318	2.98	0.70	1.05	5	0.75	1.20	5	0.60	1.05	21	2.75	2.2528	5.0608	2.4595
2	383	318	318	3.58	0.70	1.05	5	0.75	1.20	5	0.60	1.05	21	2.75	2.2528	3.2880	1.7876
3	382	318	318	2.78	0.70	1.05	5	0.75	1.20	5	0.60	1.05	21	2.75	2.2528	5.9971	2.7971
4	382	318	318	2.73	0.70	1.05	5	0.75	1.20	5	0.60	1.05	21	2.75	2.2528	6.2744	2.8954
5	382	318	318	2.70	0.70	1.05	5	0.75	1.15	5	0.60	0.95	21	3.00	3.5086	6.3449	3.3464
6	276	318	318	3.33	0.70	1.05	4	0.75	1.15	4	0.60	0.95	18	3.00	3.5086	3.1755	2.0425
7	276	318	20	3.46	0.70	0.90	4	0.75	1.15	4	0.60	0.90	18	3.00	3.5086	2.0881	1.2899
8	276	318	20	3.45	0.70	0.90	4	0.75	1.15	4	0.60	0.90	18	3.00	3.3922	2.1016	1.2965
9	258	318	20	3.46	0.70	0.90	4	0.75	1.15	4	0.60	0.90	18	3.00	3.3922	2.0453	1.2737
10	258	318	20	3.46	0.70	0.90	4	0.75	1.15	4	0.60	0.90	18	3.00	3.3791	1.5944	1.0773
11	256	318	20	3.44	0.70	0.90	4	0.70	1.10	4	0.60	0.80	18	3.00	3.3791	1.3665	1.0681
12	256	318	20	3.46	0.70	0.90	4	0.70	1.10	4	0.60	0.80	18	3.00	3.2949	1.7680	1.2349
13	249	318	20	3.43	0.70	0.70	4	0.70	1.10	4	0.60	0.70	18	3.00	3.2949	1.5348	1.2234
14	249	318	20	3.40	0.70	0.70	4	0.70	1.10	4	0.60	0.70	18	3.00	3.2949	1.5614	1.2417
15	249	318	20	3.40	0.70	0.70	4	0.70	1.10	4	0.60	0.60	18	3.00	3.2949	1.4392	1.2417
16	249	318	20	3.40	0.45	0.45	4	0.50	0.50	4	0.60	0.60	18	2.25	1.4685	0.6944	0.6944

Tabla XVIII. Parámetros que proporcionan el mejor ajuste entre los valores observados y calculados de las frecuencias del primer modo de deformación correspondientes a abril 16, 1994.

Nivel	fc			H (m)	Sección		#	Sección		#	Sección		#	W	E	Kx	Ky
	Col.	Elev.	Esc.		Columnas A			Columnas G			Col. Interior						
	Col.	Elev.	Esc.	(m)	b(m)	d(m)	Col.	b(m)	d(m)	Col.	b(m)	d(m)	Col.		1e+09	1e+09	1e+09
1	383	318	318	2.98	0.70	1.05	5	0.75	1.20	5	0.60	1.05	21	2.75	2.2528	5.0608	2.4595
2	383	318	318	3.58	0.70	1.05	5	0.75	1.20	5	0.60	1.05	21	2.75	2.2528	3.2880	1.7876
3	382	318	318	2.78	0.70	1.05	5	0.75	1.20	5	0.60	1.05	21	2.75	2.2528	5.9971	2.7971
4	382	318	318	2.73	0.70	1.05	5	0.75	1.20	5	0.60	1.05	21	2.75	2.2528	6.2744	2.8954
5	382	318	318	2.70	0.70	1.05	5	0.75	1.15	5	0.60	0.95	21	3.00	3.5086	6.3449	3.3464
6	276	318	318	3.33	0.70	1.05	4	0.75	1.15	4	0.60	0.95	18	3.00	3.5086	3.1755	2.0425
7	276	318	20	3.46	0.70	0.90	4	0.75	1.15	4	0.60	0.90	18	3.00	3.5086	2.0881	1.2899
8	276	318	20	3.45	0.70	0.90	4	0.75	1.15	4	0.60	0.90	18	3.00	3.3922	2.1016	1.2965
9	258	318	20	3.46	0.70	0.90	4	0.75	1.15	4	0.60	0.90	18	3.00	3.3922	2.0453	1.2737
10	258	318	20	3.46	0.70	0.90	4	0.75	1.15	4	0.60	0.90	18	3.00	3.3791	1.5944	1.0773
11	256	318	20	3.44	0.70	0.90	4	0.70	1.10	4	0.60	0.80	18	3.00	3.3791	1.3665	1.0681
12	256	318	20	3.46	0.70	0.90	4	0.70	1.10	4	0.60	0.80	18	3.00	3.2949	1.7680	1.2349
13	249	318	20	3.43	0.70	0.70	4	0.70	1.10	4	0.60	0.70	18	3.00	3.2949	1.5348	1.2234
14	249	318	20	3.40	0.70	0.70	4	0.70	1.10	4	0.60	0.70	18	3.00	3.2949	1.5614	1.2417
15	249	318	20	3.40	0.70	0.70	4	0.70	1.10	4	0.60	0.60	18	2.50	1.9868	1.6190	1.2595

VII. RESUMEN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Usando registros de vibración ambiental del edificio ubicado en la zona de transición del valle de México (figura 49), se identificaron las frecuencias características y formas modales del primer modo de deformación del edificio tanto en la dirección longitudinal como en la dirección transversal. Las frecuencias características en ambas direcciones se determinaron para las condiciones estructurales del edificio asociadas a cada una de las cinco etapas del proceso de reforzamiento estructural del edificio, las cuales corresponden a la estructura en su condición inicial, la estructura reforzada hasta el techo del nivel 5, hasta el techo del nivel 8, hasta el techo del 11 y en su condición final con la cubierta de acero del techo del edificio (nivel 15).

En las figuras 50,51,52 y 53, observamos claramente el efecto del incremento en la rigidez efectiva del edificio como resultado del incremento en las secciones de las columnas de los dos supermarcos extremos A y G, con respecto a su condición inicial en Mayo de 1993, en la figura 50, observamos en la dirección del eje longitudinal la presencia de dos frecuencias pico dominantes asociadas al primer modo de deformación del edificio, y solo uno en la dirección del eje transversal. El segundo pico espectral lo hemos asociado a la presencia de un modo adicional de deformación dominante en esta dirección, posiblemente asociado a la pérdida de rigidez por daño en uno o algunos de los primeros cuatro niveles del edificio. En contraste, en la dirección transversal la respuesta corresponde a la deformación esperada para un edificio de cortante.

Al término de los trabajos de reforzamiento de las columnas hasta el piso del cuarto nivel, el edificio se comporta en ambas direcciones como un edificio de cortante. El efecto del

incremento en las secciones de las columnas hasta este nivel de los marcos A y G, se incrementa la frecuencia del primer modo en la dirección longitudinal de 0.46 a 0.56 Hz y de 0.52 a 0.63 Hz. Lo que representa un incremento en la rigidez efectiva del edificio en la dirección de ambos ejes de 25% y de 19% respectivamente. Como resultado del reforzamiento adicional las columnas del nivel 5 al 11 (figura 51). Ambas frecuencias se incrementaron a un valor adicional correspondiente de 0.59 y 0.63 Hz, esto representa un incremento adicional de la rigidez efectiva de 30% y 23% con respecto a la condición inicial del edificio.

La forma modal del primer modo en ambas direcciones, figuras 50 y 51, indica que la estructura del edificio es considerablemente más rígida en los primeros cinco niveles que en los niveles superiores. Esto nos lleva a considerar que el edificio está integrado por dos superestructuras. La primera formada por la cimentación y los primeros cuatro niveles (que sirven de estacionamiento) se comporta como una estructura rígida poco deformable. La segunda que corresponde a los niveles 5 al 15 (que sirven de oficinas) es considerablemente más flexible.

El mayor incremento en la rigidez efectiva del edificio en la dirección de su eje transversal (figura 51) se observa que ocurre con el reforzamiento de los niveles 10 al 15. En este caso observamos que en la dirección transversal la frecuencia del primer modo se incrementa de 0.63 a 0.76 Hz. Lo que representa un incremento correspondiente en la rigidez efectiva en ambas direcciones de 32% y 25% con respecto a la condición de reforzamiento hasta el nivel 11.

En contraste, en la misma figura 51 observamos que la frecuencia del primer modo longitudinal no sufre incremento alguno durante este periodo, lo cual podemos explicar por

el efecto integrado de la pérdida de rigidez y masa del sistema por la demolición de las columnas del nivel 16 y por la pérdida de masa por la demolición de las losas de los niveles 15 y 16. Esto es fue compensado por el incremento de las secciones de las columnas del nivel 10 al nivel 15. La masa adicional de la cubierta de acero que se instaló en el techo del nivel 15, no se considera que tenga un efecto significativo.

