

300615



UNIVERSIDAD LA SALLE

ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA U. N. A. M.

4
24

RESPUESTA DINAMICA DE TORRES LIGADAS EN SUS NIVELES INFERIORES

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
ROBERTO BURGOS CONTRERAS

Asesor de Tesis M. en I. Ricardo González Alcorta

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MEXICO, D. F.

1992



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Í N D I C E

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1 MÉTODOS EXPERIMENTALES PARA DETERMINAR CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS EN EDIFICIOS	
1.1 Generalidades.....	3
1.2 Vibración forzada.....	4
1.3 Pruebas de tracción.....	5
1.4 Vibración ambiental.....	6
1.5 Registros sísmicos.....	7
1.6 Determinación experimental del nivel de amortiguamiento.....	8
CAPÍTULO 2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	
2.1 Antecedentes.....	12
2.2 Estructura.....	13
2.3 Cimentación.....	14
CAPÍTULO 3 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS EXPERIMENTALES	
3.1 Generalidades.....	16
3.2 Método de vibración ambiental.....	16
3.3 Registros sísmicos.....	19
CAPÍTULO 4 MODELAJE MATEMÁTICO DE LA ESTRUCTURA	
4.1 Generalidades.....	21
4.2 Descripción de los programas de análisis.....	21
4.3 Idealización de las torres.....	27
CAPÍTULO 5 CORRELACIÓN DE CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS	
5.1 Generalidades.....	38
5.2 Correlación de las características dinámicas.....	38
5.3 Influencia del acartelamiento en la correlación.....	40

CAPÍTULO 6 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA	
6.1 Generalidades.....	41
6.2 Modelo matemático.....	41
6.3 Ecuaciones de equilibrio dinámico.....	43
6.4 Método β de Newmark.....	44
6.5 Comparación de la respuesta teórica y experimental.....	45
CONCLUSIONES FINALES.....	49
BIBLIOGRAFÍA.....	51
TABLAS Y FIGURAS	

INTRODUCCIÓN

ANTECEDENTES

Los sismos acontecidos en la Ciudad de México en 1985 mostraron la vulnerabilidad de muchas construcciones ante esta clase de fenómenos; los edificios que más resintieron los movimientos telúricos fueron los comprendidos entre 7 y 16 niveles que se encontraban ubicados en la zona de lago. Unas de las principales causas que provocaron estos daños aparte de la gran magnitud de los sismos, fueron las características dinámicas de las estructuras.

Se han desarrollado numerosos modelos matemáticos con el fin de idealizar las estructuras de los edificios, apoyados en los avances de la computación digital. Sin embargo, se han sostenido hipótesis sin el apoyo en la evaluación experimental, por lo cual es de vital importancia efectuar estudios en edificios para determinar sus características dinámicas y poder calibrar sus modelos matemáticos.

A raíz de los sismos antes mencionados, en México se han desarrollado diversas metodologías para la determinación de las características dinámicas en edificios ya construidos, entre las que destacan las pruebas de vibración forzada, de tracción, vibración ambiental y registros sísmicos. En los Estados Unidos se han utilizado estos métodos por cerca de 40 años para analizar los periodos fundamentales de edificios, pero no fue sino hasta la década de los 70's que los estudios de estructuras basados en vibraciones ambientales fueron totalmente desarrollados [1].

Hasta ahora solo un reducido número de edificios han sido analizados por estos métodos siendo todavía necesario el estudio de muchos más, debido a la gran variedad de estructuraciones y condiciones bajo las cuales se desplantan, lo que provocaría que se encontraran modelos matemáticos más apropiados a las estructuraciones actuales y de la misma forma dar una pauta para normar las que se proyecten en el futuro.

De esta forma surge la necesidad de estudiar un sistema cuyas características principales son la presencia de estructuras que se encuentran ligadas en sus niveles inferiores y libres en sus niveles superiores, sin presentar junta constructiva alguna, por lo que trabaja todo como un solo cuerpo. Además, debido a la magnitud de estas construcciones, no es posible analizar un modelo único, por lo cual se debe encontrar una metodología adecuada para modelar este tipo de estructuras, apoyados en los diversos programas de computadora que han sido desarrollados así como de los métodos experimentales de prueba a escala natural, de manera que se tengan elementos adecuados para su correcto diseño cuando se presente este tipo de estructuración.

OBJETIVOS:

El objetivo fundamental de esta tesis es el analizar las estructuras del conjunto Plaza Inn, el cual ha sido instrumentado con aparatos de registro sísmico en forma permanente.

Como objetivos particulares se tienen los siguientes:

- a) Correlacionar las características dinámicas obtenidas experimentalmente por medio de mediciones ambientales y registros sísmicos con las calculadas con base en modelos matemáticos bidimensionales y tridimensionales de las torres en estudio.
- b) Analizar la influencia de cada una de las torres respecto al conjunto en general, con la posibilidad de aislar las mismas para desarrollar su análisis por separado.
- c) Llevar a cabo el análisis de la respuesta sísmica de una de las torres en base a los modelos antes mencionados y compararla con la respuesta sísmica experimental.
- d) Se pretende dar recomendaciones sobre el análisis y diseño de conjuntos de edificios que presenten estructuraciones similares.

CAPÍTULO 1
MÉTODOS EXPERIMENTALES PARA DETERMINAR
CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS EN EDIFICIOS

1.1 Generalidades

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

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

Las principales pruebas dinámicas que se realizan en estructuras a escala natural son [2]:

- a) Vibración forzada
- b) Pruebas de tracción
- c) Vibración ambiental
- d) Registros sísmicos

1.2 Vibración forzada

Las pruebas de vibración forzada usualmente generan información muy completa y adecuada, lo cual justifica lo complejo y costoso de este tipo de pruebas.

Resonancia estacionaria

Estas pruebas incluyen la aplicación de una fuerza de tipo armónico variable en una sola dirección a la estructura, cuyo periodo puede ser sostenido constantemente, obteniendo las mediciones del movimiento resultante de la estructura. El periodo se ajusta a un nuevo valor, se repiten las mediciones y así sucesivamente para describir totalmente la curva periodo-respuesta.

La curva de resonancia puede ser graficada al medir la amplitud de movimiento de la estructura con varios periodos cubriendo el rango total de periodos naturales de la misma.

A partir de estas curvas de resonancia pueden obtenerse valores apropiados de periodos naturales y amortiguamientos. Variando la magnitud de la fuerza excitante así como su periodo, es posible estudiar varias características no lineales.

Excitación inducida por seres humanos

Los métodos de resonancia estacionaria requieren equipos relativamente complicados y están limitados en varios sentidos a condiciones muy especiales de campo. Surge entonces la necesidad de contar con pruebas más simples que den información acerca de las características de los edificios sin preparaciones muy elaboradas, que generalmente hacen a las pruebas dinámicas complejas e imprácticas.

En el curso de mediciones de vibraciones producidas por el viento en la punta de una torre de concreto, se observó que los movimientos del operador por sí mismos producían un desplazamiento medible. Fue entonces que surgió la idea de que sería posible provocar amplitudes de vibración apropiadas para pruebas de resonancia.

Al principio pareció improbable que una fuerza de inercia suficiente pudiera ser generada de esta manera, de tal forma que grandes estructuras pudieran ser excitadas para su medición. Pero es precisamente para esas estructuras con frecuencias naturales relativamente bajas que el método es más útil.

Las excitaciones producidas por seres humanos, con su baja amplitud de vibración por supuesto no son sustitutos de las investigaciones dinámicas más complejas. Sin embargo, estos experimentos proporcionan información útil cuando no se pueden realizar otro tipo de pruebas.

Excitación de frecuencia variable

En los métodos antes mencionados el objetivo es mantener la frecuencia excitadora constante por un tiempo suficiente para que todos los movimientos transitorios desaparezcan.

En vista de las dificultades que lo anterior presenta en la práctica, se ha estudiado considerablemente el uso de excitaciones de frecuencia continuamente variable. Por ejemplo, si un peso excéntrico rotatorio es acelerado a una velocidad más alta que ningún periodo natural del sistema y a continuación se le corta la corriente, la máquina disminuirá la velocidad pasando a través de todo el rango de periodos, si la fricción es baja este periodo de disminución será largo y se obtendrá una amplitud de vibraciones apreciable a cada periodo natural de vibración.

Las ventajas de este tipo de pruebas radican en la ausencia de la necesidad de elaborar un control de la velocidad con que la prueba puede ser llevada a cabo. La desventaja radica en la dificultad de analizar la información para encontrar la energía disipada.

1.3 Pruebas de tracción

Desplazamiento inicial

La prueba dinámica más simple consiste en deformar una estructura jalándola con un cable que es repentinamente soltado, lo que provoca

que se presenten vibraciones libres cerca de su posición de equilibrio estático.

El periodo natural de la estructura puede ser determinado directamente grabando la curva de vibración-tiempo. A causa de la disipación de energía en la estructura, las amplitudes de la vibración decrecerán, pudiéndose entonces calcular el amortiguamiento basados en los rangos de amplitudes de ciclos sucesivos de movimiento.

La dificultad de estas pruebas estriba en adecuar lo que se tensa y se suelta de tal manera que la estructura vibre en un solo plano. Puede suceder que dos diferentes modos de vibración podrían ser excitados simultáneamente, como en el caso de tanques de agua, mostrando el movimiento resultante el fenómeno del "beating" haciendo difícil el obtener mediciones significativas del amortiguamiento (2).

Velocidad inicial

La vibración libre también puede ser aplicada por velocidades iniciales, lo que se logra mediante fuerzas de impacto causadas por la caída de pesos o con un péndulo que pueda dar un golpe horizontal. En estas pruebas impulsivas, el tiempo total de duración de la fuerza aplicada es considerablemente corto comparado con los periodos naturales de los modos estructurales, de manera que los movimientos resultantes son funciones del impulso total o la velocidad inicial en vez de las magnitudes de las fuerzas.

1.4 Vibración ambiental

Este método es muy simple y rápido para la obtención de datos. Consiste en medir las vibraciones en la estructura producidas por sollicitaciones de carácter ambiental, como lo son el tránsito de vehículos y el viento. La base de esta técnica de análisis es la hipótesis de que las fuerzas excitadoras son un proceso ergódico que excita a la estructura en todos sus modos de vibración. El número total de mediciones necesarias en mediciones ambientales es significativamente menor, además de que cada una requiere un intervalo de tiempo menor.

El procedimiento experimental que se utiliza en este método consiste en analizar dos o más señales simultáneamente, en donde uno de los acelerómetros es colocado como referencia mientras los otros son situados en puntos estratégicos en la estructura, con el fin de definir el modo que se pretende medir.

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

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

1.5 Registros sísmicos

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

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

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

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

Por otra parte, es recomendable determinar experimentalmente las características dinámicas de la estructura antes de instrumentar un edificio, ya que si las configuraciones modales son conocidas pueden servir de base para la elección de los niveles en donde se colocarán instrumentos de registro. Como mínimo se debe contar con acelerógrafos en la base de la cimentación y en la azotea del edificio, además de dos niveles intermedios en edificios de más de 6 niveles o al menos uno en edificios de 3 a 6 niveles. Si no se contase con información experimental previa, la experiencia muestra que la posición óptima para los acelerógrafos intermedios se localiza aproximadamente al 40 y 70 por ciento de la altura total del edificio [3].

2.6 Determinación experimental del nivel de amortiguamiento

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

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

Los procedimientos experimentales más utilizados para la determinación del nivel de amortiguamiento en estructuras a escala natural son el decremento logarítmico, amplificación en resonancia, curva de resonancia y el método de Kawasumi y Shima.

Decremento logarítmico

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

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

$$\xi = \frac{\delta_m}{2 \pi m (\omega / \omega_D)} \approx \frac{\delta_m}{2 \pi m} \quad (1.1)$$

donde $\delta_m = \ln (x_n / x_{n+m})$ representa el decremento logarítmico y ω y ω_D son las frecuencias del sistema sin y con amortiguamiento, respectivamente. En la mayoría de los edificios de concreto el nivel de amortiguamiento es menor al 2 por ciento del crítico [4], por lo que la ecuación (1.1) presenta una aproximación suficiente.

Amplificación en resonancia

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

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

$$\xi = \frac{1}{2 \text{ FAD}} \quad (1.2)$$

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

Curva de resonancia

Este método se basa en la elaboración de la curva de resonancia del sistema, al utilizar un equipo de excitación armónica. Una vez elaborada esta curva, es posible estimar la relación de amortiguamiento mediante la siguiente expresión [5]:

$$\xi = \frac{1}{2} (\beta_2 - \beta_1) \quad (1.3)$$

donde $\beta = \bar{\omega} / \omega$ representa la relación entre la frecuencia de la excitación y la frecuencia natural del sistema. Los valores β_1 y β_2 se encuentran al trazar una línea horizontal a una altura $1/\sqrt{2}$ veces el valor de la respuesta en resonancia e intersectar la curva trazada. Al utilizar este método se evita la necesidad de conocer la respuesta estática x_0 ; sin embargo, se requiere la elaboración cuidadosa de la curva de resonancia dentro del intervalo del ancho de banda (Fig. 1).

Método de Kawasumi y Shima

La estimación del nivel de amortiguamiento estructural mediante este método se basa en el análisis del espectro de potencia obtenido de una

señal registrada en el edificio. Este método supone que la señal excitadora presenta condiciones de ruido blanco, hipótesis comúnmente usada en el análisis de vibración ambiental. Kawasumi y Shima [6] demuestran que el nivel de amortiguamiento se establece mediante la siguiente expresión:

$$\xi \approx \frac{A}{2} \left(1 - \frac{3}{8} A^2 \right) \quad (1.4)$$

donde

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

se calcula al conocer los valores ω_1 y ω_2 , los cuales a su vez se determinan al trazar una línea horizontal en el espectro de potencia a una altura $1/\lambda$ veces la amplitud máxima (Y_{max}). Un valor de $\lambda = 2$ es comúnmente usado por simplicidad (Fig. 2).

En este método se requiere que la forma del espectro se defina con claridad, sin presencia de interferencia modal [7] así como de una adecuada resolución en el espectro de potencia [8], ya que en su defecto la estimación del amortiguamiento no es satisfactoria.

CAPÍTULO 2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

2.1 Antecedentes

El conjunto Plaza Inn se ubica sobre la avenida Insurgentes Sur entre las calles de Río San Ángel y Fernando Villalpando; el terreno sobre el cual se desplanta el mismo corresponde a la zona geotécnica I (Zona de lomas) (Fig. 3), según la última zonificación de la Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal [9].

El proyecto original contemplaba dos torres de oficinas (Torre 1 y Torre 2) y dos torres para departamentos (Torre A y Torre B) que sobresalían de la zona de cuerpos bajos con un total de once y dieciocho niveles respectivamente (Fig. 4 y 5).

La construcción del conjunto se inició en el año de 1982, realizándose en diversas etapas y llevando a cabo modificaciones a los proyectos arquitectónico y estructural, principalmente en lo que se refiere a las torres A y B que en lugar de uso habitacional se destinaron a oficinas. Se les redujo además el número de niveles, sobresaliendo de los cuerpos bajos sólo un total de trece incluyendo la azotea. (Fig. 5)

El proyecto de construcción de las torres 1 y 2 no sufrió modificación alguna en cuanto a estructuración ni uso. En cambio, la cimentación de las torres A y B se encontraba concluida así como el primer tramo de columnas de acuerdo al Reglamento de Construcciones de 1976 cuando se presentaron los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985, y al hacer la revisión estructural de acuerdo a las normas de emergencia de octubre del mismo año, se demolieron las columnas y se recolaron considerando lo estipulado en dichas normas (Fig. 6).

La construcción de ambas torres continuó, terminándose la primera planta tipo en la época en que se publicó el nuevo reglamento de construcciones y teniendo que realizar nuevamente la revisión de pilas, columnas, losas y trabes construidas.

El diseño de la superestructura restante se implementó de acuerdo con las normas establecidas en el reglamento publicado en el Diario Oficial del día 3 de Julio de 1987.

2.2 Estructura

El conjunto cuenta con un área construida en sus cuerpos bajos de aproximadamente 18500 m², presentando en los cuatro niveles superiores de la zona común un hueco de 640 m² en la zona comercial, el cual está cubierto por una estructura metálica. Es importante destacar que en esta zona no se presenta ninguna junta sísmica, trabajando todo como un solo cuerpo. Cada una de las torres cuenta con un área construida de aproximadamente 1130 m².

Las alturas de entrepiso en la zona común varían de 2.83 a 4.73 m, en las torres 1 y 2, por lo general se presentan alturas de 3.30 m, teniendo también alturas de 2.70 a 3.90 m, mientras que en las torres A y B la altura de entrepiso por lo general es de 3.85 m, presentando una altura de 4.10 m en el primer entrepiso que sobresale de la zona común y alturas de 3.20 m en los niveles correspondientes al helipuerto.

El conjunto en los cuerpos bajos se encuentra limitado por muros de concreto reforzado de 25 cm de espesor que rematan en el nivel de avenida (Fig. 7); está estructurado por medio de un sistema de marcos elásticos a base de columnas de concreto y losas reticulares de peralte total de 40 cm (Fig. 8), apoyándose directamente en su zona maciza de capitel, cuyas dimensiones son 3.5 por 3.5 m. Por lo general se forman tableros de 8.4 por 8.4 m (Fig. 9), el tipo de aligeramiento de las losas reticulares se logra con cajas recuperables de fibra de vidrio y peralte total de 35 cm. Las columnas en estos niveles tienen dimensiones que varían desde 120 por 120 cm en las zonas de torres hasta de 50 por 50 cm en el resto de los cuerpos bajos. En los niveles +1.20 (Avenida), +5.35 y +9.55 presentan volados de 4.30 m con contraflechas de 2.5 cm en el borde.

Las torres 1 y 2 (Fig. 10) presentan una estructuración de marcos de concreto a base de tableros de losa reticular de 40 cm de peralte con

cajas de 35 cm de peralte además de traveses en algunas zonas con dimensiones que varían de 30 por 80 cm a 30 por 100 cm; estructuración similar a la de los cuerpos bajos con 4 claros de 8.40 por 8.40 m en ambas direcciones salvo en la zona de escaleras y elevadores en los ejes D' y C' los cuales se unen en el eje D y de columnas cuadradas cuyas dimensiones varían de 80 por 80 cm hasta 120 por 120 cm, así como columnas rectangulares cuyas dimensiones varían a lo largo de su desarrollo desde 90 por 60 cm en los niveles superiores hasta 110 por 60 cm en los niveles inferiores, éstas se encuentran ubicadas en la zona de elevadores y escaleras (Fig. 11), la cual se encuentra limitada por muros de mampostería (Fig. 12). La losa presenta capiteles en su unión con las columnas cuya dimensión es de 3.5 por 3.5 m.

En lo referente a las plantas tipo de las torres A y B (Fig. 13), la estructuración es a base de marcos de concreto con traveses de peralte total 80 cm y columnas cuadradas del mismo material con dimensiones que varían de 80 por 80 cm a 120 por 120 cm y rectangulares de 250 por 40 cm, 250 por 40 cm, 85 por 200 cm y 100 por 210 cm (Fig. 14). Además presenta en la zona de elevadores muros de concreto de 40 cm de espesor (Fig. 15). Las losas de entrepiso son aligeradas y perimetralmente apoyadas sobre las traveses, con un peralte total de 25 cm; en este caso el aligeramiento también se logra con casetones recuperables de fibra de vidrio de 20 cm de peralte.

2.3 Cimentación

La cimentación está resuelta en su totalidad con pilas de concreto armado acopladas entre sí en su parte superior por traveses de liga ortogonales. La cimentación estaba concluida cuando se procedió a la revisión de acuerdo a las especificaciones del Reglamento de Construcciones 1987. Esta revisión fue satisfactoria ya que como se mencionó anteriormente las pilas del conjunto fueron diseñadas para el proyecto arquitectónico original el cual tenía contempladas cinco losas más que el proyecto final en el caso de las torres A y B.

Como dato adicional se puede mencionar que esta construcción se llevó a cabo con concretos Clase I con $f'c$ de 250, 300 y 350 kg/cm^2 . En la zona de los cuerpos bajos se utilizó únicamente concreto con una

resistencia $f'c$ de 350 kg/cm^2 , mientras que en las plantas tipo de las cuatro torres fueron usados concretos con $f'c$ de 250, 300 y 350 kg/cm^2 .

CAPÍTULO 3

CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS EXPERIMENTALES

3.1 Generalidades

Para determinar las características dinámicas de las torres que conforman el conjunto se aplicaron las metodologías de vibración ambiental y las de registro sísmico.

La primera técnica de medición empleada consistió en medir las vibraciones en la estructura producidas por las sollicitaciones ambientales, ya que las propiedades dinámicas de los edificios pueden medirse directamente sin sacudirlos por medios artificiales, con lo cual hay un ahorro de mano de obra y desembolsos que se dedican al experimento. Los análisis detallados de los registros ambientales proporcionan información valiosa para estudiar el comportamiento dinámico de edificios existentes, aportando así un instrumento poderoso para estimar el daño que causarían temblores futuros, pudiendo establecer medidas antisísmicas para las estructuras de los edificios.

La segunda prueba experimental fue el análisis de la respuesta de la estructura ante el sismo registrado el día 18 de agosto de 1991, pues como se mencionó anteriormente, los edificios del conjunto han sido dotados de aparatos de registro sísmico permanente. Desafortunadamente para este evento solo se contó con la información de los acelerógrafos de la torre B.

3.2 Método de vibración ambiental

Descripción

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

El equipo de medición queda formado esencialmente por :

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

El uso del analizador de espectros obedece al hecho de que el análisis de las señales en el dominio de la frecuencia proporciona información muy valiosa para la identificación de las características dinámicas de una estructura. El analizador de espectros puede cubrir un amplio intervalo de frecuencias, aunque para edificios de entre 6 y 20 niveles es común efectuar el análisis empleando ventanas de observación de 0 a 10 Hz. Entre la información que proporciona este equipo destaca:

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

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

El procedimiento experimental que se utiliza en este método consiste en analizar dos o más señales simultáneamente, en donde uno de los acelerómetros es colocado como referencia mientras los otros son situados en puntos estratégicos en la estructura, con el fin de definir el modo que se pretende medir.

Para la obtención de las frecuencias y configuraciones modales en traslación, se colocan los acelerómetros cerca de los centros de rigidez de la estructura, manteniendo el de referencia en la azotea mientras que el otro se localiza en los niveles intermedios, orientándose ambos en una dirección determinada. Por lo general, en estructuras mayores de 6 niveles se obtienen espectros bien definidos por medio de los cuales es posible detectar, al menos, las tres

primeras frecuencias de vibración en cada dirección, contando para ello con el auxilio de las funciones de coherencia, transferencia y fase.

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

El número de niveles intermedios a utilizar depende de algunas variables, como lo son el número total de niveles, su configuración tanto estructural como arquitectónica, cambios notables de rigidez o masa, etc.. En estructuras de entre 6 y 20 niveles, la experiencia muestra que es suficiente analizar tres niveles intermedios, adicionalmente a los de la azotea y planta baja, con el fin de determinar los tres primeros modos de vibrar en sus direcciones principales.

Actualmente en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se están implementando y mejorando algunos aspectos del dispositivo experimental, destacándose la automatización en la adquisición de datos y la calibración de los instrumentos [10].

Ubicación de sensores

Para registrar los movimientos se emplearon acelerómetros que se localizaron en diversos puntos de medición, como se indican en la figura 16. El dispositivo experimental queda compuesto por cuatro acelerómetros que se conectan a unos acondicionadores de señal a través de cables blindados, los cuales se conectan a su vez a un sistema de filtros y amplificadores, con el fin de reducir al mínimo el ruido ajeno a las vibraciones de interés. Las señales así acondicionadas se envían a una microcomputadora, donde se procesa la información en el dominio de la frecuencia aplicando a cada señal la transformada rápida de Fourier.

Se realizaron diversos arreglos de posición de los sensores de acuerdo a un programa de pruebas previamente establecido.

Características dinámicas experimentales

La identificación de las frecuencias de vibración de las torres se llevó a cabo al analizar los espectros de Fourier obtenidos en las diferentes pruebas realizadas, pudiéndose identificar para cada una de las torres las frecuencias de los primeros tres modos de vibrar para las direcciones transversal (T) y longitudinal (L), y el modo fundamental para el movimiento de torsión (R). La dirección transversal corresponde a la Este-Oeste, la longitudinal a la Norte-Sur.

En la tabla 1 se presentan los valores de las frecuencias naturales de vibración detectadas en las torres para las direcciones T, L y R. Se observa que, a pesar de que las torres A y B presentan 3 niveles más que las torres 1 y 2, las frecuencias fundamentales de las primeras son menores que las que presentan las torres 1 y 2, hecho que se asocia a la diferencia en el tipo de estructuración que presentan las mismas.

En las figuras 17 y 18 se muestran los espectros de Fourier de las señales detectadas en la azotea de las cuatro torres en forma simultánea, para las direcciones T y L, respectivamente. Se observan crestas bien definidas asociadas a las maneras de vibrar, con aproximadamente la misma amplitud espectral para las frecuencias fundamentales de cada una de las torres.

Adicionalmente a las pruebas antes mencionadas, se procedió a calcular el porcentaje de amortiguamiento crítico de la estructura mediante el método de Kawasumi y Shima, obteniéndose un valor de aproximadamente 1 por ciento para el primer modo.

3.3 Registros Sísmicos

Descripción

El método experimental del análisis de registros sísmicos se llevó a cabo gracias a la instrumentación con que cuenta el conjunto Plaza Inn, con la cual, ante el sismo que se presentó el 18 de agosto de 1991, se pudieron obtener los acelerogramas correspondientes a las

tres direcciones ortogonales Norte-Sur, Este-Oeste y Vertical para la torre B.

La ubicación de los sensores donde se obtuvieron los acelerogramas se muestra en la figura 19.

Se procedió al análisis del sismo en estudio, con el fin de obtener las principales características de éste. En la figura 20, se resumen los datos más importantes para el sismo registrado, la ubicación del epicentro, el cual se encontró a 570 m de profundidad al poniente de la Cd. de México. La causa del sismo fue por el derrumbe de cavernas subterráneas en esta zona. La magnitud de CODA del sismo fue de 2.98 y entre las características que se pueden determinar del análisis de la señal registrada en la base del conjunto para las direcciones T y L, se tiene que la aceleración máxima fue de 8.58 gales en la dirección L, con una duración de fase intensa del sismo de aproximadamente 9 segundos (Fig. 21).

A continuación se requirió el uso de la computadora, para obtener los espectros de Fourier correspondientes a cada una de las señales registradas en la azotea de la torre B.

Características dinámicas experimentales

La identificación de las frecuencias de vibración de la torre B se llevó a cabo al analizar los espectros de Fourier obtenidos para la azotea en las direcciones L y T.

En la figura 22 se muestran dichos espectros, en ellos se observan crestas bien definidas, pudiéndose determinar los valores de las frecuencias, para cada dirección, los cuales se presentan en la tabla 2. Para determinar las frecuencias de vibración se recurrió al análisis tanto de espectros de Fourier, funciones de transferencia, gráficas de coherencia y fase.

CAPÍTULO 4

MODELAJE MATEMÁTICO DE LA ESTRUCTURA

4.1 Generalidades

Numerosos modelos matemáticos han sido desarrollados para idealizar las estructuras de los edificios, gracias a los avances de la computación digital. Es también gracias a este notable avance que tales programas de computadora han ampliado su campo de aplicación otorgando solución a un mayor número de problemas que surgen en el análisis, comportamiento y diseño de las estructuras, permitiendo obtener modelos que se asemejan más a la realidad buscando siempre la mayor precisión y simplicidad tanto al momento de ordenar la información como en la interpretación de resultados. Los programas utilizados para el desarrollo de esta tesis son el SAP-90 [11], SUPER-ETABS [12] y ETABS [13], los cuales se describen brevemente a continuación.

4.2 Descripción de los programas de análisis

Programa SAP-90

La generación del modelo en este programa se establece ubicando juntas a lo largo de la estructura; cada junta tiene una sola identificación y se localiza en el espacio mediante coordenadas que están asociadas con un sistema tridimensional de coordenadas globales. La geometría de la estructura se completa conectando las juntas antes definidas con elementos estructurales de un tipo específico, ya sean elementos viga, armadura, placas, cascarones, etc..

Cada junta en un modelo estructural tridimensional tiene seis componentes de desplazamiento, ya que el elemento puede trasladarse respecto a los ejes X, Y y Z globales, así como rotar alrededor de dichos ejes. Estos desplazamientos constituyen los grados de libertad de cada junta. A cada grado de libertad activo en la estructura se le asocia un número de ecuación; si hay N grados de libertad activos en la estructura, habrá N ecuaciones en el sistema, por lo cual la matriz de rigidez será de orden N.

El programa permite varias opciones de generación en las coordenadas de las juntas: la generación lineal, cuadrilateral, frontal, por Lagrange, así como generaciones cilíndrica y esférica.

Debido a que la rigidez de piso que presentan la mayoría de las estructuras de concreto es muy elevada, SAP-90 tiene una opción especial para modelar dicha rigidez horizontal de los sistemas de piso. Esta condición de diafragma rígido se modela como un plano rígido horizontal paralelo al plano X-Y global donde se restringe el desplazamiento de cada junta de manera tal que ninguna pueda tener uno relativo al resto de las que se encuentran unidas por dicho diafragma.