En su condición final (figura 53), con la instalación de la cancelería de las fachadas principales, ambas frecuencias alcanzan un valor de 0.61 y 0.74 Hz, lo que representa un incremento en la rigidez efectiva del edificio con respecto a su condición inicial de 35% en la dirección de su eje longitudinal y de 28% en la dirección de su eje transversal.

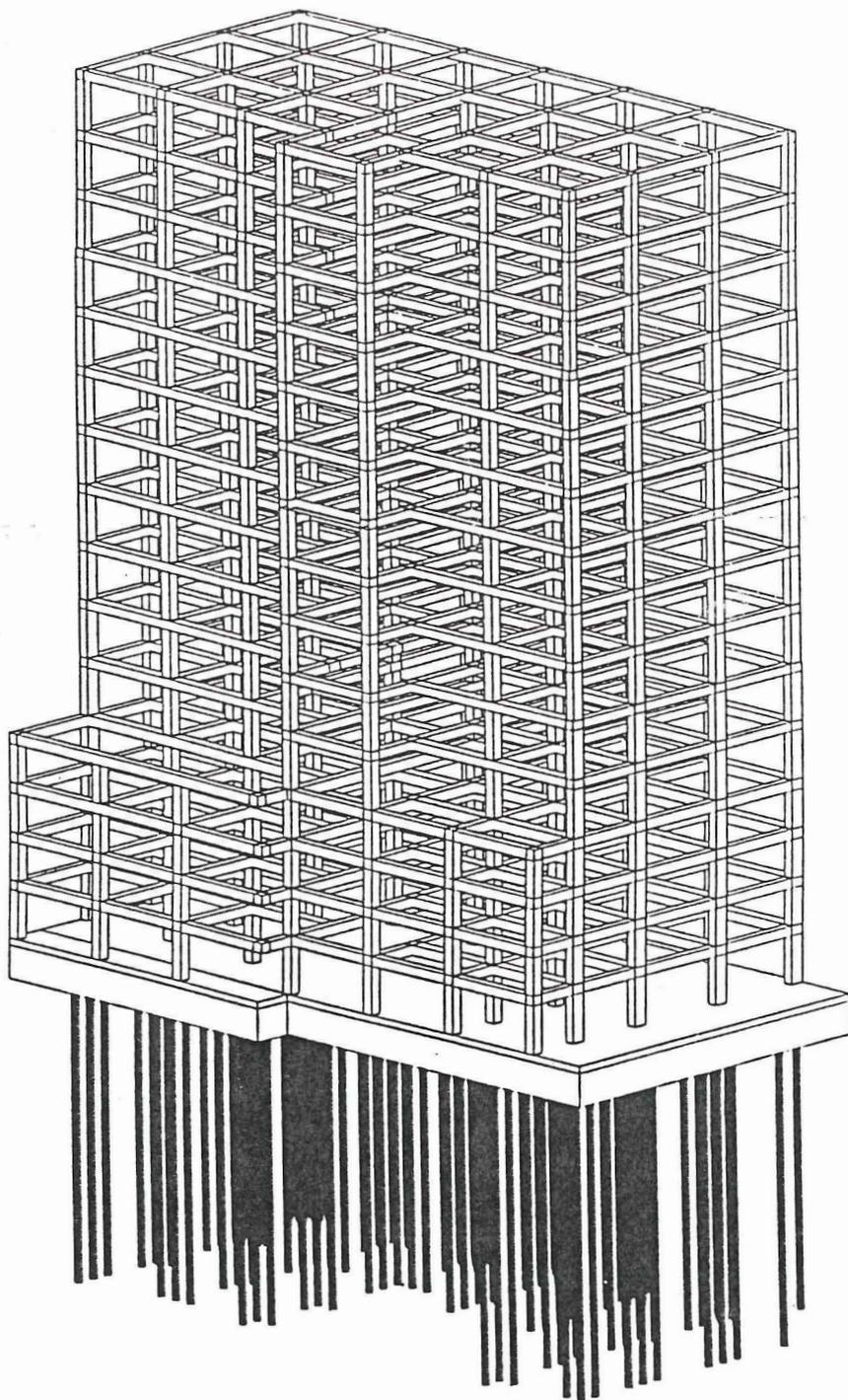


Figura 49. Vista 3-D de la rejilla estructural del edificio, en la cual se muestran los pilotes de la cimentación (134 en total), losa de la cimentación, así como la interconexión de las columnas y vigas de la superestructura.

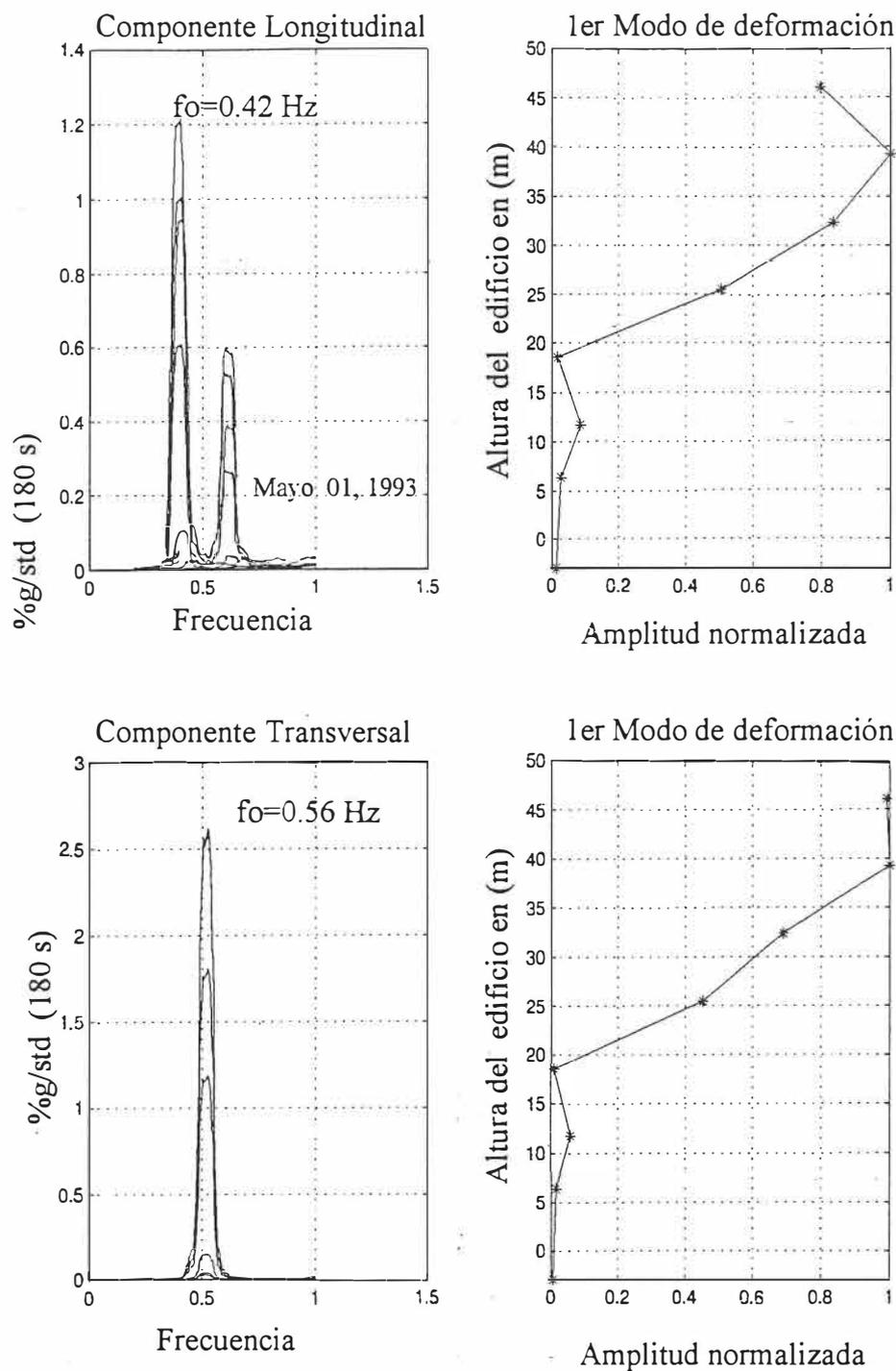


Figura 50. Amplitudes espectrales y formas modales del primer modo de deformación de la estructura correspondiente a la condición inicial de la estructura del edificio en mayo 01 de 1993. En la gráfica superior se observa que el valor de la frecuencia dirección longitudinal es de 0.46 Hz y en la dirección transversal de 0.56 Hz.