Se puede mencionar que entre las opciones de aplicación de carga a una estructura se encuentran la carga gravitacional, cargas uniformemente repartidas, cargas puntuales en elementos, cargas por cambio en la temperatura, cargas debidas a presfuerzo.

Para la generación de los elementos primero se procede a definir las propiedades de cada uno de la siguiente manera:

1.-Elementos Viga: Se definen proporcionando su área axial A, momento de inercia en ambas direcciones I, inercia torsional J, área de cortante A_c , módulo de elasticidad E, peso por unidad de longitud W, masa por unidad de longitud M, así como el coeficiente de expansión térmica α .

2.-Elementos placa: Se definen proporcionando el material que los constituye, el módulo de elasticidad E, el módulo de Poisson μ , el peso por unidad de volumen W, masa por unidad de volumen M al igual que el coeficiente de expansión térmica α .

Definidas las distintas propiedades de elementos se procede a ubicarlos mediante la unión del nudo inicial con el nudo final del elemento, definiendo para cada uno de ellos el valor de la zona de rigidez, en la cual no se presenta deformación como la unión de travesaños con columnas.

Programa SUPER-ETABS

Este programa realiza análisis lineal de estructuras sometidas a la acción de cargas estáticas y dinámicas. La formalidad de un modelo eficiente y la solución del problema es llevada a cabo por la idealización del edificio como un sistema de subestructuras a base de marcos y muros de cortante interconectados por diafragmas de piso, los cuales se consideran infinitamente rígidos en su propio plano.

El programa SUPER-ETABS tiene la capacidad de realizar el análisis estático y/o dinámico admitiendo tres grados de libertad por diafragma, obteniendo así desplazamientos y giros por nivel, cortante de entrepiso y momentos de volteo acumulados por nivel, teniendo en cuenta los efectos P- Δ , para su análisis.

Para incluir el efecto P- Δ , la formulación involucra la introducción de una matriz de rigideces geométricas, la cual modifica la matriz de rigideces estructural global. El programa tiene la característica de que es posible especificar elementos estructurales de tipo virtual para aquellos marcos de edificios o para estructuras con configuraciones geométricas particulares, con el fin de proporcionar una configuración prismática, procesando y elaborando así de una manera más eficiente la matriz de rigideces geométricas.

El programa puede considerar en el análisis los siguientes elementos:

1. Elementos columna: cuyas propiedades son el módulo de elasticidad E , área axial A , área de cortante A_c , asociada con fuerzas de cortante en la dirección del eje mayor o menor y el momento de inercia I , en la dirección del eje mayor o menor. La zona rígida de la unión de estas columnas con las vigas es también considerada por el programa, con el fin de reducir la longitud efectiva de las columnas sobre ambos ejes.

2. Elementos viga: para éstos es también necesario especificar datos del módulo de elasticidad E , inercia a la flexión y los factores de rigidez k_{11} , k_{jj} , k_{1j} ; las deformaciones por cortante son consideradas al introducir el área de cortante A_c .

3. Elementos muro: los cuales necesitan de propiedades tales como el módulo de elasticidad E , módulo de cortante G , área de la sección bruta A y área efectiva de cortante A_v . El programa puede considerar el comportamiento del muro ya sea por deformación por cortante puro o por flexión, según sea el análisis que se desee. El muro de cortante puro utiliza el área de la sección transversal y no el área de cortante efectiva, para calcular los valores de rigideces y esfuerzos.

4. Elementos diagonales: o elementos de contraenteo, teniendo únicamente la transmisión de fuerza axial. Es necesario especificar en estos elementos su módulo de elasticidad E , y el área A de la sección transversal.

Con este programa es posible realizar el análisis de un marco tridimensional o, como se mencionó al principio, una estructura tridimensional puede ser idealizada como un sistema de subestructuras.

Para la aplicación de carga, ésta se puede realizar mediante cargas puntuales concentradas en el centro de masas de cada entrepiso; por ejemplo, mediante cargas uniformemente repartidas así como momentos y cortantes de empotramiento, aplicados al centro de líneas de columnas así como al paño de las mismas.

Programa ETABS

En el programa ETABS, la estructura se idealiza mediante el ensamble de marcos verticales y muros de cortantes interconectados por un diafragma horizontal que es rígido en su plano. La geometría básica es definida refiriéndose a un sistema tridimensional de coordenadas.

La estructura puede ser asimétrica o no rectangular en su plano. El comportamiento torsional de los pisos y la compatibilidad entre los pisos se refleja adecuadamente en los resultados. La solución presenta una compatibilidad tridimensional de desplazamientos, haciendo posible el capturar efectos tubulares asociados al comportamiento de edificios altos con columnas relativamente cercanas entre sí.

También es posible el modelar estructuras con diafragmas de piso parciales, con diafragmas escalonados o bien sin diafragmas.

Un marco básicamente consiste en columnas, que son elementos verticales y vigas, que son elementos horizontales. Los marcos pueden ser tridimensionales con muros de cortantes o elementos diagonales. Las líneas de columna son ubicadas mediante coordenadas en el plano X-Y y los claros son ubicados en el plano como conectividades entre las líneas de columna. Un claro se define como la conexión de dos líneas de columna.

A pesar de que el trabajo básico de definición de la geometría de marcos es esencialmente rectangular, se pueden modelar fácilmente situaciones complejas mediante el creativo uso de diagonales y paneles o utilizando vigas o columnas nulas.

Como ya se mencionó anteriormente, el sistema de piso en cualquier nivel es modelado por el programa como un diafragma rígido horizontal, con rigidez infinita. Sin embargo hay opciones mediante las cuales el usuario puede desconectar alguna línea de alguno de los diafragmas o bien desconectar todas.

El sistema de referencia global es arbitrario, el centro de masas, las cargas laterales y la posición de marcos se ubicarán de acuerdo a este sistema.

El programa ETABS automáticamente determina la zona de rigidez que corresponde a cada elemento en el momento en que éste es definido, teniendo la posibilidad de reducir esta zona.

Ya definidas las propiedades de los materiales se definen las características de las secciones tomando en consideración los siguientes aspectos:

1.-Elementos columna: Se considera que la columna siempre existe verticalmente en cualquier nivel de una línea de columna, ambos extremos de una columna pueden estar articulados o empotrados, las columnas deben de ser prismáticas de piso a piso. Para su definición se

requiere determinar el material del cuál está conformada la pieza, el tipo de sección y dimensiones si se trata de una de las secciones que el programa tiene registradas; si no es así, se debe proporcionar el área transversal, área de cortante A_c , momento de inercia I , constante de torsión J , módulo de sección S , módulo plástico Z , así como el radio de giro R , todos ellos para ambas direcciones.

2.-Elementos viga: Las vigas siempre existen horizontalmente en todo nivel en un claro predefinido; las conexiones de vigas pueden encontrarse tanto empotradas como articuladas. Las vigas deben ser prismáticas de una línea de columna a otra. Para su correcta definición, se debe proporcionar el material que la conforma, el tipo de sección y dimensiones en caso de que se encuentre entre las registradas en el programa o bien si no es así, se debe dar el área transversal A de la sección, el área de cortante A_c , la constante de torsión J , momento de inercia I , módulo de sección S , módulo plástico Z y radio de giro R en ambas direcciones.

3.-Elementos diagonal: Éstos se pueden presentar en cualquier plano vertical entre dos líneas de columna consecutivas o no y entre dos niveles consecutivos; también deben ser prismáticos de nivel a nivel. Estos miembros no tienen opción de correcciones de rigidez en sus extremos. De la misma forma que los anteriores elementos, las diagonales se definen determinando el tipo de material del cuál constan, la sección con sus respectivas dimensiones, si se trata de una que el programa ya tenga registrada o bien proporcionar su área transversal A , área de cortante A_c , constante de torsión J , momento de inercia I , módulo de sección S , módulo plástico Z y radio de giro R en ambas direcciones.

4.-Elementos panel: Éstos pueden existir entre cualquier par de columnas consecutivas o no, y entre cualquier par de niveles consecutivos; se les considera además empotrados en su parte inferior. Además también deben ser prismáticos entre un nivel y otro. Los paneles pueden compartir líneas de columna, así mismo se pueden realizar ensamblajes de paneles para formar paredes en forma de C , T , L , etc. El programa genera momentos, cortantes y fuerzas axiales para la pared en el centro de gravedad de la misma. Para su definición se debe

proporcionar el material que lo conforma, espesor T , así como el módulo plástico Z , y radio de giro R en ambas direcciones.

En el análisis de sistemas de edificios, sujetos a desplazamientos laterales, el programa ETABS incorpora los efectos P- Δ en su algoritmo de solución en la formulación de la matriz de rigidez como corrección geométrica de la rigidez. De esta forma, los efectos son representados exactamente en todos los aspectos del análisis estructural sin complicar el procedimiento computacional o llevar a algoritmos iterativos.

El programa ETABS presenta la opción de cargar los elementos viga mediante cortantes y momentos de empotramiento, cargas uniformemente repartidas así como cargas puntuales.

4.3 Idealización de las torres

El problema de modelar los edificios que conforman el conjunto radica en la magnitud de la obra, por lo cual el modelaje del mismo como un solo cuerpo sería exageradamente complicado y podría exceder la capacidad de los programas o bien del equipo computacional que se utilice, por lo que se procedió a obtener modelos tridimensionales y bidimensionales de la estructura buscando idealizar su comportamiento de una manera precisa. Para este fin se analizaron modelos bidimensionales mediante el programa SAP90 y modelos tridimensionales utilizando los programas SUPER-ETABS y ETABS.

Descripción de los modelos bidimensionales

Para la modelación de este conjunto se seleccionaron 3 marcos planos diferentes, de 16 a 21 niveles con un número variable de crujeas, para su análisis en forma independiente, cuya ubicación en planta se muestra en la figura 23. Las elevaciones de cada uno de los modelos, identificados como T1-A, T1-2 y T2-B, se muestran en las figuras 24, 25 y 26, respectivamente. Debido a la alta rigidez que presenta el suelo donde se desplanta la estructura y al tipo de cimentación, se consideró que la misma presenta la condición de empotramiento en su base. Para el resto de los nudos de la estructura se consideró libertad de

desplazamiento en los planos X y Y, así como su libertad al giro alrededor del eje Z.

Tomando en cuenta que en la realidad cada una de las torres de cada marco puede desplazarse independientemente de la otra, se utilizó la opción del programa SAP90 que designa una junta maestra en cada nivel de cada una de las torres, cuyo desplazamiento será el mismo para todas las demás juntas del mismo nivel, mientras que para la zona común de ambas torres se consideró que en cada nivel todas las juntas presentan el mismo desplazamiento, de tal forma que el modelo muestre el comportamiento de diafragma rígido tanto en la zona común como en las dos torres.

Las secciones transversales de traves y columnas se determinaron a partir de los planos estructurales originales del edificio. En los marcos seleccionados solo se presentaron elementos viga y columna, debido a que tanto en la zona común del conjunto como en las torres 1 y 2 existe un sistema de piso a base de losa reticular. Para modelarla se consideró un ancho de trabe equivalente igual a $C_2 + 3h$, donde C_2 es el ancho de la columna y h es el peralte de la losa [9].

Para el correcto modelaje de la estructura se consideró el acartelamiento que se presenta en las zonas de losa reticular. Este factor se consideró obteniendo la inercia equivalente de las vigas, la cual variaba con la inercia original en un porcentaje de aproximadamente 25%. Para buscar sencillez en el modelo, se modificó el módulo de elasticidad correspondiente a estas vigas de manera que la relación EI , se mantuviera inalterada. Adicionalmente, se consideraron las zonas de rigidez que se presentan en las uniones viga-columna, lo cual reduce la longitud efectiva de los elementos, rigidizando más la estructura.

El módulo de elasticidad que se empleó para cada uno de los concretos utilizados se consideró igual a $18200\sqrt{f'c}$, valor que corresponde al módulo tangente, el cual se utiliza en casos de bajo nivel de esfuerzos [14].

Finalmente, la masa asociada a cada uno de los marcos se obtuvo a partir de los modelos tridimensionales, para obtener una mayor precisión, ya que tomar simplemente el área tributaria de cada marco puede resultar inexacto debido a que algunos marcos son sensiblemente más rígidos que otros.

Los resultados obtenidos para cada una de las torres en los modelos bidimensionales se muestran en las tablas 3 y 4. Estos resultados se determinaron con base en el análisis de las formas modales de cada marco, las cuales se presentan en las figuras 27 a 44 para los primeros seis modos de vibrar.

Descripción de los modelos tridimensionales

Para la obtención de los modelos tridimensionales de las torres se utilizó en un principio el programa SUPER-ETABS, usando posteriormente el programa ETABS, cuya versatilidad permitió complementar y completar el análisis tridimensional de la estructura.

Modelos tridimensionales SUPER-ETABS

Como se mencionó anteriormente, el conjunto cuenta con 4 torres que sobresalen de una zona común, siendo las dos torres frontales 1 y 2 semejantes entre sí en su estructura, así como lo son las torres posteriores A y B, por lo que se optó por modelar tridimensionalmente una torre de cada tipo, seleccionándose las torres B y 1, para su análisis como torres independientes del conjunto.

Modelo Torre B

Para proceder al análisis de la torre B de manera aislada, se seleccionaron 9 marcos diferentes de un total de 10 como se muestra en la figura 45; cada marco consta de un total de 19 niveles y de 4 crujeas salvo en el caso de los marcos que cruzan por la zona de elevadores, donde se cuenta con 5 crujeas. En todos los marcos se consideró la condición de empotramiento en su base.

Las secciones transversales de traveses y columnas se obtuvieron a partir de los planos estructurales originales; en el caso de las traveses, se presentan secciones prismáticas en la zona de torre, mientras que la zona común presenta losa reticular para lo cual se siguió el procedimiento de los modelos tridimensionales usando un ancho equivalente de traveses igual a $C_2 + 3h$. El modelaje de las columnas no presentó ninguna dificultad salvo en el caso de los muros en C que se presentan en la zona de elevadores, donde se analizó el elemento como una sola pieza tomando su inercia equivalente en ambas direcciones y asignando sus propiedades a una columna ubicada en el centroide geométrico del elemento.

De igual forma que en los modelos bidimensionales, se modeló la estructura considerando el acartelamiento que presentan las losas en la zona común, tomando en cuenta el incremento en la rigidez que aportan dichos acartelamientos variando el módulo de elasticidad en un 25%.

En la esta torre se utilizaron los tres tipos de concreto en las columnas (250, 300 y 350 kg/cm^2), mientras que las traveses son de concreto con una resistencia nominal de 300 y 350 kg/cm^2 , al igual que en los muros de la zona de elevadores. Para cada concreto se utilizó el módulo de elasticidad tangente igual a $18200\sqrt{f'c}$. En todas las uniones viga-columna se consideraron las zonas de rigidez correspondientes.