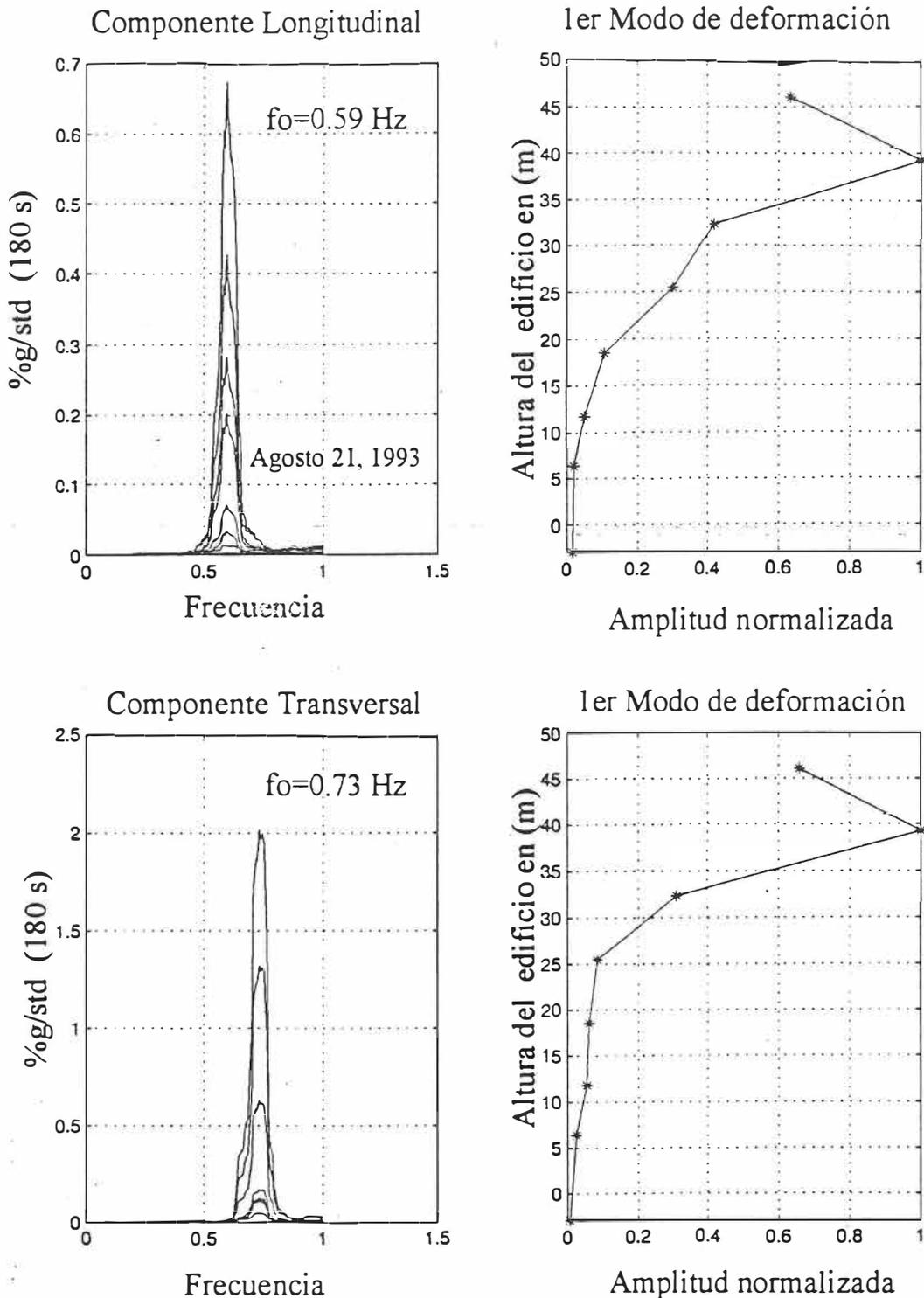


Figura 51. Amplitudes espectrales y formas modales del primer modo de deformación de la estructura correspondiente a la condición inicial de la estructura del edificio en agosto 21 de 1993. En la gráfica superior se observa que el valor de la frecuencia dirección longitudinal es de 0.59 Hz y en la dirección transversal de 0.73 Hz.

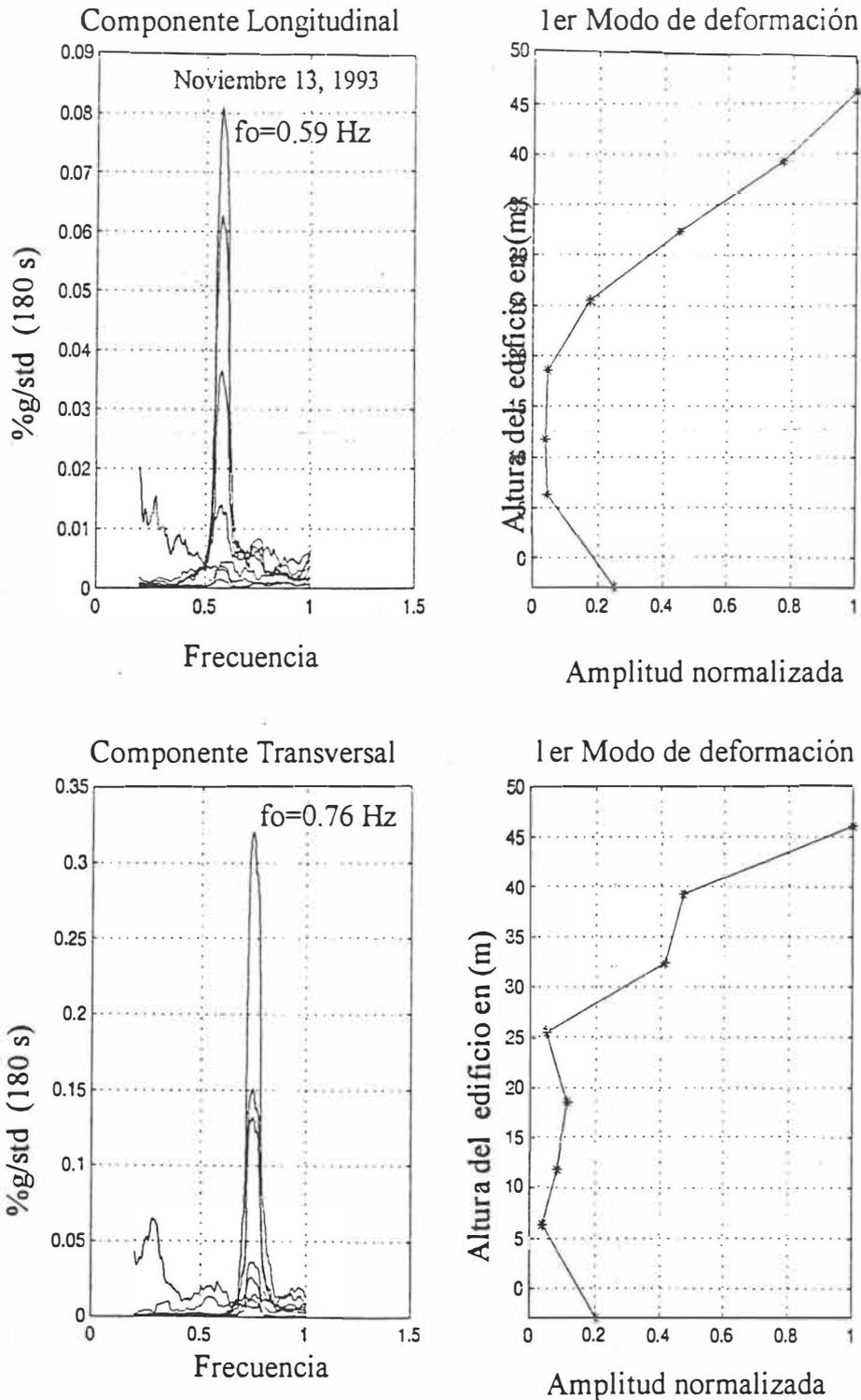


Figura 52. Amplitudes espectrales y formas modales del primer modo de deformación de la estructura correspondiente a la condición inicial de la estructura del edificio en noviembre 13 de 1993. En la gráfica superior se observa que el valor de la frecuencia dirección longitudinal es de 0.59 Hz y en la dirección transversal de 0.76 Hz.

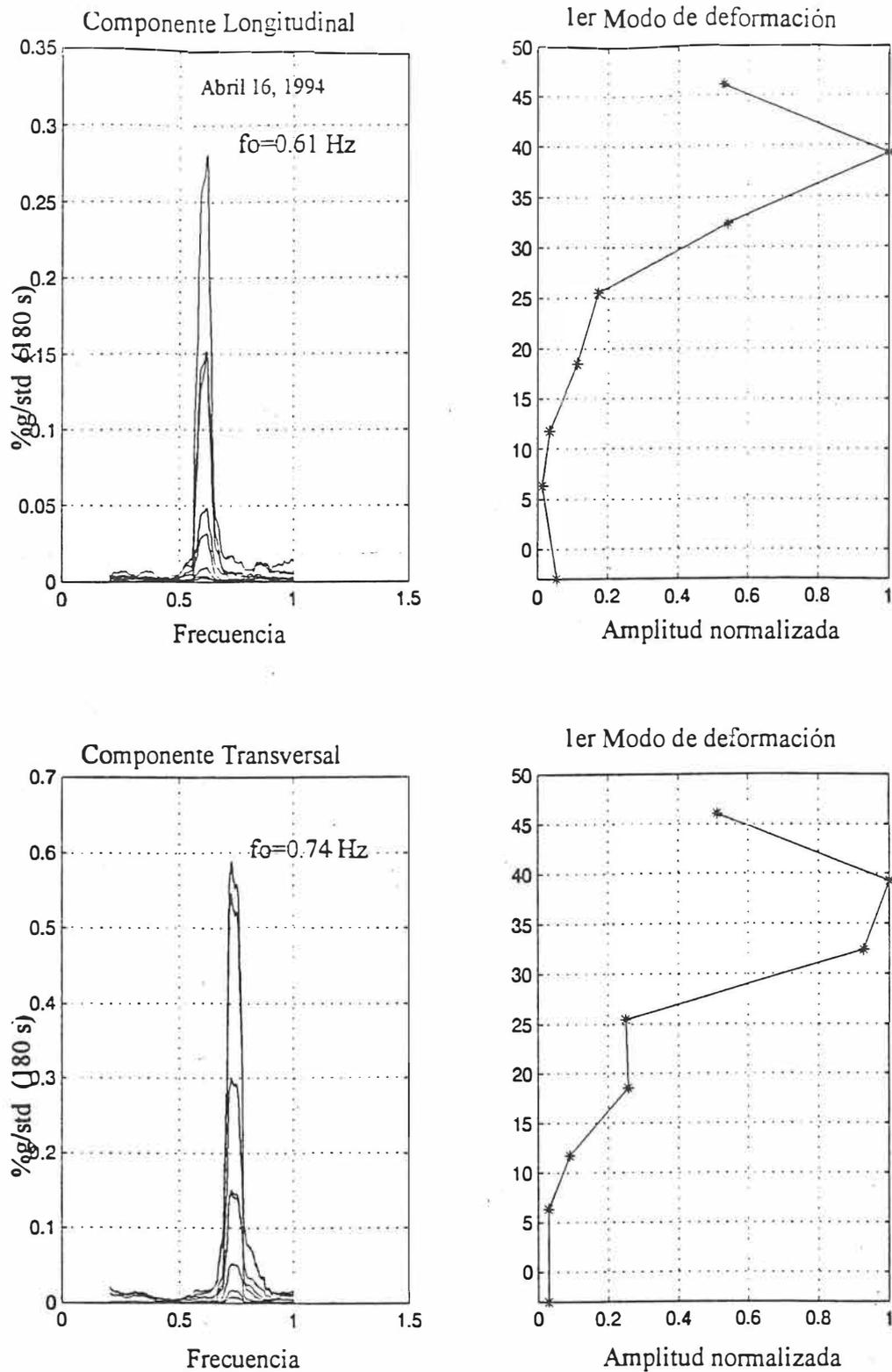


Figura 53. Amplitudes espectrales y formas modales del primer modo de deformación de la estructura correspondiente a la condición inicial de la estructura del edificio en abril 16 de 1994. En la gráfica superior se observa que el valor de la frecuencia dirección longitudinal es de 0.61 Hz y en la dirección transversal de 0.74 Hz.

En la figura 54, las dos primeras columnas de gráficas corresponden a la componente longitudinal y las dos últimas a la componente transversal. Obsérvese el corrimiento en la frecuencia del modo fundamental conforme se incrementa la rigidez del edificio como resultado del incremento en las secciones de las columnas. En esta figura se resumen los resultados de las pruebas de vibración ambiental descritas en este trabajo. En esta figura hemos ordenado en forma matricial las amplitudes espectrales y las formas modales correspondientes del primer modo de deformación del edificio en ambas direcciones. El corrimiento de la frecuencia del primer modo como resultado del incremento en la rigidez efectiva del sistema estructural es aparente en esta figura. De igual manera el cambio en la forma modal del primer modo de deformación se muestra en esta figura. Se observa claramente que tanto en su condición inicial como en su condición final la deformación del edificio es mayor en los niveles superiores que en los niveles inferiores dedicados a estacionamiento. De esta gráfica observamos claramente que cambios de primer orden en los valores de la frecuencia del modo fundamental producen cambios de segundo orden en las formas modales correspondientes. Esto es, podemos usar las formas modales determinadas por el método descrito de vibración ambiental para calcular los desplazamientos de entrepiso esperados, bajo la acción de aceleraciones del subsuelo, tanto para la condición inicial del edificio como para su condición final.

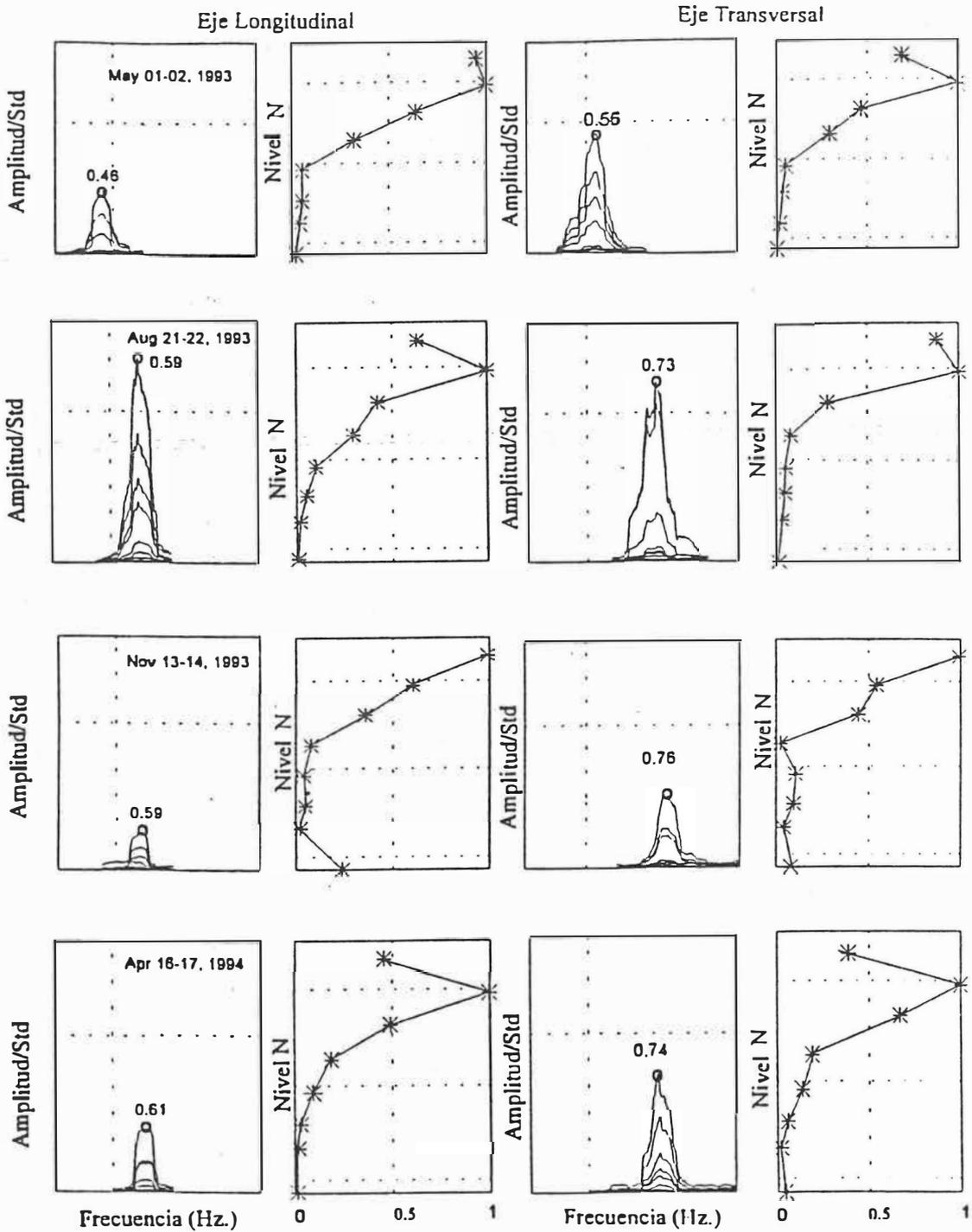


Figura 54. Gráficas compuestas mostrando las amplitudes espectrales del primer modo de deformación del edificio y las formas modales correspondientes a cada una de las cinco etapas de mediciones descritas en esta tesis.