Para la obtención de las masas se procedió inicialmente a realizar un análisis de cargas, acorde a las condiciones que se presentaron el día de las pruebas de vibración ambiental. Dentro de las cargas seleccionadas para el análisis destacan las siguientes:

- a) Peso de losa, donde se consideró un tablero de losa reticular de peralte total igual a 25 cm con caja de 60 por 60 por 20 cm y nervaduras de 12 cm en la zona de torre y uno en la zona común con peralte igual a 40 cm con caja de 60 por 60 por 35 cm y nervaduras de 20 cm.
- b) Peso de firme, piso, plafón y demás elementos no estructurales tales como muros divisorios, etc.

c)Peso de elementos estructurales, como lo son trabes, columnas y muros de concreto, considerando el peso de dichos elementos a la mitad de la altura entre el entrepiso inmediato superior e inmediato inferior, concentrándolos como un peso en el nivel del entrepiso en cuestión.

d)Se consideró una carga viva igual a 20 kg/m^2 debido a que el inmueble se encontraba prácticamente desocupado al momento de las pruebas.

El resultado de los análisis de cargas fue un peso que varió de 576.71 kg/m^2 a 808.79 kg/m^2 para la zona de torre y de 987.12 kg/m^2 a 1086.01 kg/m^2 para la zona común.

Ya obtenido el peso por unidad de área para cada nivel se obtuvo para cada nivel el valor de la masa traslacional con la expresión:

$$M = \frac{W \cdot A}{g} \quad (4.1)$$

donde W es el peso por unidad de área, A es el área total del entrepiso y g la aceleración de la gravedad.

Finalmente se obtuvo el momento de inercia rotacional para cada entrepiso mediante la fórmula:

$$J = \frac{M}{A} (I_x + I_y) \quad (4.2)$$

donde M es la masa traslacional del entrepiso, A el área del entrepiso, e I_x , I_y la inercia del entrepiso en ambas direcciones. En este caso el valor de I_x e I_y fue igual dadas las dimensiones en planta de la torre aislada.

El valor de la masa se consideró concentrado en el centroide geométrico del entrepiso para cada nivel.

Con el fin de evaluar dos condiciones extremas en el comportamiento de la torre se analizó primero como torre independiente sin la

presencia de una rigidez externa que restringiera su desplazamiento; a continuación se consideró que los niveles 1 a 6 (zona común) presentaban una rigidez externa infinita, como si la torre estuviera empotrada en la zona común y libre en los niveles restantes.

En la tabla 5 se muestran las frecuencias obtenidas para los tres primeros modos de vibrar en las direcciones T, L y R del modelo de la torre B en cada uno de los casos analizados.

Modelo Torre 1

En la misma forma que se realizó el análisis por separado de la torre B, se procedió a modelar la torre 1 de manera independiente. Para ello se seleccionaron 8 marcos diferentes de un total de 10 como se muestra en la figura 46. Cada uno de los marcos consta de 5 crujiás y 16 niveles, 5 de los cuales corresponden a la zona común y 11 a la zona de torre. El modelo se consideró empotrado en su base.

Las secciones transversales de trabes y columnas se obtuvieron a partir de los planos estructurales originales, presentando especial dificultad por la variedad de secciones de trabe existentes, puesto que tanto en la parte correspondiente a la zona común como a la zona de torre, se encuentra el sistema de piso a base de losa reticular, además de trabes prismáticas de gran peralte en la zona de elevadores. Lo anterior implicó un análisis detallado de los planos para poder modelar fielmente el edificio.

Para las secciones de las trabes no prismáticas se consideró el ancho equivalente igual a $C_2 + 3h$, y al igual que en los modelos anteriores se tomó en cuenta el acartelamiento idealizándose al afectar en un 25% más el módulo de elasticidad correspondiente a las trabes que así lo requirieron.

El concreto utilizado es clase I con resistencia nominal a compresión de 250, 300 y 350 kg/cm^2 tanto en columnas como en trabes, dependiendo del nivel que se tratara; el módulo de elasticidad utilizado fue igual a $18200 \sqrt{f'c}$.

Se tomaron en consideración los valores correspondientes a la zona de rigidez para cada unión viga-columna.

Los elementos considerados para el análisis de cargas fueron los mismos que para la torre B, incluyendo el valor de 20 kg/m^2 como carga viva por las razones ya mencionadas.

Para el peso de losa en la zona de torre se consideró un tablero de losa de peralte total igual a 40 cm con cajas de 60 por 60 por 35 cm, y nervaduras de 14 cm, mientras que para la zona común se hicieron las mismas consideraciones de peralte y cajas, pero considerando nervaduras de 27 cm.

Las cargas obtenidas por metro cuadrado para la zona de torre fluctúan entre 682.25 a 842.19 kg/m^2 y de 1023.79 a 1049.91 kg/m^2 en los niveles correspondientes a la zona común.

Para el cálculo de la masa rotacional y de la inercia traslacional se utilizaron las fórmulas 4.1 y 4.2 descritas anteriormente. La masa se concentró en el centroide de cada entrepiso.

Al igual que en la torre B, se analizó en un principio la torre 1 completamente libre y posteriormente considerando la presencia de una rigidez infinita que limita su desplazamiento en los cinco niveles correspondientes a la zona común.

Sobresale la necesidad de considerar adicionalmente los cubos de escaleras y elevadores del edificio, los cuales se presentan estructurados en base a muros de mampostería; en este punto primero se optó por ubicar líneas de columna de manera que los paneles se pudieran ubicar entre ellas, pero esto sobrepasó la capacidad de resolución del programa, por lo que se optó por modelar cajones equivalentes asignándoles a ellos la inercia en cada dirección de dichos cubos y colocando los cajones de manera que su ubicación no altere el centro de rigidez de estos elementos, el módulo de elasticidad utilizado para la mampostería fue de 90000 T/m^2 [9].

Con el objeto de tomar en cuenta la rigidez que las rampas de escalera aportan a la estructura éstas se modelaron como diagonales equivalentes, asignando el área e inercia de las mismas a estos elementos.

En la tabla 6 se pueden observar las frecuencias obtenidas para los tres primeros modos de vibrar en las direcciones T, L y R del modelo de la torre 1 en cada uno de los casos analizados.

Modelos tridimensionales ETABS

Después de obtener los modelos tridimensionales de las torres B y 1 se contempló la necesidad de analizar ambas torres pero ahora considerando dentro del mismo modelo una parte proporcional del área que ocupa la zona común adyacente a dichas torres; la versatilidad del programa ETABS permitió efectuar esta modelación de forma ágil y precisa.

Modelo torre B

Para la realización del modelo, primero se procedió a seleccionar el área de la zona común que se consideraría dentro del mismo; dicha zona se eligió considerando la ubicación de la torre. La zona escogida se ilustra en la figura 47.

Buscando modelar adecuadamente tanto las columnas como los muros que se presentan en planta, se procedió a ubicar 102 líneas de columna (Fig. 48) y a definir 167 claros entre dichas líneas. Para todas las líneas se consideraron condiciones de empotramiento en su base.

Con el fin de modelar la estructura sin omitir elementos, se consideraron además los dos niveles correspondientes al helipuerto, lo cual implica un total de 21 niveles en el análisis.

Aprovechando la información ya recopilada para el modelo en SUPER-ETABS, solamente se necesitó complementar ésta a partir de los mismos planos estructurales originales; además se incluyó la parte correspondiente de los muros de contención perimetrales de concreto y

mampostería que presenta el conjunto desde la cimentación hasta el nivel avenida y los muros de mampostería de los niveles 20 y 21.

Con la información completa se asignaron las masas correspondientes a cada nivel, las cuales solo se alteraron para la zona común debido a su ampliación. Al igual que la inercia torsional, ambos fueron calculados y asignados en sus correspondientes centroides.

A continuación se definieron los materiales a utilizar, los cuales fueron concreto clase I de $f'c$ igual a 250, 300 y 350 kg/cm^2 con un módulo de elasticidad igual a $18200\sqrt{f'c}$ y mampostería cuyo módulo de elasticidad se consideró igual a $90000T/m^2$.

Se procedió a definir las secciones de columnas y trabes, definiendo las primeras como secciones rectangulares y las segundas como secciones rectangulares y secciones T obtenidas de la sección equivalente igual a $C_2 + 3h$. Debido a estos diversos tipos de sección se tienen un total de 18 secciones de columna y 27 de trabes. A continuación se definieron los diversos espesores de muro: 20, 25 y 40 cm en el caso de muros de concreto y de 15 cm en el caso de la mampostería.

La estructura se modeló como un solo marco tridimensional, definiendo para cada línea de columna y cada crujía la sección correspondiente a cada nivel, mientras que el modelaje de los muros en C se efectuó ensamblando 3 muros que trabajan como un solo elemento. Este procedimiento se siguió para los muros perimetrales, mientras que los del helipuerto solo se consideraron como muros aislados. Todos estos muros se encuentran ligados a la estructura por el sistema de piso y en el modelo también se consideró en base a trabes de liga. El modelo tridimensional se puede observar en la figura 49.

A semejanza de los modelos anteriores, se efectuó el análisis considerando el acartelamiento, afectando los módulos de elasticidad de vigas equivalentes en un 25%, realizando así el análisis.

En la tabla 7 se resumen las frecuencias obtenidas para los primeros tres modos de vibrar en las direcciones T, L y R del modelo de la torre B. Así mismo, en las figuras 50, 51 y 52 se pueden apreciar las

formas modales tridimensionales obtenidas del modelo para el primero, segundo y tercer modo.

Modelo torre 1

El modelo de la torre 1 en el programa ETABS se realizó tomando en cuenta la información utilizada en el modelaje en SUPER-ETABS. Para ello se seleccionó la zona señalada en la figura 53. Después se procedió a ubicar en planta 107 líneas de columna (Fig. 54) y a definir 163 crujiás entre las mismas. Se obtuvo la información faltante a partir de los planos estructurales, tanto de traveses y columnas como de muros de concreto perimetrales.

Con el fin de obtener un modelo preciso se incluyó el nivel correspondiente al helipuerto, sumando un total de 17 niveles para el análisis.

Al igual que el anterior modelo, se utilizaron las masas traslacionales e inercias rotacionales del modelo en SUPER-ETABS, obteniendo las faltantes correspondientes a los 5 niveles de la zona común, refiriendo las masas al centroide de cada nivel.

Se definieron las propiedades de materiales a utilizar, concreto clase I de $f'c$ igual a 250, 300 y 350 kg/cm^2 con módulo de elasticidad igual a $18200 \sqrt{f'c}$ y mampostería con módulo de elasticidad igual a $90000 T/m^2$.

Se proporcionaron las secciones de vigas y columnas las cuales fueron 53 y 17 respectivamente, así como los espesores de paneles: 25 cm para el concreto y de 15 cm para la mampostería. En todos los casos se siguió el mismo procedimiento del modelo de la torre B antes descrito.

Ya definidas traveses y columnas con sus propiedades por nivel, se procedió a modelar los muros de mampostería en cubos de escaleras, de elevadores y helipuerto, así como las diagonales representativas de las rampas de escalera. Cabe mencionar que debido a la capacidad del programa no fue necesario alterar el modelo de dichos cubos.

Para finalizar se definieron los muros de contención perimetrales ensamblándolos como muro "pared"; dichos muros se ligaron a la estructura mediante traveses de liga ubicando entre ellos columnas con un espesor igual a 12 veces el espesor del muro de manera que se considerara la rigidez que aportan dichos muros en la dirección perpendicular a ellos. En la figura 55 se puede observar el modelo tridimensional completo.

Como en todos los modelos, se realizó el análisis considerando los acartelamientos al afectar los módulos de elasticidad de las piezas correspondientes.

En la tabla 7 se resumen las frecuencias obtenidas para los primeros tres modos de vibrar en las direcciones T, L y R del modelo de la torre 1.

Así mismo en las figuras 56, 57 y 58 se pueden apreciar las formas modales tridimensionales obtenidas del modelo para el primero, segundo y tercer modo.

La base para la determinación de las frecuencias de vibración en los modelos tridimensionales para las direcciones T, L y R, fueron los factores de masa asociados a cada dirección.

CAPÍTULO 5 CORRELACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS

5.1 Generalidades

Debido a que uno de los propósitos de este trabajo es obtener una correlación entre las características dinámicas obtenidas experimentalmente y las obtenidas analíticamente, se llevaron a cabo diversos estudios; en primer lugar el desarrollo de las metodologías experimentales como lo fueron las pruebas de vibración ambiental y el análisis de registros sísmicos, y en segundo lugar el desarrollo de modelos bidimensionales y tridimensionales de la estructura.

5.2 Correlación de las características dinámicas

En las tablas 8 a 11 se resumen las frecuencias obtenidas tanto analítica como experimentalmente para cada una de las torres en las direcciones T, L y R, en el primero, segundo y tercer modo, de manera que es fácil compararlas.

Cabe señalar que los valores obtenidos mediante los modelos tridimensionales para las torres B y 1 se consideran iguales para las torres A y 2 respectivamente. Esto es por la similitud que presentan en su estructuración.

Torres 1 y 2

Los resultados obtenidos para la torre 1 muestran una buena correlación entre las frecuencias experimentales mediante vibración ambiental y las obtenidas mediante el modelo bidimensional para la dirección T, aproximación que disminuye para la dirección L, en la cual se presentan diferencias de 30 por ciento para el primer modo y 10 por ciento para el segundo y tercer modo; mientras que para la torre 2 se puede observar una buena correlación para los primeros dos modos en la dirección T, divergiendo los demás valores de manera significativa.

Para el caso de los modelos tridimensionales en el programa ETABS, los valores obtenidos para ambas torres difieren aproximadamente en un

15 por ciento al compararlos con los experimentales para el primer modo en ambas direcciones, diferencia que aumenta considerablemente en los modos superiores, mientras que los correspondientes al programa SUPER ETABS difieren en un 20 a 30 por ciento. Esta diferencia que presentan los valores obtenidos del análisis tridimensional, pueden deberse a la cercanía entre estas dos torres, y a su consecuente influencia (Tablas 8 y 9)

Torres A y B

Los modelos tridimensionales y el bidimensionales correspondientes a las torres A y B muestran una alta correlación (Tablas 10 y 11). El modelo bidimensional de la torre A en la dirección T presenta valores muy similares para los tres modos al compararlos con los obtenidos mediante vibración ambiental, mientras que para el de la torre B encontramos gran similitud con éstos y con los obtenidos de los registros sísmicos.

Los modelos tridimensionales de la torre A en el programa SUPER-ETABS considerando la torre empotrada en sus primeros 6 niveles y los de ETABS presentan valores muy semejantes para el primer modo en ambas direcciones, divergiendo los resultados de ETABS para el segundo y tercer modos, no así los del SUPER-ETABS.