En la gráfica 55 se han graficado los valores medidos de f_{ol} y f_{ot} correspondientes a cada una de las cinco etapas descritas, en la misma gráfica se muestran los valores calculados por ULTRA para la estructura en su condición inicial y los valores correspondientes para la estructura reforzada en su condición final. Los valores fueron calculados considerando tanto la respuesta sobre base rígida (BR), como la respuesta considerando el efecto de interacción suelo-estructura (ISE). En la misma gráfica se muestran los valores de ambas frecuencias, medidas por Neftali, usando técnicas de vibración ambiental distintas a las descritas en este trabajo, los valores reportados por Neftali son muy parecidos a los valores medidos en este estudio para la condición inicial. Como podemos observar claramente en esta gráfica, la relación $f_{ol} - f_{ot}$ muestra un incremento lineal asociado a la rigidización de la estructura por el incremento en las secciones de las columnas de los dos supermarcos extremos A y G del edificio. En esta gráfica observamos que el modelo propuesto por Ultra para predecir las frecuencias del primer modo, tanto en su condición inicial como en su condición final, predice valores menores que los observados para la condición inicial. Para la condición final su modelo sobre una base rígida predice valores mayores que los observados, al considerar el efecto de interacción suelo estructura su modelo predice valores cercanos a los observados. Como se demuestra en este estudio los efectos de interacción suelo-estructura no son muy significantes por lo que la frecuencia del sistema suelo-pilotes cimentación- estructura, es muy similar a la respuesta del sistema cimentación-estructura sobre base rígida. Esto es de esperarse ya que el edificio se localiza en los bordes de la zona de transición de acuerdo con el plano de zonificación de suelos del valle de México. De lo anterior se observa que en el modelo de Ultra la rigidez efectiva del edificio es mayor que la que tiene actualmente el edificio.

Como se demuestra en este estudio, la discrepancia se debe principalmente a que el valor promedio del módulo de elasticidad E de las columnas, supuesto para propósitos de cálculo, es menor que los valores actuales. Esto es, en la memoria de cálculo de Ultra se reporta un valor de $E = 158,113 \text{ kg/cm}^2$. En contraste para la condición inicial encontramos en este estudio un valor efectivo de $E = 187,000 \text{ kg/cm}^2$. La determinación del valor del módulo de elasticidad del concreto, especialmente el de las columnas, es de crítica importancia para la correcta determinación de las frecuencias características del sistema.

La generación del modelo numérico del edificio, aún en el caso mas simple, considerado un “edificio de cortante” esto es, suponiendo que para niveles bajos de aceleración del subsuelo, la deformación del edificio puede suponerse que está controlada únicamente por la deformación elástica de las columnas y que en la unión trabe columna los momentos generados son compensados por el momento de restauración del “dado” o capitel de la columna. En este caso simple la rigidez de entre piso está dada por la expresión:

$K_{bi} = 12EI_b/l^3$, en donde E representa el módulo de Young del concreto, $I_b = a^3b/12$ el momento de inercia en la dirección de análisis b , l la altura o longitud (elástica) efectiva de la columna. Los valores de las dimensiones de las secciones de las columnas se obtienen fácilmente de los planos estructurales del edificio, los cuales pueden ser verificados por trabajos de campo. El valor del módulo de elasticidad del concreto se determina indirectamente usando la relación empírica propuesta por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto y por the American Concrete Institute, esta relaciona el valor de E (kg/cm^2) con el valor del peso específico del concreto W_c (Ton/m^3) y de la resistencia del concreto a la compresión f'_c (kg/cm^2) mediante la expresión:

$$E = 4270W_c^{1.50} \text{ sqrt}(f'_c).$$

Para los valores comunes del peso específico del concreto en el caso de concretos ligeros ($W_c = 1.5 \text{ Ton/m}^3$) o de concretos pesados ($W_c = 2.5 \text{ Ton/m}^3$), los valores correspondientes de E en función de f'_c están dados por las relaciones:

$$E_y = 15,100 \text{ sqrt}(f'_c) \text{ para concretos pesados}$$

$$E_y = 10,000 \text{ sqrt}(f'_c) \text{ para concretos ligeros.}$$

De lo anterior se observa que la determinación del valor actual del módulo de elasticidad de las columnas está sujeta a incertidumbres relacionadas a los valores supuestos para el peso específico del concreto y para la resistencia a la compresión del concreto.

Para resolver estas incertidumbres tomando como referencia los valores medidos de f'_c por Ultra, mediante pruebas directas tomadas en columnas específicas de los niveles pares del edificio, los cuales se grafican en la figura 56, se determinaron los valores del peso específico del concreto mediante un procedimiento sencillo de aproximaciones sucesivas bajo el cual, tomando como referencia la distribución de los valores medios de f'_c por nivel, se determinó el valor óptimo de W_c en el sentido de minimizar la diferencia o el residual entre los valores observados y los valores calculados de f_{oL} y f_{oT} . De esta manera se han determinado los valores de W_c correspondientes a cada una de las condiciones de reforzamiento del edificio. Los momentos de inercia correspondientes a cada una de las secciones de las columnas de los supermarcos extremos A y G, se muestran en la gráfica de la figura 57.

La distribución de valores por nivel del peso específico del concreto determinados de esta manera para cada una de las cinco etapas del proceso de reforzamiento, se muestra en la gráfica de la figura 58. En esta figura observamos que en su condición inicial el peso específico "aparente promedio" del concreto W_c se mantiene constante en todas las

columnas del edificio y tiene un valor de 1.62 Ton/m^3 , el cual corresponde a un concreto ligero, este valor resulta de suponer que la distribución de valores de f'_c es constante según se reportan de los trabajos de campo. Si se incrementara este valor en alguno o algunos de los niveles al valor esperado para concretos pesados de 2.5 Ton/m^3 para mantener constante la rigidez de entrepiso se tendría que reducir el valor de f'_c por un factor de 3.18, lo cual no es razonable. Suponiendo que la distribución de valores de f'_c se mantiene constante durante todo el proceso de reforzamiento, se determinaron los pesos específicos aparentes promedio consistentes con los valores medidos de las frecuencias características del modo fundamental. Como se observa en la figura 58, al término de los trabajos de reforzamiento de las columnas hasta el nivel de piso del nivel 5, W_C se incrementa del nivel 0 al nivel 5 a un valor de 1.87 Ton/m^3 . De la misma manera al término del reforzamiento hasta el piso del nivel 11, W_C se incrementa del nivel 4 al nivel 11 a un valor de 2.81 Ton/m^3 ; y finalmente W_C se incrementa del nivel 11 al nivel 15 a un valor de 2.62 Ton/m^3 .

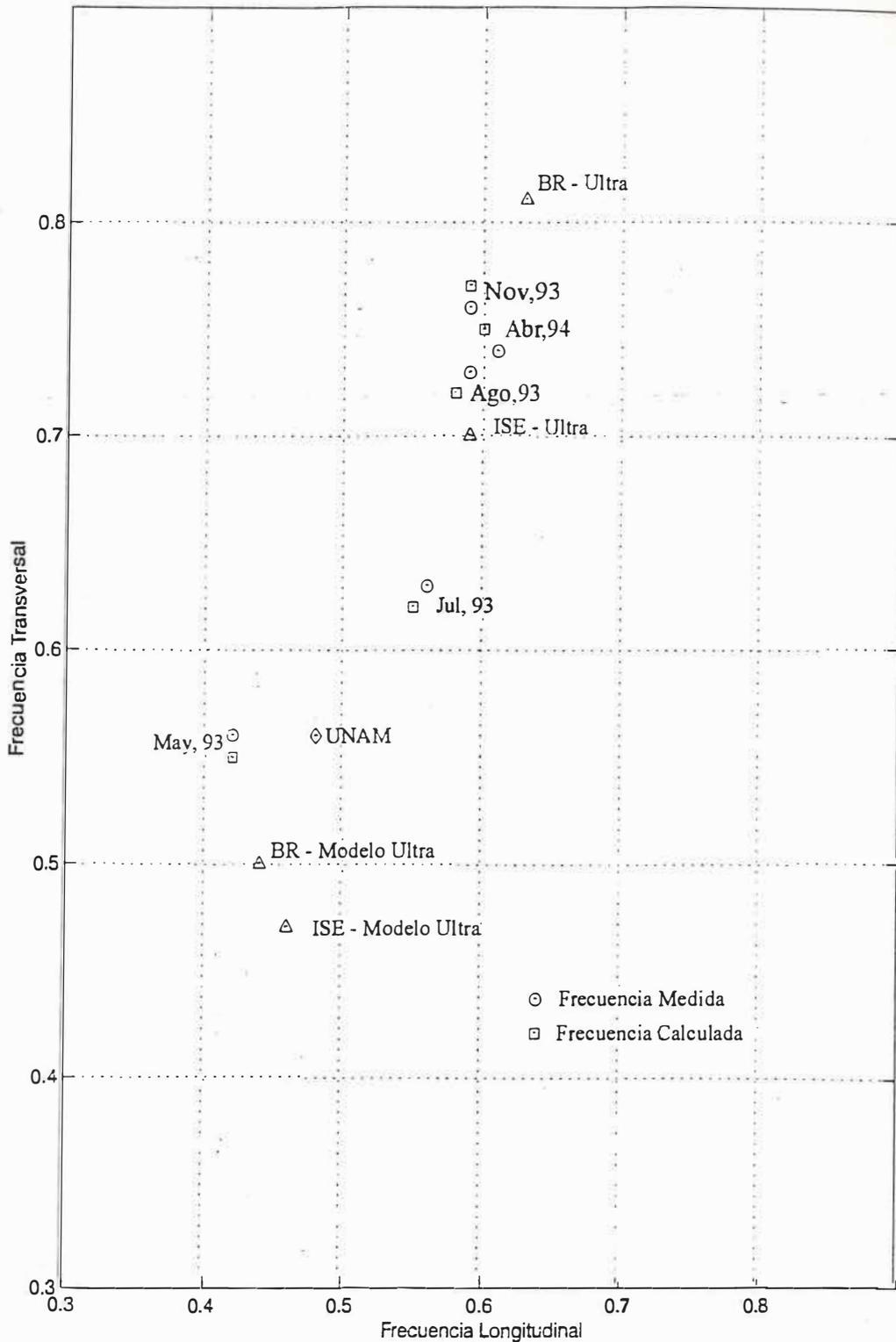


Figura 55. Gráfica fol - fot mostrando los valores medidos de ambas frecuencias correspondientes a cada una de las cinco etapas del proceso de reforzamiento.

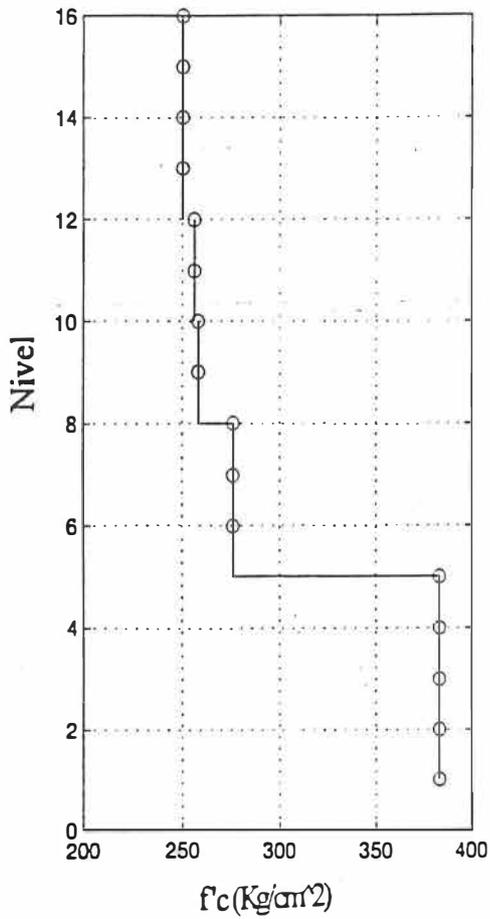


Figura 11a. Resistencia a la compresion del concreto.

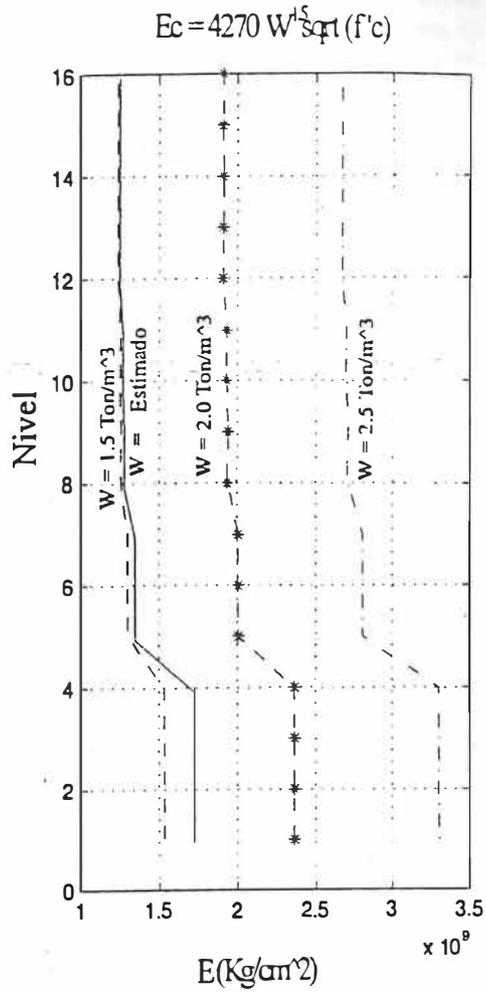


Figura 11b. Modulo de Young estimado del concreto.

Figura 56. Gráfica de los valores medidos de la resistencia a la compresion del concreto f'_c medidos en pruebas tomadas en columnas selectas de los niveles pares del edificio en su condición inicial (Mayo 01, 1993).

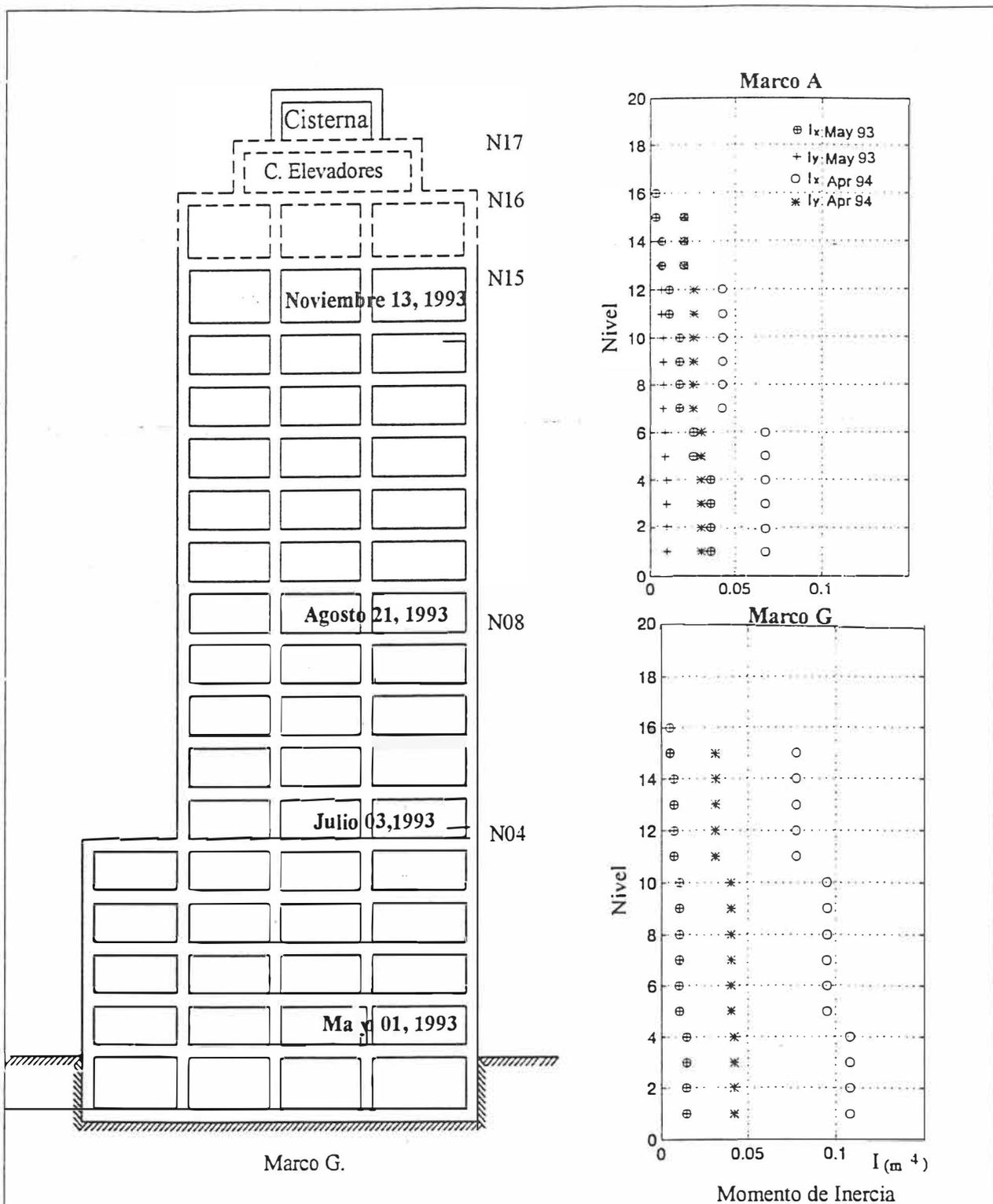


Figura 57. Incremento de los momentos de inercia de las columnas de los marcos A y G.