En tanto, para la torre B, el modelo tridimensional en el programa ETABS muestra valores muy similares de frecuencia para los dos primeros modos en las direcciones T y L, así como para el primer modo en torsión. El modelo tridimensional en el programa SUPER-ETABS considerando la torre empotrada en sus primeros 6 niveles se aproxima en sus resultados a lo obtenido experimentalmente con un error de aproximadamente 10% en el primer modo en la dirección T y los dos primeros en la dirección L, presentando valores muy cercanos para la dirección T en su segundo y tercer modos.

En vista de lo anterior puede deducirse que debido a la distancia que existe entre las torres A y B con respecto a las demás, la influencia que se presenta entre las torres es muy pequeña.

Las figuras 59 y 60 muestran las configuraciones modales obtenidas mediante las pruebas de vibración ambiental para las torres 1 y B, las cuáles se comparan con las obtenidas analíticamente en base a los modelos bidimensionales. De tal forma que se puede apreciar el grado de correlación alcanzado, el cual es muy alto.

5.3 Influencia del acartelamiento en la correlación

A través del proceso del modelado de las estructuras sobresalen factores cuya influencia en los resultados finales es considerable, tanto para los modelos bidimensionales como para los tridimensionales. Es por ello que a se efectúa una comparación entre los resultados obtenidos, para el modo fundamental en la dirección T, de dichos modelos, en el camino hacia una buena correlación.

En la tabla 12 se presenta una comparación entre los valores obtenidos con base en los modelos calibrados y los modelos sin considerar el acartelamiento que se presenta en la zona común en las torres 1 y 2; en ella se puede observar que para la torre 1, la frecuencia varía hasta en un 11 por ciento, mientras que para la torre B la variación máxima es del 5.8%, puesto que solamente los niveles inferiores de ésta cuentan con acartelamiento.

CAPÍTULO 6 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA

6.1 Generalidades

Con el sismo registrado en los aparatos de registro del conjunto Plaza Inn, el cual se mencionó con anterioridad en el capítulo 3, es posible realizar un análisis preliminar de la respuesta sísmica experimental de la estructura en los niveles Azotea y Jardín, comparándola con la obtenida analíticamente. Así mismo es posible evaluar la influencia de una torre con respecto a otra, como se presenta a continuación.

6.2 Modelo matemático

Debido a que durante el evento sísmico registrado no funcionaron adecuadamente todos los aparatos, se cuenta solamente con información completa en la torre B, por lo que se analizó la respuesta basándose en los registros en la dirección T de dicha torre y en el modelo bidimensional del marco T2-B, lo cual nos permitirá analizar la influencia de la torre 2 en la respuesta de la torre B.

Para llevar a cabo lo anterior es necesario en principio decidir la manera como se discretizará la estructura, determinando el número de grados de libertad que se manejarán. Debido a que nuestro modelo bidimensional abarca las dos torres, y buscando evaluar la influencia de la torre 2, se consideró un sistema de 21 grados de libertad, siendo el primero de ellos el correspondiente al segundo nivel del helipuerto de la torre B y el 21 el primer nivel de la zona común, posteriormente se analizó un modelo donde se incluyen 11 grados de libertad adicionales, los cuales corresponden a los once niveles que sobresalen de la zona común pertenecientes a la torre 2, de tal modo que el grado de libertad 22 corresponde a la azotea de dicha torre y el 32 al primer nivel que sobresale de la zona común (Fig. 61).

Ya definido el número de grados de libertad, asignando uno a cada nivel, el siguiente paso es determinar las matrices de rigidez, masa y amortiguamiento, para lo cual se utilizó el programa CAL86 [15].

En primer lugar para la obtención de la matriz de rigidez se procedió a obtener la matriz de flexibilidades de la estructura, mediante la aplicación de una fuerza unitaria en cada nivel y obteniendo el desplazamiento producido en todos los niveles.

A continuación se utilizó el programa CAL86, con el cual se obtuvo la matriz de rigidez, sabiendo que:

$$[K] = \frac{1}{[F]} \quad (6.21)$$

donde $[K]$ es la matriz de rigidez y $[F]$ la de flexibilidades.

La matriz de masas fue la misma que ya se había obtenido a partir de los modelos tridimensionales y utilizado en el modelo bidimensional correspondiente.

El siguiente paso fue calcular las frecuencias de vibrar, para lo que se empleó el método de Jacobi, donde dadas las matrices K y M , se plantea el problema de valores característicos $[K - \omega^2 M] = 0$, siendo ω la frecuencia para cada modo de vibrar. Del problema antes planteado se desprende una ecuación de grado N , cuyas soluciones son los valores de ω^2 .

Se optó por adoptar una matriz de amortiguamiento de tipo proporcional, de la forma propuesta por Rayleigh [5]:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (6.22)$$

donde α y β son coeficientes de proporcionalidad. Estos coeficientes se calcularon en un principio asignando un valor de amortiguamiento modal de uno por ciento del crítico para los primeros dos modos de vibrar y posteriormente un valor de 1% para el primer modo y de 3% para el segundo. Para el cálculo de α y β se planteó el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\xi_1 = \frac{1}{2} (\alpha/\omega_1 + \beta\omega_1) \quad (6.23)$$

$$\xi_2 = \frac{1}{2} (\alpha/\omega_2 + \beta\omega_2) \quad (6.24)$$

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

El siguiente paso consistió en analizar la respuesta de la estructura, para ello se describen a continuación los principios teóricos para la obtención de la dicha respuesta analítica.

6.3 Ecuaciones de equilibrio dinámico

La ecuación de equilibrio que gobierna la respuesta elástica dinámica de un sistema es es [16]:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = R \quad (6.31)$$

donde M, C y K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez respectivamente, R es el vector de cargas externas; y U, \dot{U} , \ddot{U} son los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración del sistema. Cabe resaltar que estas ecuaciones se derivan para el caso estático en un tiempo t, por lo cual pueden ser escrita de la siguiente manera:

$$F_I(t) + F_D(t) + F_E(t) = R(t) \quad (6.32)$$

donde $F_I(t)$ son las fuerzas de inercia, $F_I(t)=M\ddot{U}$, $F_D(t)$ son las fuerzas de amortiguamiento $F_D(t)=C\dot{U}$, y $F_E(t)$ son las fuerzas elásticas, $F_E(t)=KU$, todas ellas dependientes del tiempo. En el análisis dinámico en principio se considera el equilibrio estático para un tiempo t, lo cual incluye el efecto de las fuerzas de inercia dependientes de la aceleración y las fuerzas de amortiguamiento dependientes de la velocidad.

Matemáticamente, la expresión (6.31) representa un sistema lineal de ecuaciones diferenciales de segundo orden, el cual puede ser resuelto de diversas maneras, una de ellas es mediante integración directa, la cual se basa principalmente en dos ideas. Primero en vez de buscar satisfacer la expresión (6.31) para un tiempo t, se busca satisfacerla solamente en intervalos de tiempo Δt separados. En segundo lugar se

considera dentro de cada intervalo de tiempo Δt una variación en desplazamientos, velocidades y aceleraciones.

Se asume que los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento en el tiempo 0 denotados por ${}^0\ddot{U}$, ${}^0\dot{U}$ y 0U se conocen, lo que permite obtener la solución de (6.31) desde el tiempo 0 hasta el tiempo T. En la solución, el periodo de tiempo considerado T se subdivide en n intervalos iguales, y el esquema de integración empleado establece una solución aproximada para los tiempos 0, Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, ..., t, t + Δt , ..., T. Debido a que el algoritmo calcula la solución para el siguiente intervalo de tiempo requerido a partir de la solución del intervalo de tiempo anterior, dicho algoritmo se deduce considerando que las soluciones en los tiempos 0, Δt , $2\Delta t$, ..., t se conocen y que la solución en el tiempo t + Δt se requiere a continuación. Los cálculos para obtener la solución en el tiempo t + Δt son típicos para calcular la solución en el tiempo Δt posterior al considerado hasta ahora, y así se establece el algoritmo general que ayuda a calcular la solución en todos los valores de tiempo discretizados.

6.4 Método β de Newmark

El método β de Newmark es un método de integración directa donde se hacen las siguientes consideraciones [17]:

$${}^{t+\Delta t}U = {}^tU + [(1-\delta) {}^t\dot{U} + \delta {}^{t+\Delta t}\dot{U}] \Delta t \quad (6.41)$$

$${}^{t+\Delta t}\dot{U} = {}^t\dot{U} + {}^t\ddot{U} \Delta t + [(1/2 - \alpha) {}^t\dot{U} + \alpha {}^{t+\Delta t}\dot{U}] \Delta t^2 \quad (6.42)$$

donde α y δ son parámetros que pueden ser determinados para obtener exactitud y estabilidad. Originalmente Newmark propuso como un esquema estable incondicional el método del promedio constante de aceleración, también llamado de la regla trapezoidal, en cuyo caso $\delta=0.5$ y $\alpha=0.25$.

Además de las ecuaciones (6.41) y (6.42) para la obtención de desplazamientos, velocidades y aceleraciones para cada tiempo t + Δt , también se consideran las ecuaciones de equilibrio (6.31) en el tiempo t + Δt :

$$M^{t+\Delta t}\ddot{U} + C^{t+\Delta t}\dot{U} + K^{t+\Delta t}U = t+\Delta t R \quad (6.43)$$

El algoritmo de Newmark se resume a continuación:

- 1) Cálculos iniciales
 - a) Formar las matrices de rigidez K , de masa M y amortiguamiento C .
 - b) Determinar las condiciones iniciales de aceleración, desplazamiento y tiempo.
 - c) Determinar el valor del intervalo de tiempo Δt , de los parámetros de integración α y δ y calcular a partir de estos valores las constantes de integración.
 - d) Obtener la matriz de rigidez efectiva.
 - e) Triangularizar la matriz de rigidez efectiva.
- 2) Para cada intervalo de tiempo o paso
 - a) Calcular las cargas efectivas para el tiempo $t + \Delta t$.
 - b) Obtener los desplazamientos para el tiempo $t + \Delta t$.
 - c) Calcular las aceleraciones y velocidades para el tiempo $t + \Delta t$.

6.5 Comparación de la respuesta teórica y la experimental

Mediante el algoritmo de Newmark se pudo obtener la respuesta correspondiente a cada modelo aplicando el acelerograma registrado en el sótano a intervalos Δt de tiempo igual a 0.01 segundos, empleando las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento ya obtenidas. Se consideraron en un principio los modelos de 21 y 32 grados de libertad con una fracción del amortiguamiento crítico del 1% para los dos primeros modos de vibrar, con la respuesta basada en estos modelos se obtuvieron los espectros de Fourier correspondientes tanto a los resultados experimentales como a los analíticos, presentándose una diferencia notable entre las amplitudes espectrales experimentales y las analíticas de modos superiores, lo cual nos condujo a considerar una fracción del amortiguamiento crítico de 3% para el segundo modo, obteniendo así resultados muy similares a lo experimental al analizar los espectros de Fourier.

Como un análisis adicional se procedió a estudiar el comportamiento de un sistema de 16 grados de libertad, correspondientes a la torre B,

pero únicamente a la parte que sobresale de la zona común. Para ello fue necesario obtener una constante de rigidez para el nivel Jardín, puesto que no se pueden considerar condiciones de empotramiento en este punto, también se consideró la masa proporcional a dicho nivel. El análisis se realizó tomando una fracción del amortiguamiento crítico de 1% para el primer modo y de 3% para el segundo. El objetivo de esta prueba fue el poder determinar si al momento de efectuar un análisis de una estructura de este tipo es posible modelar la misma como una torre aislada con las constantes de rigidez y masa apropiadas.

Las figuras 62 y 63 muestran los acelerogramas registrados durante el sismo en los niveles Sótano, Jardín y Azotea, para las direcciones T y L respectivamente, para cada una de las señales se muestra el espectro de Fourier obtenido.

En la figura 64 se pueden apreciar las respuestas tanto analíticas como experimentales para el nivel Azotea; los modelos que se muestran son los de 32 grados de libertad, pero con distinta fracción del amortiguamiento crítico. Cada respuesta aparece con su espectro de Fourier correspondiente. Después de analizar los espectros obtenidos, se puede determinar que para el primer modo de vibrar todas las respuestas muestran gran similitud, mientras que para el segundo modo, el modelo que considera 1% de fracción de amortiguamiento crítico en éste presenta una amplitud que diverge totalmente de la experimental, en tanto el modelo que considera 3% para dicho modo se aproxima mucho al resultado experimental, quedando de manifiesto la presencia de un amortiguamiento superior para el segundo modo.

En la figura 65 se muestra la respuesta experimental y analítica para cada modelo de 32, 21 y 16 grados de libertad, todos ellos considerando una fracción del amortiguamiento crítico del 1% en el primer modo y de 3% para el segundo modo, para cada una de las gráficas de respuesta se muestra el espectro de Fourier correspondiente.

Aquí se puede comentar que todos los modelos presentan gran similitud en el primer modo y una buena aproximación a la respuesta para el segundo modo. En esta figura también se observa que la

Influencia que tiene la torre 2 sobre la torre B es muy pequeña, dada la gran similitud entre los espectros de Fourier de los modelos que consideran 21 y 32 grados de libertad. Los resultados también muestran que sí es posible modelar la torre como un sistema de 16 GDL, siempre y cuando se realicen las mismas consideraciones de masa y rigidez.

En la figura 66 aparecen la respuesta experimental y analítica en el nivel Jardín; las analíticas se obtuvieron en base a los modelos de 21 y 32 grados de libertad con una fracción del amortiguamiento crítico del 1% para el primer modo y de 3% para el segundo. Se aprecia similitud entre los resultados analíticos y experimentales, pero la variación que se aprecia es mayor que lo observado en Azotea; también aquí se observa la pequeña influencia entre torres, pues las gráficas de los modelos difieren muy poco.

La figura 67 muestra las funciones de transferencia obtenidas experimental y analíticamente, en base a los espectros de Fourier correspondientes. La respuesta analítica está basada en el modelo de 32 grados de libertad con fracciones del amortiguamiento crítico del 1 y 3%. En esta gráfica se ve claramente el gran grado de aproximación en las funciones de transferencia entre Azotea y Sótano, para la función Jardín-Sótano la aproximación es buena pero ya diverge un poco, mientras que la Azotea-Jardín arroja una considerable diferencia, lo cual indica que hay más por estudiar, a pesar de que se ha llegado a un buen nivel de aproximación.

El hecho de que no se haya buscado una mayor aproximación en los modelos se debe a que este análisis tiene por objeto el sensibilizarnos respecto al problema de participación de modos superiores que estamos tratando, como se dijo antes, se trata de un análisis preliminar, el cual continuará, aplicando técnicas tanto experimentales como analíticas, en estas últimas se encuentra la de identificación de sistemas.

En la figura 68 se pueden observar las funciones de transferencia obtenidas experimentalmente para los tres niveles en estudio en las direcciones T y L. Aquí se ve que las funciones son muy similares para las dos direcciones, en cuanto a amplitud y frecuencias.