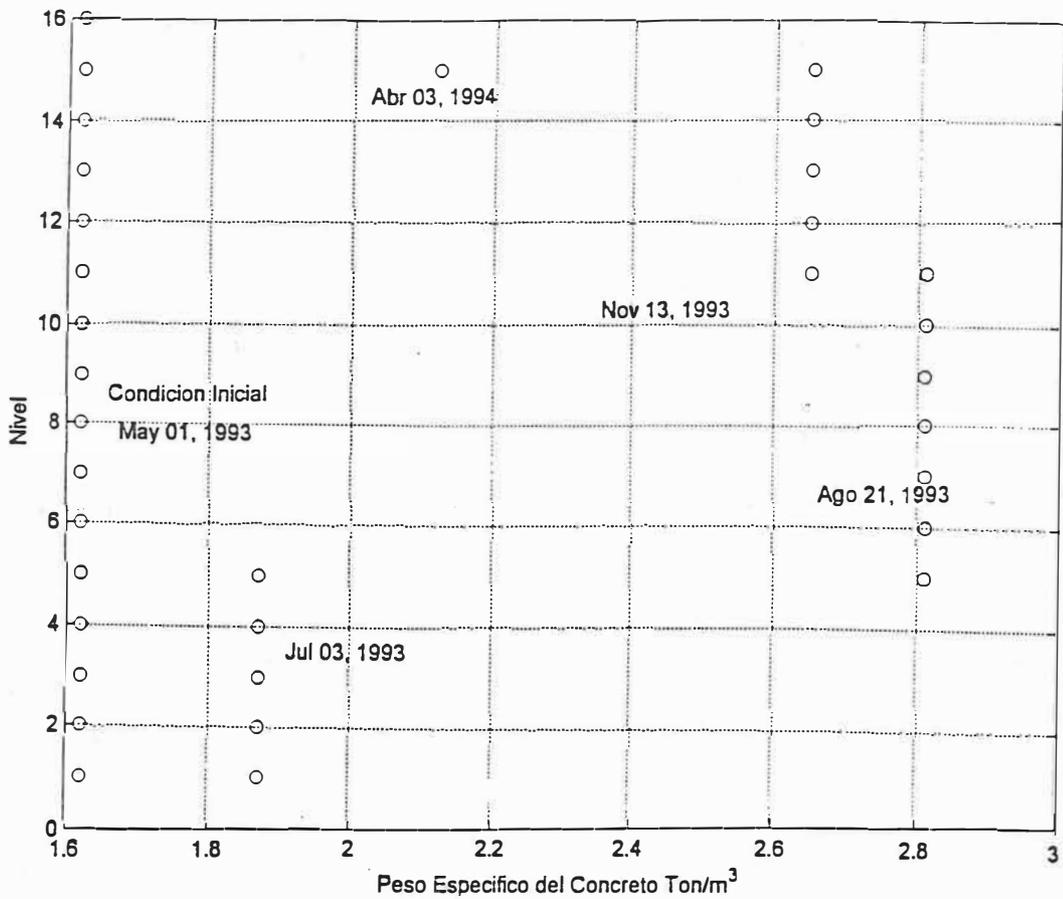


Figura 58. Gráfica de los valores determinados del peso específico del concreto W_c (Ton/m^3) por nivel, suponiendo que la distribución de f'_c se mantiene constante durante todo el proceso de reforzamiento.

La reducción de la rigidez de entrepiso en el nivel 1 como se muestra en la gráfica 59, se debe al incremento de la altura de entrepiso de ese nivel la cual no está compensado con un incremento correspondiente en el módulo de elasticidad de la columna o en su sección transversal. La irregularidad en los valores de las rigideces obedece a la irregularidad de las secciones y alturas de los niveles. Obsérvese que del nivel 12 al 16 $k_x = k_y$.

Los valores del módulo de elasticidad E y las rigideces de entrepiso k_i resultantes de este proceso de optimización correspondientes a las cuatro primeras etapas del proceso de reforzamiento se muestran en la figura 59. En el marco superior izquierdo se muestra la gráfica correspondiente a las propiedades físicas estructurales del edificio en su condición inicial, en este caso observamos que el módulo de elasticidad de las columnas tenía un valor de 1.8 kg/m^2 del nivel 0 al nivel 4, reduciéndose en los niveles del 5 al 16 a un valor promedio de 1.6 kg/m^2 . Los valores de la rigidez de entrepiso se observa que se reducen significativamente en el nivel 1, debido a que en este nivel la altura de las columnas es de 3.58 m contrastando con la altura de 2.98 m en el nivel 0 y de 2.78 m en el nivel 2. Como se observa en estas gráficas la variación de la rigidez de entre piso tanto para la dirección longitudinal (k_x), como para la dirección transversal (k_y) se debe principalmente a la irregularidad en la altura de los niveles del edificio.

En su condición final, como se observa en el cuadro inferior derecho de la figura 59, la distribución de valores del módulo de elasticidad de las columnas es bastante regular. Del nivel 0 al nivel 4 tiene un valor de 2.2 kg/m^2 , incrementándose a un valor de 3.5 kg/m^2 en los niveles superiores. En contraste, debido a la variación en las secciones de las columnas y a la irregularidad de las alturas de entrepiso, la rigidez de entrepiso tanto en la dirección longitudinal como transversal varía de manera bastante irregular. El mayor efecto se

observa en los primeros dos niveles (0 al 1) en donde nuestros resultados muestran que estos son mas flexibles que los niveles superiores. Se observa además un incremento considerable en la rigidez transversal del nivel 2 al 5 (6.1 kg/m^2), reduciendose a un valor de 1.6 kg/m^2 del nivel 9 al 16. En la dirección del eje longitudinal los valores correspondientes son de 3.0 kg/m^2 y de 1.4 kg/m^2 , respectivamente.