Por último en las figuras 69 y 70 se presentan los espectros de Fourier y las funciones de transferencia correspondientes a las pruebas de vibración ambiental para la torre B, tanto para la dirección T como para la L, debe recordarse que los puntos de referencia aparecen en la figura 16 correspondiente a la ubicación de los sensores para las pruebas mencionadas. Esto tiene por objeto el poder comparar la respuesta sísmica con la respuesta ante sollicitaciones de carácter ambiental.

Tanto para la dirección T como para la L, las funciones de transferencia Azotea-Sótano obtenidas mediante vibración ambiental y registros sísmicos presentan un contorno muy similar, mientras tanto, en la función Jardín/Sótano se presentan diferencias muy notorias. Esto puede deberse a que en vibración ambiental la baja amplitud que se presenta en los niveles inferiores puede arrojar valores muy imprecisos, de tal forma que no presenta uniformidad en su gráfica.

CONCLUSIONES FINALES

En este trabajo se ha analizado la respuesta dinámica de un sistema estructural conformado por torres que se encuentran ligadas en sus niveles inferiores. El análisis consistió tanto de pruebas experimentales (vibración ambiental y registro sísmico) como de modelos analíticos (bidimensionales y tridimensionales).

Existe una buena correlación entre los resultados obtenidos mediante vibración ambiental y los obtenidos en base a registros sísmicos, sobre todo en la azotea del edificio, tanto en valores de frecuencia, como en las funciones de transferencia entre Azotea y Sótano; mientras que las funciones entre Jardín y Sótano divergen, probablemente por la mayor amplificación en niveles superiores para los dos tipos de prueba.

Se encontró que a pesar de que las torres A y B presentan un mayor número de niveles que las torres 1 y 2, las frecuencias obtenidas para estas últimas son menores que las correspondientes a las torres A y B, esto se debe al tipo de estructuración que presentan, dado que las torres 1 y 2 presentan mayor flexibilidad al estar estructuradas en base a columnas y losa reticular.

Para la obtención de las características dinámicas experimentales es necesario apoyarse en los espectros de Fourier, funciones de transferencia, gráficas de coherencia y fase. De la correcta interpretación de esta información depende la precisión de los resultados.

Al comparar las propiedades dinámicas obtenidas experimentalmente y las obtenidas analíticamente se encontró que para el caso de los modelos bidimensionales se presenta una buena correlación tanto en frecuencias como en formas modales. En tanto, los modelos tridimensionales de las torres presentaron una mayor correlación mientras más alejados se encontraran de otras torres, siendo importante notar que para modos superiores esta correlación disminuye. Entre los factores más importantes que se presentan para el modelaje de las

torres se encuentran el acartelamiento, el módulo de elasticidad utilizado y la rigidez que aportan muros y rampas de escaleras.

Es necesario para lograr una buena correlación en los modelos bidimensionales el apoyarse en modelos tridimensionales para la obtención de las masas asociadas a cada nivel, ya que un análisis de áreas tributarias despreciaría la influencia de la rigidez de cada marco.

Después de haber analizado la respuesta sísmica de una de las torres del conjunto, se encontró que el amortiguamiento de la estructura en modos superiores es mayor que para el primer modo. Además se pudo observar que la influencia de la torre 2 en la respuesta de la B es muy pequeña, dada la distancia que las separa.

También se dedujo que las torres pueden modelarse como si se tratara de una estructura que nace en el último nivel de la zona común, siempre y cuando se considere una masa y rigidez proporcionales a los niveles que comprendan dicha zona.

Debido a que el análisis realizado es un análisis preliminar, se recomienda para obtener una correlación mayor apoyarse en la metodología de Identificación de Sistemas. Además podrían realizarse pruebas del concreto del conjunto con el objeto de determinar los módulos de elasticidad para cada tipo de concreto.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] DiJulio R, Lew M.
"Torsional Response of High-Rise Buildings", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 101, No. ST2, February 1975, pp 397-413
- [2] Robert L. Wiegel
"Earthquake Engineering", Prentice Hall, 1970, pp 127-146
- [3] Christopher R.
"California Building Strong Motion Earthquake Instrumentation Program", ASCE/EMD, Speciality Conference, Marzo 1978, Universidad de California, Los Angeles. pp 40-60
- [4] Muriá Vila D.
"Efectos de Interacción Suelo-Estructura en edificios de Mampostería", Memorias del Simposium Internacional de Seguridad Sísmica en la Vivienda Económica, CENAPRED-JICA, 25 AL 28 de septiembre de 1991
- [5] Clough R.W. y Penzien J.
"Dynamics of Structures", Editorial McGraw Hill 1982
- [6] Kawasumi H. y Shima E.
"Some Applications of a Correlector Engineering Problems", III WCEE, Vol. 2, Nueva Zelanda, 1965. pp II-298 a II-320
- [7] Trifunac M. C.
"Comparisons Between Ambient and Forced Vibration Experiments", CIT, Dep. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 1, January 1972. pp 133-150
- [8] Muriá Vila D., González Alcorta R. y Miranda Téllez A.
"Propiedades Dinámicas de las Estructuras Representativas de Edificios de la Ciudad de México Parte II", Instituto de Ingeniería UNAM. Abril 1989

- [9] "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo"
Gaceta oficial del Departamento del Distrito Federal. Noviembre
1987
- [10] Muriá Vila D., Miranda A. y Castillo E.
"Modificaciones del Dispositivo Experimental Para la Medición de
las Características Dinámicas de los Edificios", Instituto de
Ingeniería UNAM. Agosto 1988
- [11] Wilson E. y Habibullah A.
"SAP-90 : Structural Analysis Programs. A Series of Computer
Programs for the Static and Dynamic Finite Element Analysis of
Structures", Computers and Structures Inc. en Berkeley California.
Junio 1991
- [12] Maison B. y Neuss C.
"SUPER-ETABS". A Report to the National Science Foundation
Computers and Structures Inc. en Berkeley California, February
1985
- [13] Wilson E. y Habibullah A.
"ETABS : Three Dimensional Analysis of Building Systems",
Computers and Structures Inc. en Berkeley California, February
1989
- [14] Mendoza C. J., González A. y Fuentes A.
"Comportamiento del Concreto en Edificios Ante la Acción de los
Sismos". Proyectos 6705 y 6706. Instituto de Ingeniería UNAM.
Diciembre 1987
- [15] Wilson E.
"CAL-86": The CAL/SAP Development System, University of California
en Berkeley, August 1986
- [16] Bathe, K.J.
"Finite Element Procedures in Engineering Analysis". Prentice-Hall,
1982

[17] Newmark, N.M.

"A Method of Computation for Structural Dynamics", ASCE, Journal
of Engineering Mechanics Division, Vol. 85, 1959, pp 67-94

TORRE 1	Dirección T	Dirección L	R
MODO 1	0.73	0.86	0.63
MODO 2	2.58	2.97	-
MODO 3	4.22-4.45	5.16	-
TORRE 2	Dirección T	Dirección L	R
MODO 1	0.70	0.78	0.55
MODO 2	2.34	2.42	-
MODO 3	4.14-4.76	4.84	-
TORRE A	Dirección T	Dirección L	R
MODO 1	0.86	0.86	-
MODO 2	2.73	2.89	-
MODO 3	5.08	5.31	-
TORRE B	Dirección T	Dirección L	R
MODO 1	0.78	0.86	1.04
MODO 2	2.42	2.89	-
MODO 3	4.92-5.08	5.39	-

T=TRANSVERSAL
L=LONGITUDINAL
R=TORSION

TABLA 1. Frecuencias naturales de vibración obtenidas experimentalmente por vibración ambiental (Hz)

TORRE B	Dirección T	Dirección L	R
MODO 1	0.78-0.88	0.78-0.88	-
MODO 2	2.83	3.17-3.27	-
MODO 3	4.90-5.18	5.22-5.81	-

T=TRANSVERSAL
L=LONGITUDINAL
R=TORSION

TABLA 2. Frecuencias naturales de vibrar obtenidas de los registros sísmicos (Hz)

TORRE 1	Dirección T	Dirección L	R
MODO 1	0.72	1.10	-
MODO 2	2.15	3.24	-
MODO 3	3.70	5.81	-

TORRE 2	Dirección T	Dirección L	R
MODO 1	0.78	1.10	-
MODO 2	2.25	3.24	-
MODO 3	3.17	5.81	-

T=TRANSVERSAL
L=LONGITUDINAL
R=TORSION

TABLA 3. Frecuencias naturales de vibración obtenidas a partir de los modelos bidimensionales en el programa SAP-90 para las Torres 1 Y 2 (Hz)

TORRE A	Dirección T	Dirección L	R
MODO 1	0.82	-	-
MODO 2	2.46	-	-
MODO 3	4.40	-	-

TORRE B	Dirección T	Dirección L	R
MODO 1	0.88	-	-
MODO 2	2.57	-	-
MODO 3	4.62	-	-

T=TRANSVERSAL
L=LONGITUDINAL
R=TORSION

TABLA 4. Frecuencias naturales de vibración obtenidas a partir de los modelos bidimensionales en el programa SAP-90 para las Torres A Y B (Hz)

MODELO DE LA TORRE LIBRE			
TORRE B	Dirección T	Dirección L	R
MODO 1	0.55	0.63	0.76
MODO 2	1.65	2.03	2.28
MODO 3	3.02	4.18	4.26

MODELO DE LA TORRE EMPOTRADA			
TORRE B	Dirección T	Dirección L	R
MODO 1	0.87	0.93	0.76
MODO 2	2.54	3.20	2.28
MODO 3	4.75	7.12	4.26

T=TRANSVERSAL
L=LONGITUDINAL
R=TORSION

TABLA 5. Frecuencias naturales de vibración obtenidas mediante el programa SUPER-ETABS para la Torre B (Hz)

MODELO DE LA TORRE LIBRE			
TORRE 1	Dirección T	Dirección L	R
MODO 1	0.58	0.57	0.79
MODO 2	1.64	1.76	2.28
MODO 3	3.08	3.47	4.24

MODELO DE LA TORRE EMPOTRADA			
TORRE 1	Dirección T	Dirección L	R
MODO 1	0.92	0.98	0.72
MODO 2	2.96	2.84	2.08
MODO 3	5.76	4.85	4.09

T=TRANSVERSAL
L=LONGITUDINAL
R=ROTACION

TABLA 6. Frecuencias naturales de vibración obtenidas mediante el programa SUPER-ETABS para la Torre 1 (Hz)

TORRE B	Dirección T	Dirección L	R
MODO 1	0.82	0.97	1.20
MODO 2	2.06	2.37	2.75
MODO 3	3.39	4.63	6.83

TORRE 1	Dirección T	Dirección L	R
MODO 1	0.61	0.67	0.88
MODO 2	1.61	1.77	2.07
MODO 3	3.18	3.08	3.72

T=TRANSVERSAL
L=LONGITUDINAL
R=TORSION

Tabla 7. Frecuencias naturales de vibración obtenidas mediante el programa ETABS para las Torres B y 1 (Hz)

TORRE 1	EXPERIMENTAL		SUPER-ETABS		ETABS	SAP-90
	DIRECCION T	V. A.	SISMO	EMPOTRADA		
MODO 1	0.73	-	0.92	0.58	0.61	0.72
MODO 2	2.58	-	2.96	1.64	1.61	2.15
MODO 3	4.22-4.45	-	5.76	3.08	3.18	3.70
DIRECCION L	V. A.	SISMO	EMPOTRADA	LIBRE	ETABS	SAP-90
MODO 1	0.86	-	0.98	0.57	0.67	1.10
MODO 2	2.97	-	2.84	1.76	1.77	3.24
MODO 3	5.16	-	4.85	3.47	3.08	5.81
R	V. A.	SISMO	EMPOTRADA	LIBRE	ETABS	SAP-90
MODO 1	0.63	-	0.72	0.79	0.88	-
MODO 2	-	-	2.08	2.28	2.07	-
MODO 3	-	-	4.09	4.24	3.72	-

T=TRANSVERSAL
L=LONGITUDINAL
R=TORSION

TABLA 8. Tabla comparativa de las frecuencias naturales de vibración obtenidas tanto experimentalmente como con los diversos modelos analizados para la Torre 1 (Hz)

TORRE 2	EXPERIMENTAL		SUPER-ETABS		ETABS	SAP-90
	DIRECCION T	V. A.	SISMO	EMPOTRADA		
MODO 1	0.70	-	0.92	0.58	0.61	0.78
MODO 2	2.34	-	2.96	1.64	1.61	2.25
MODO 3	4.14-4.76	-	5.76	3.08	3.18	3.17
DIRECCION L	V. A.	SISMO	EMPOTRADA	LIBRE	ETABS	SAP-90
MODO 1	0.78	-	0.98	0.57	0.67	1.10
MODO 2	2.42	-	2.84	1.76	1.77	3.24
MODO 3	4.84	-	4.85	3.47	3.08	5.81
R	V. A.	SISMO	EMPOTRADA	LIBRE	ETABS	SAP-90
MODO 1	0.55	-	0.72	0.79	0.88	-
MODO 2	-	-	2.08	2.28	2.07	-
MODO 3	-	-	4.09	4.24	3.72	-

T=TRANSVERSAL
L=LONGITUDINAL
R=ROTACION

TABLE 9. Tabla comparativa de las frecuencias naturales de vibración obtenidas tanto experimentalmente como con los diversos modelos analizados para la Torre 2 (Hz)

TORRE A	EXPERIMENTAL		SUPER-ETABS		ETABS	SAP-90
	DIRECCION T	V. A.	SISMO	EMPOTRADA		
MODO 1	0.86	-	0.87	0.55	0.82	0.82
MODO 2	2.73	-	2.54	1.65	2.06	2.46
MODO 3	5.08	-	4.75	3.02	3.39	4.40
DIRECCION L	V. A.	SISMO	EMPOTRADA	LIBRE	ETABS	SAP-90
MODO 1	0.86	-	0.93	0.63	0.97	-
MODO 2	2.89	-	3.20	2.03	2.37	-
MODO 3	5.31	-	7.12	4.18	4.63	-
R	V. A.	SISMO	EMPOTRADA	LIBRE	ETABS	SAP-90
MODO 1	-	-	0.76	0.76	1.20	-
MODO 2	-	-	2.28	2.28	2.75	-
MODO 3	-	-	4.26	4.26	6.83	-

T=TRANSVERSAL
L=LONGITUDINAL
R=TORSION

TABLA 10. Tabla comparativa de las frecuencias naturales de vibración obtenidas tanto experimentalmente como con los diversos modelos analizados para la Torre A (Hz)

TORRE B	EXPERIMENTAL		SUPER-ETABS		ETABS	SAP-90
	DIRECCION T	V. A.	SISMO	EMPOTRADA		
MODO 1	0.78	0.78-0.88	0.87	0.55	0.82	0.88
MODO 2	2.42	2.83	2.54	1.65	2.06	2.57
MODO 3	4.92-5.08	4.90-5.18	4.75	3.02	3.39	4.62
DIRECCION L	V. A.	SISMO	EMPOTRADA	LIBRE	ETABS	SAP-90
MODO 1	0.86	0.78-0.88	0.93	0.63	0.97	-
MODO 2	2.89	3.17-3.27	3.20	2.03	2.37	-
MODO 3	5.39	5.22-5.81	7.12	4.18	4.63	-
R	V. A.	SISMO	EMPOTRADA	LIBRE	ETABS	SAP-90
MODO 1	1.04	-	0.76	0.76	1.20	-
MODO 2	-	-	2.28	2.28	2.75	-
MODO 3	-	-	4.26	4.26	6.83	-

T=TRANSVERSAL
L=LONGITUDINAL
R=TORSION

TABLA 11. Tabla comparativa de las frecuencias naturales de vibración obtenidas tanto experimentalmente como con los diversos modelos analizados para la Torre B.