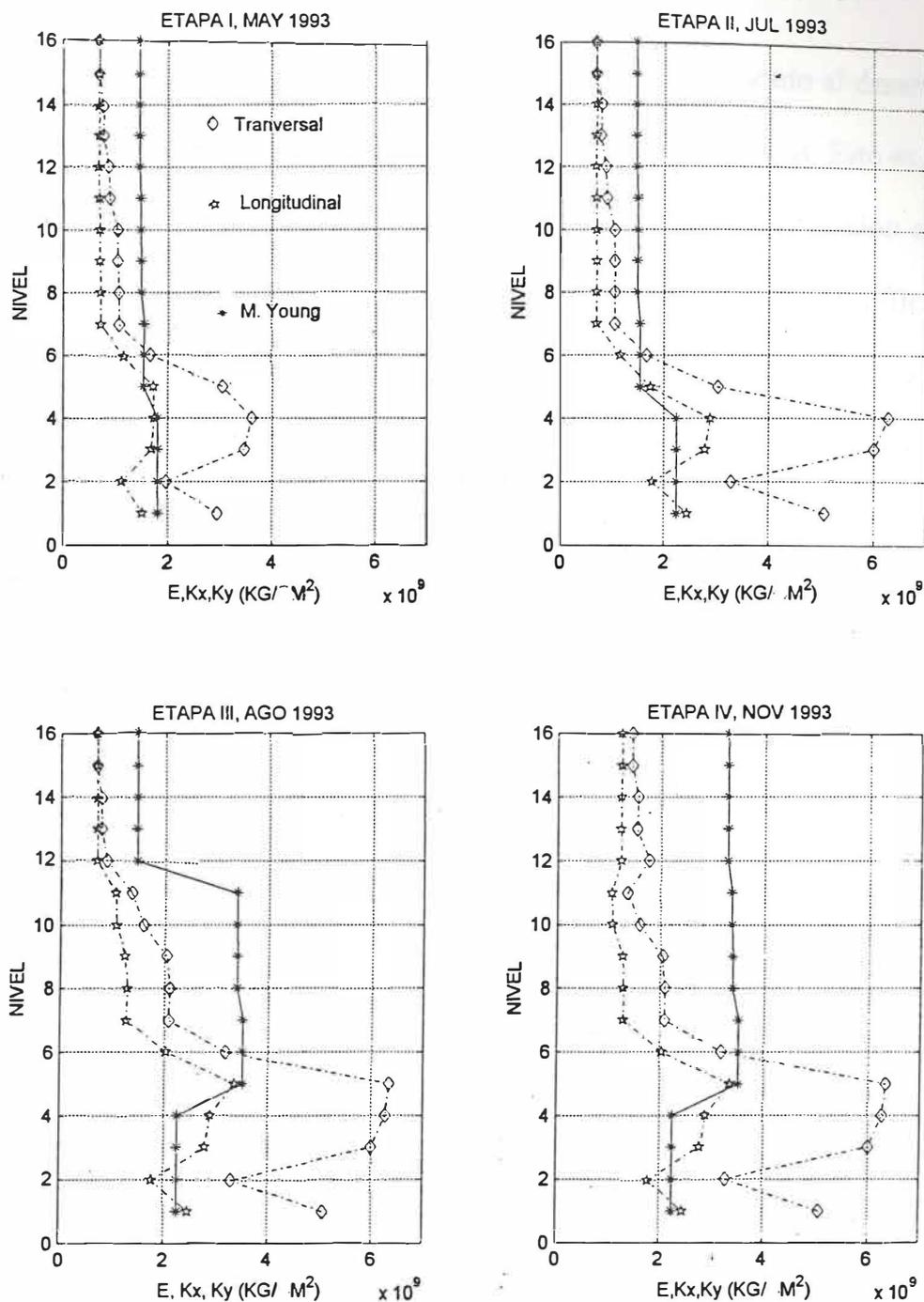


Figura 59. Gráfica de los valores calculados del módulo de elasticidad del concreto (E) y de las rigideces de entrepiso k_x y k_y correspondientes a los ejes longitudinal y transversal.

CONCLUSIONES FINALES.

El trabajo de investigación presentado en esta tesis, ha sido enfocado al desarrollo de una metodología para determinar, las características dinámicas de edificios. Esto es, frecuencias características y formas modales de sus primeros dos modos de deformación así como sus propiedades físicas estructurales como son la distribución de pesos específicos (W_c) del concreto por nivel, el módulo de elasticidad del concreto E y de la rigidez de entre piso k_x , k_y en la dirección de los dos ejes principales. Esta metodología la hemos aplicado a los estudios de vibración ambiental del edificio, lo que nos ha permitido determinar sus propiedades físicas asociadas a cada una de las cuatro primeras etapas de su reforzamiento. Los resultados nos han permitido calibrar los resultados de los modelos numéricos del edificio que se han propuesto desde el mas simple, en el que se considera que el edificio " responde como un edificio de cortante ", hasta los modelos más elaborados que incorporan el efecto de interacción suelo – estructura.

De igual manera, la determinación de las propiedades físicas del edificio asociadas a cada una de las primeras cuatro etapas del proceso de reforzamiento del edificio, nos permite establecer una metodología confiable para detectar cambios en las propiedades físicas estructurales de edificios asociadas a la pérdida de rigidez por daños resentidos en su estructura bajo la acción de las fuerzas sísmicas generadas en el edificio, durante sismos de mediana y gran intensidad, los cuales por su extensión y severidad pudieran no ser detectados por estudios de campo e inspección de la estructura.

El análisis se basó en pequeños niveles de excitación, comparados con los de un movimiento sísmico severo, lo cual es una limitante ya que esta metodología sólo ofrece información aplicable en el análisis elástico lineal de los edificios.

De la comparación de las propiedades dinámicas obtenidas de los modelos matemáticos utilizados respecto a aquellas medidas de manera experimental, se llegó a la conclusión de que es factible elaborar modelos de representativos del edificio en estudio, siempre y cuando consideremos en los mismos todos los elementos estructurales y no estructurales presentes en el edificio.

En el edificio el cual se encuentra cimentado sobre terreno de transición fue posible tener una alta correlación de características dinámicas elásticas obtenidas experimentalmente con ruido ambiental y las proporcionadas de modelos matemáticos que consideran la condición de empotramiento en la base, la presencia de pilotes en la cimentación de la estructura analizada proporcionó una gran rigidez rotacional y traslacional en la base de la misma, lo que prácticamente produjo una condición de empotramiento, para condiciones de vibración ambiental.

Finalmente, se considera que para comprender el comportamiento de las estructuras, en los diferentes niveles de excitación a los que se pueda someter, es necesario extender el estudio de vibración ambiental a un gran número de edificios, debiendo ser apoyados con instrumentación permanente, para analizar su respuesta ante sismos severos.

LITERATURA CITADA.

Baltimore, MD, USA, 29 June-1 July 1994. New York, NY, USA: IEEE, 1994 107 - 110 Vol. 1.

Bazan Enrique y Meli Roberto. 1994. " Manual de configuración y diseño sísmico de edificios Vol. 3 ". Ciencia y Técnica S.A. Tercera edición. México. 567 p.p.

Clough Ray W. y Penzien Joseph. 1995. " Dynamics of structures " McGraw Hill . Quinta de edición. New York . 634 pp.

Casciati, F. Checking the stability of a fuzzy controller for nonlinear structures Microcomputers in civil engineering, May 1997, vol. 12 (no 3) 205 – 15.

D.J. Dowrick. 1992. " Diseño de estructuras resistentes a sismos " . Limusa tercera edición México, 345 p.p.

González C. Oscar, Robles Francisco. 1986, Aspectos Fundamentales de Concreto Reforzado Limusa , 2da. edición México D.F., 670 pp.

H. West H. 1986. " Analysis of structures " . John Wiley and Sons. octava edición. New York, 635p.p.

Hejal Reem, Chopra Anil K. 1987. Earthquake response of torsionally –coupled buildings. Earthquake engineering research center . Report No UCB/EERC-87/20.

J Inman Daniel. 1994. " Engineering Vibration " . Prentice Hall, Décima edición. New Jersey . 560 pp.

Kang, Y. SS; Kim, K.J. Friction identification in a sight stabilisation system at low Velocities Mechanical systems and signal processing. May 1997. vol 11 (no 3) 491 – 505.

Luthe Garcia Rodolfo. 1991. " Analisis Estructural " . Alfa Omega tercera edición . México. 681 pp.

Lin, R.M.; Lim, M.K. Derivation of structural desing sensitivites from vibration tetst data. Journal of sound and vibration, 17 April 1997, vol 201, (no5): 613 - 31.

Link, T.L.; Lew, J.S.; Keel, L.H. , Interval model identification and robustness analysis for uncertain flexible structures. IEEE Transactions on control systems technology, july 1996, vol 4, (no 4) 411 – 18.

Liu, K. Jacques, R.N. Miller, D.W. Frequency domain structural system identification by observability range space extraction IN: Proceedings of the 1994 American Control Conference (Cat. No 94CH3390-2). (Proceedings of the 1994 American control conference).

Minoru Wakabayashi, Enrique Martinez Romero . 1990. "Diseño de Estructuras Sismo Resistentes". McGraw-HILL sexta edición . México. 358 p.p.

Meli Piralla Roberto. 1991. " Diseño Estructural ". Limusa. Cuarta Edicion. México. 582 pp

Paz Mario. 1991. " Strcutural Dynamics theory and computation ". Van Nostrand Reinhold: Tercera edición, New York 626 pp.

Reyes, Alfonso, " Determinación de las Frecuencias Características del Edificio Mississippi usando Técnicas de Vibración Ambiental ", Segundo informe. Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada, Agosto, 1994.

Reporte de evaluacion estructural del edificio de CFE localizado en Mississippi No 71 Carpeta No 1.

Reporte de evaluacion estructural del edificio de CFE localizado en Mississippi No 71 Carpeta No 2.

Rodriguez Cuevas Neftali, " Analisis experimental de vibraciones en edificios", Informe preliminar. Instituto de Ingenieria U.N.A.M., Abril 1986.

Rodriguez Cuevas Neftali, " Análisis e xperimental de vibraciones en edificios", Segundo informe preliminar. Instituto de Ingenieria U.N.A.M., Junio 1986.

Rodriguez Cuevas Neftali, " Analisis experimental de vibraciones en edificios", Informe final. Instituto de Ingenieria U.N.A.M., Enero 1987.

Ruzzene, M.; Fasana, A.; Garibaldi, L.; Piombo, B. Natural frequencies and dampings identification using wavelet transform : application to real data. Mechanical systems and signal processing, march 1997, vol 11, (no 2) 207 - 18.

Shen Jie-Hua, Asl.- Astaneh Abolhassan 1 990. Seismic response evaluation of an instrimented six - story steel building. Earthquake engineering research center. Report No UCB/EERC-90/20.

Stephen R.M., Wilson E.L., Stander N. 1985. Dynamic properties of a thirty - story condominium tower building. Earthquake engineering research center . Report No UCB/EERC-85/03.