TORRE 1	MODELO CALIBRADO	MODELO SIN ACARTELAMIENTO	
SUPER ETABS			
EMPOTRADA	0.92	0.86	7.0%
LIBRE	0.58	0.54	7.4%
ETABS	0.61	0.55	10.9%
SAP90	0.72	0.65	10.8%

TORRE B	MODELO CALIBRADO	MODELO SIN ACARTELAMIENTO	
SUPER ETABS			
EMPOTRADA	0.87	0.87	0.0%
LIBRE	0.55	0.52	5.8%
ETABS	0.82	0.79	3.8%
SAP90	0.88	0.88	0.0%

TABLA 12. Modificación en el valor de la frecuencia fundamental en la dirección T al analizar los modelos sin considerar el acartelamiento para las Torres 1 y B.

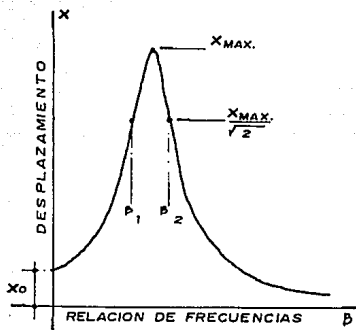


FIGURA 1 Curva de resonancia

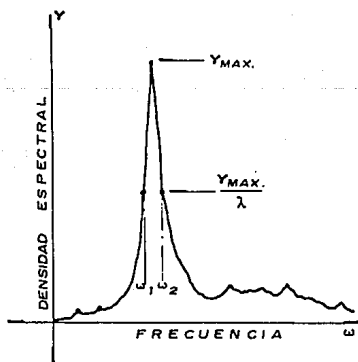


FIGURA 2 Espectro de potencia

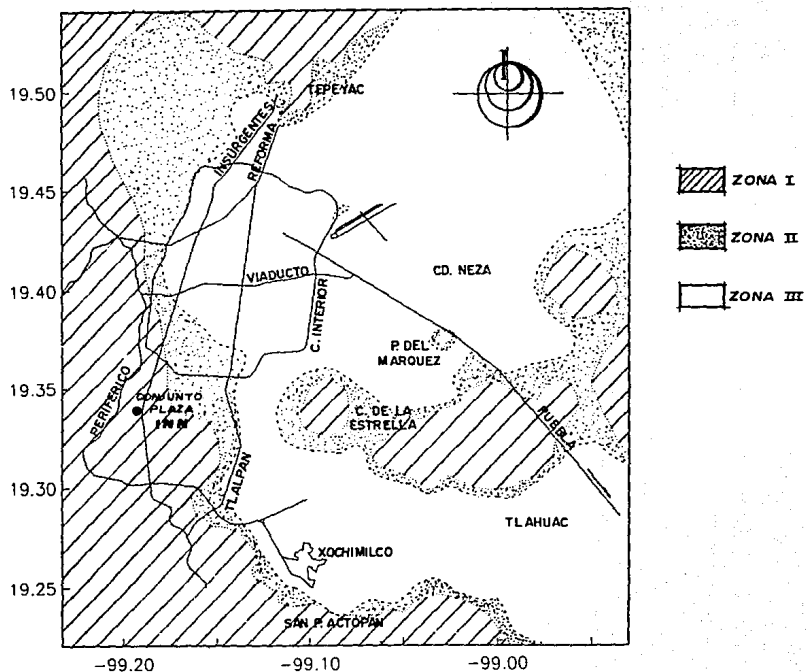


FIGURA 3 Ubicación geotécnica del conjunto Plaza Inn

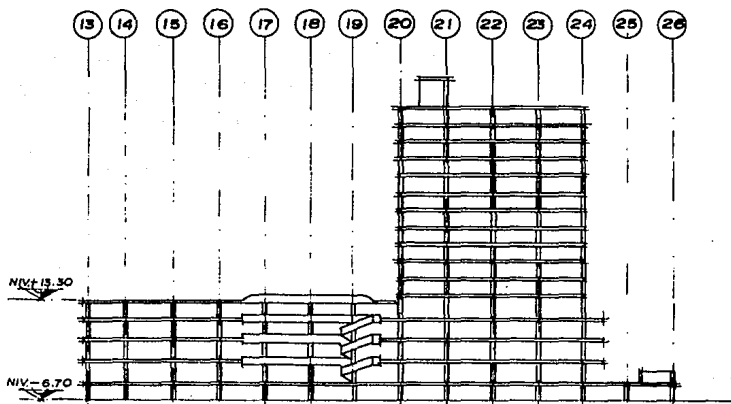
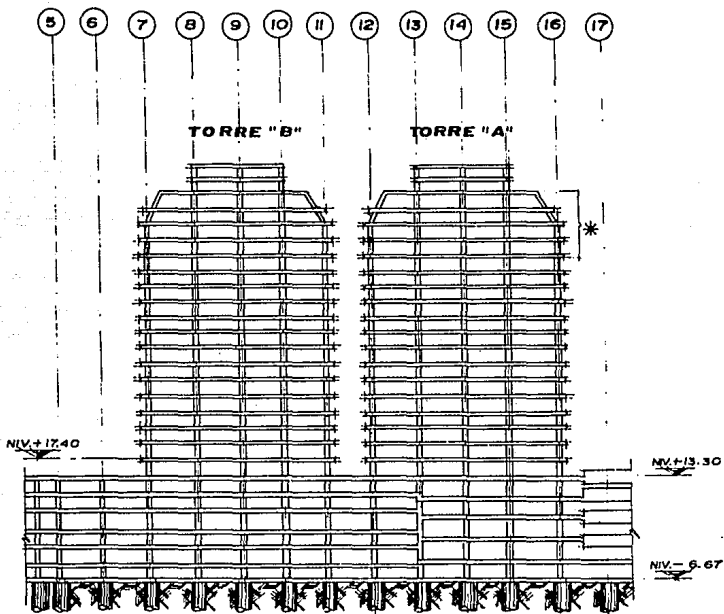


FIGURA 4 Corte esquemático de torres 1 y 2



CORTE ESQUEMATICO
(TORRE A Y B)

* PROYECTO ORIGINAL TORRES "A" Y "B" (SE REDUJERON CINCO NIVELES EN EL PROYECTO DEFINITIVO).

FIGURA 5 Corte esquemático de torres A y B

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

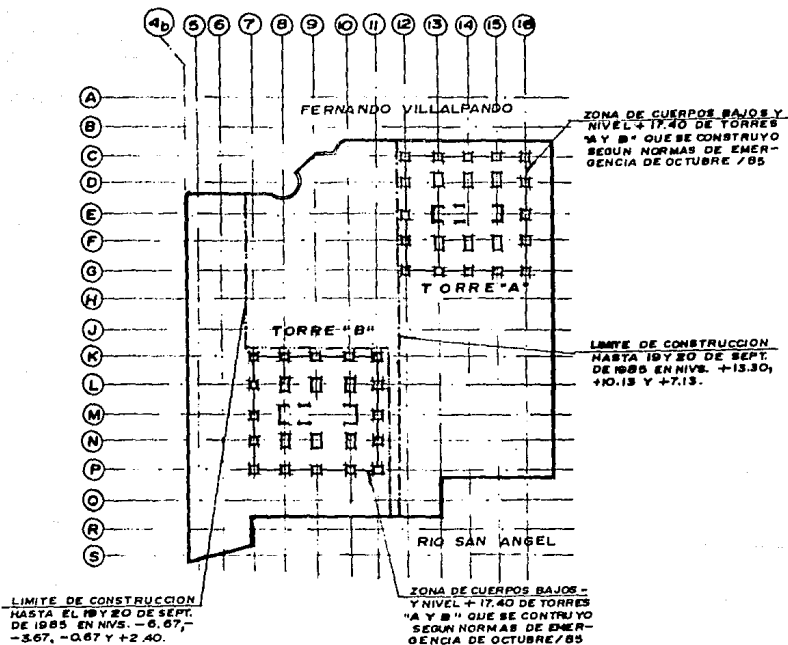


FIGURA 6 Avance en la construcción antes de los sismos de 1985 y de la publicación de las nuevas normas



FIGURA 7 Unión de losa reticular de zona común con muro perimetral

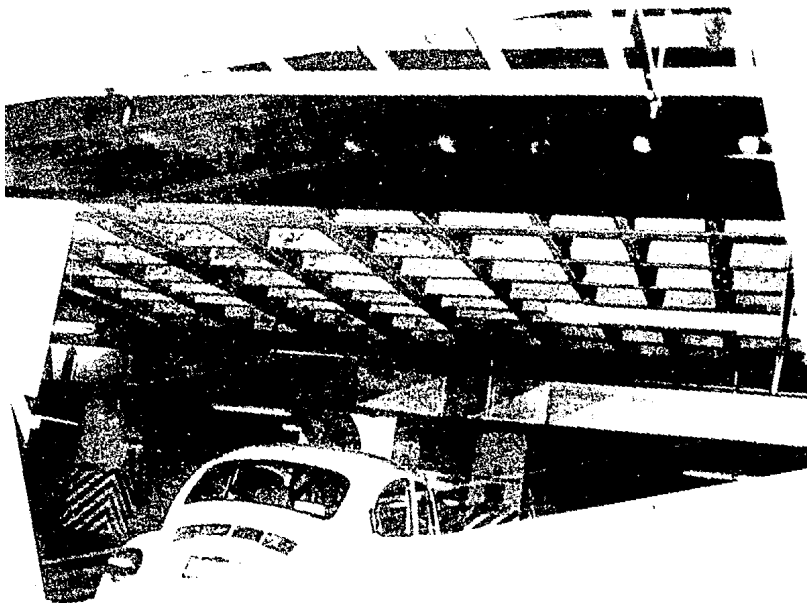


FIGURA 8 Losa reticular en estacionamiento (zona común)

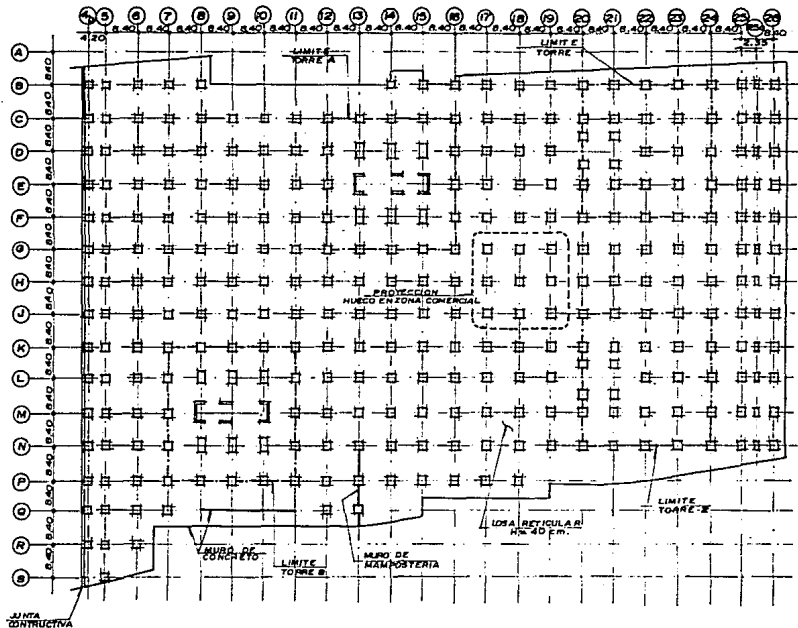


FIGURA 9 Estructuración conjunto Plaza Inn

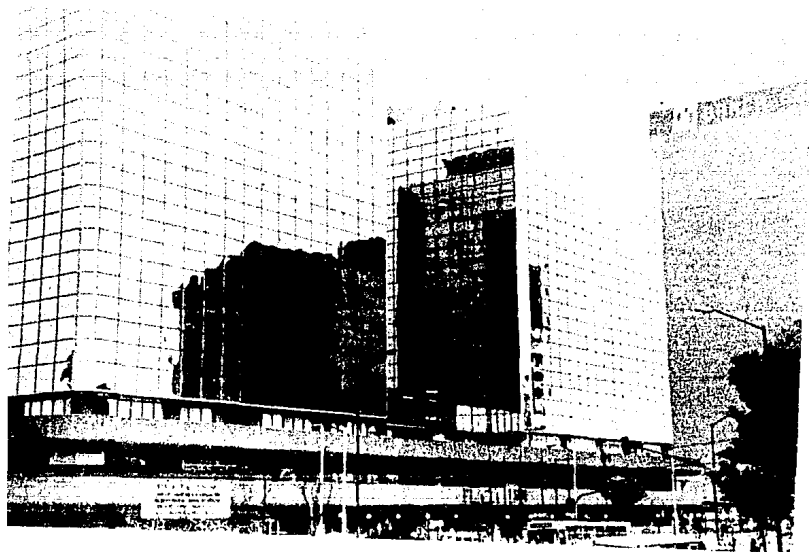


FIGURA 10 Torres 1 y 2 (Fachada Oriente)

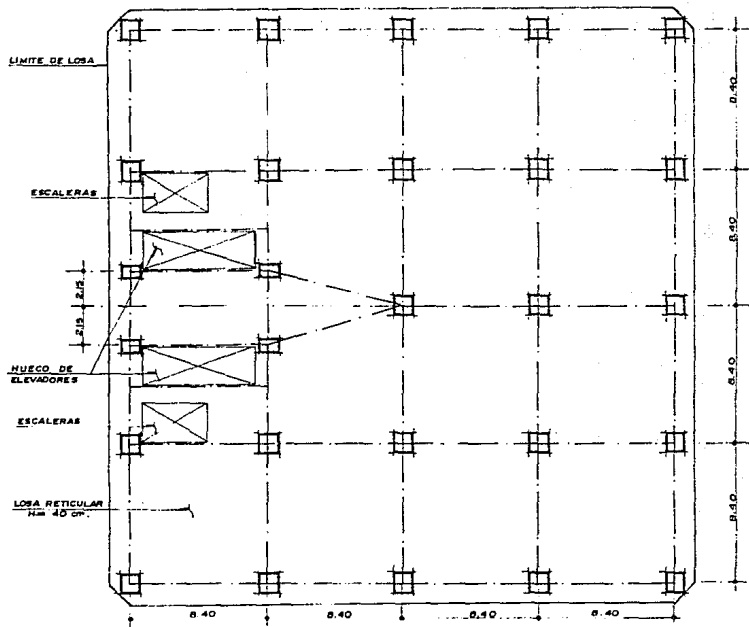


FIGURA 11 Estructuración de planta tipo de torres 1 y 2

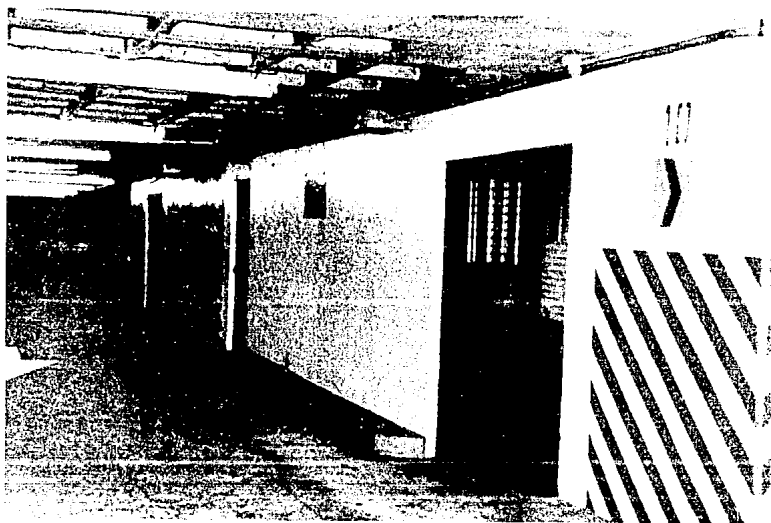


FIGURA 12 Muros de mampostería en zona de elevadores y escaleras,
torre 1



FIGURA 13 Torre B (Fachada Oriente)

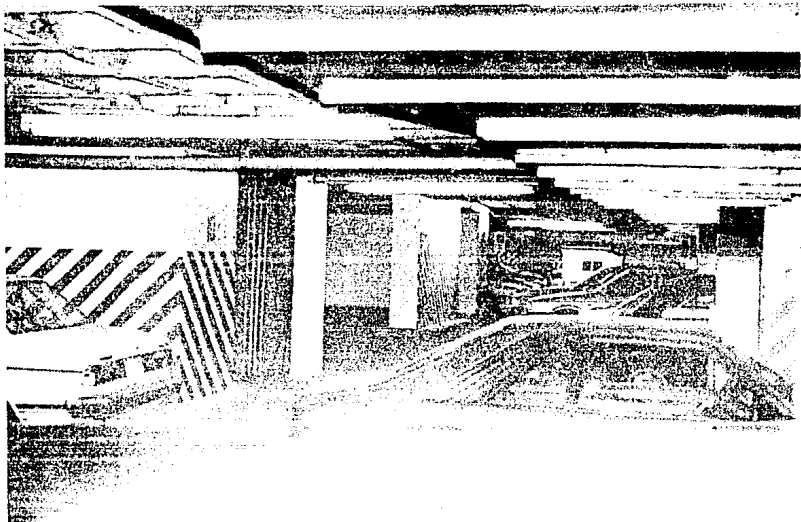
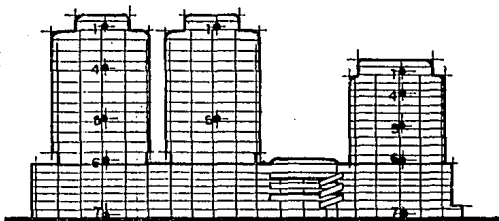


FIGURA 15 Muros en zona de elevadores y escaleras de torre B



◆ ACCELEROMETROS

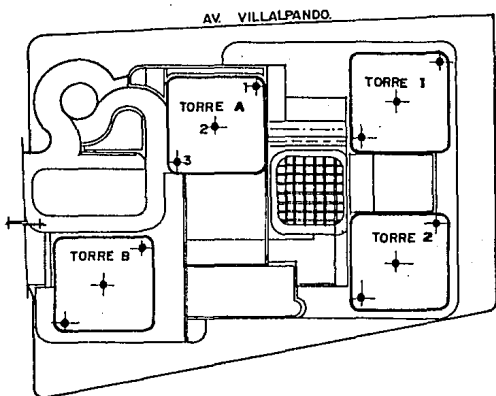


FIGURA 16 Planta y elevación del conjunto. Ubicación de acelerómetros

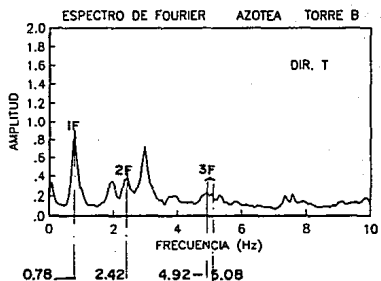
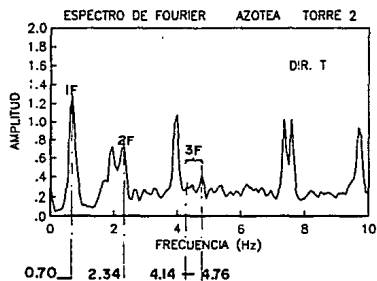
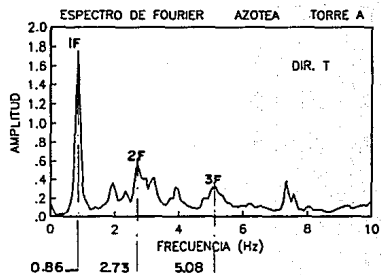
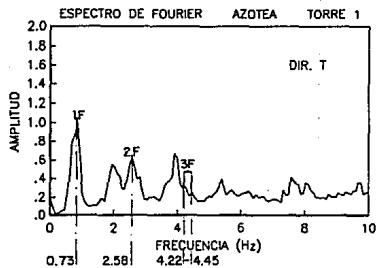


FIGURA 17 Espectros de Fourier de las señales captadas en la azotea de las torres en la dirección T

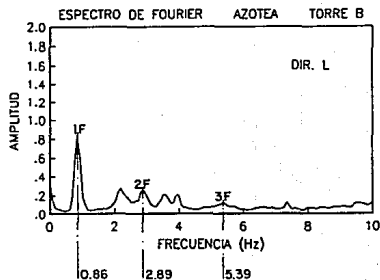
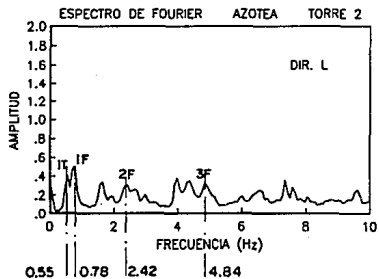
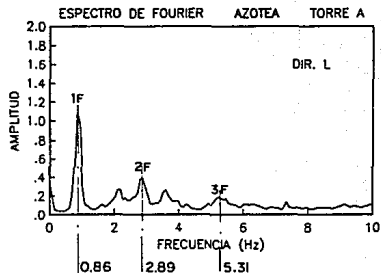
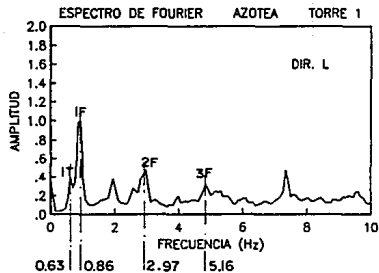
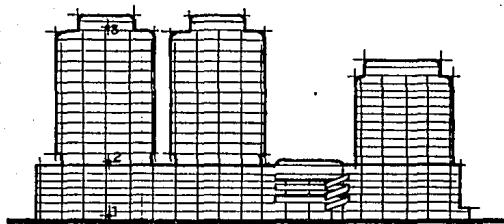


FIGURA 18 Espectros de Fourier de las señales captadas en la azotea de las torres en la dirección L



ACELEROGRAFOS

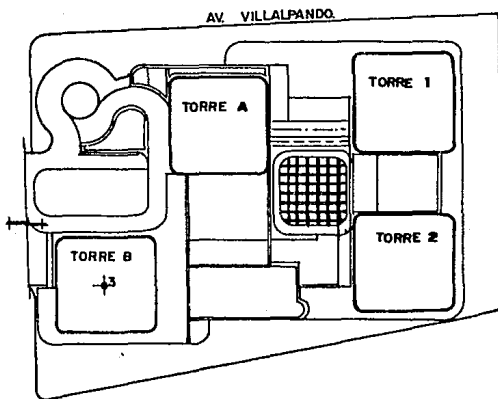


FIGURA 19 Ubicación de aparatos de registro sísmico en la torre B

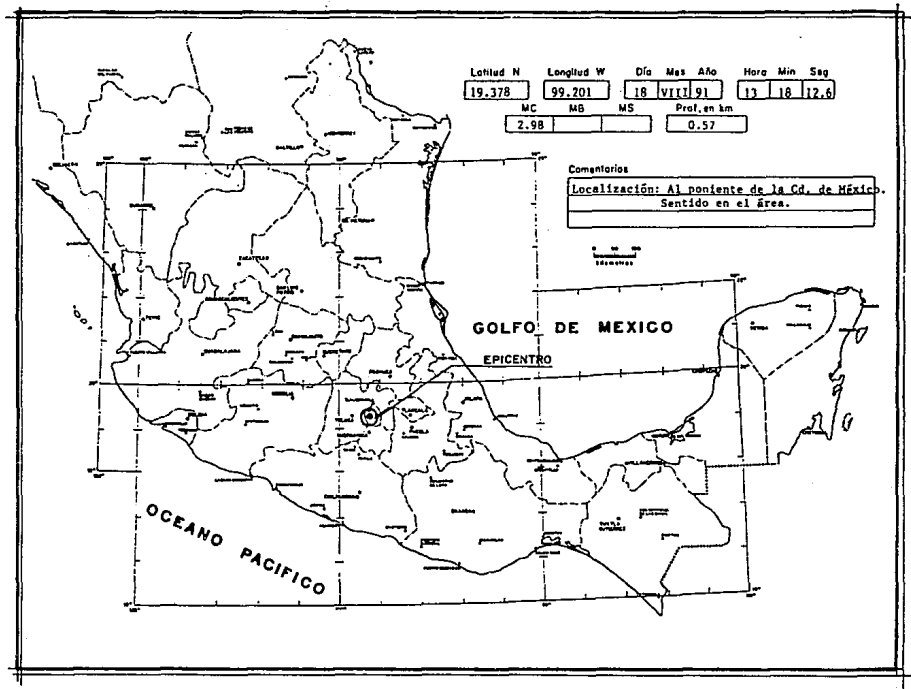


FIGURA 20 Localización epicentro sismo 18-Agosto-1991

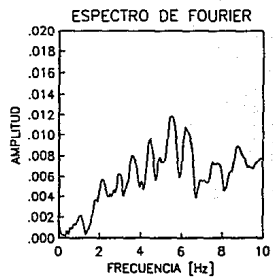
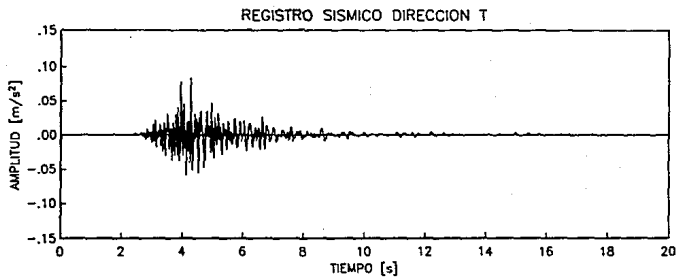
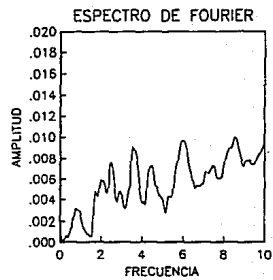
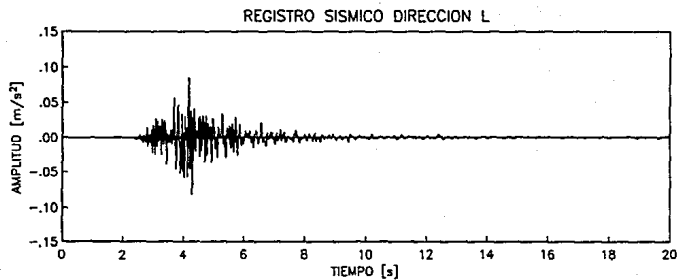


FIGURA 21 Acelerogramas del sismo del 18 de Agosto de 1991

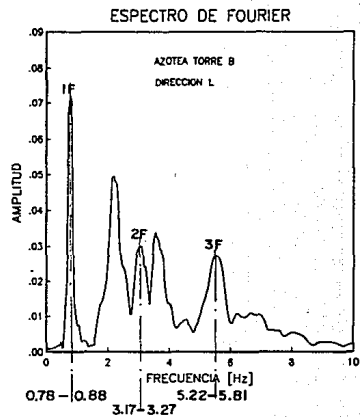
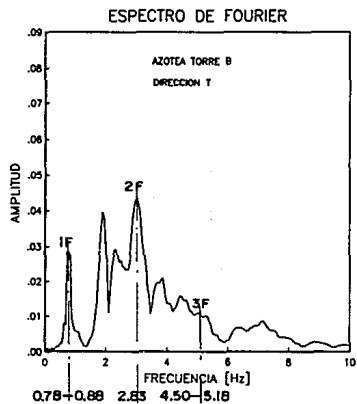


FIGURA 22 Espectros de Fourier de las señales captadas en la azotea de la torre B en las direcciones T y L

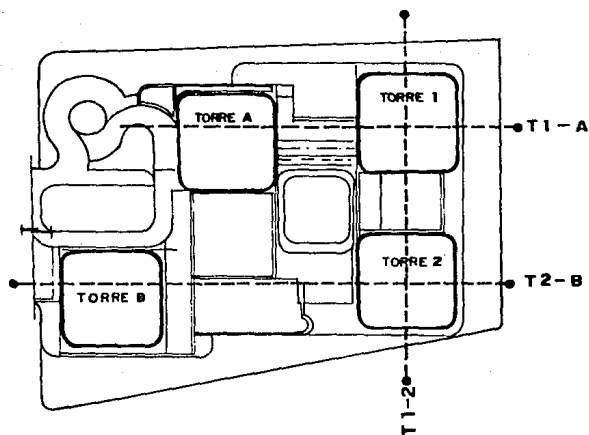


FIGURA 23 Localización de marcos planos considerados en los análisis

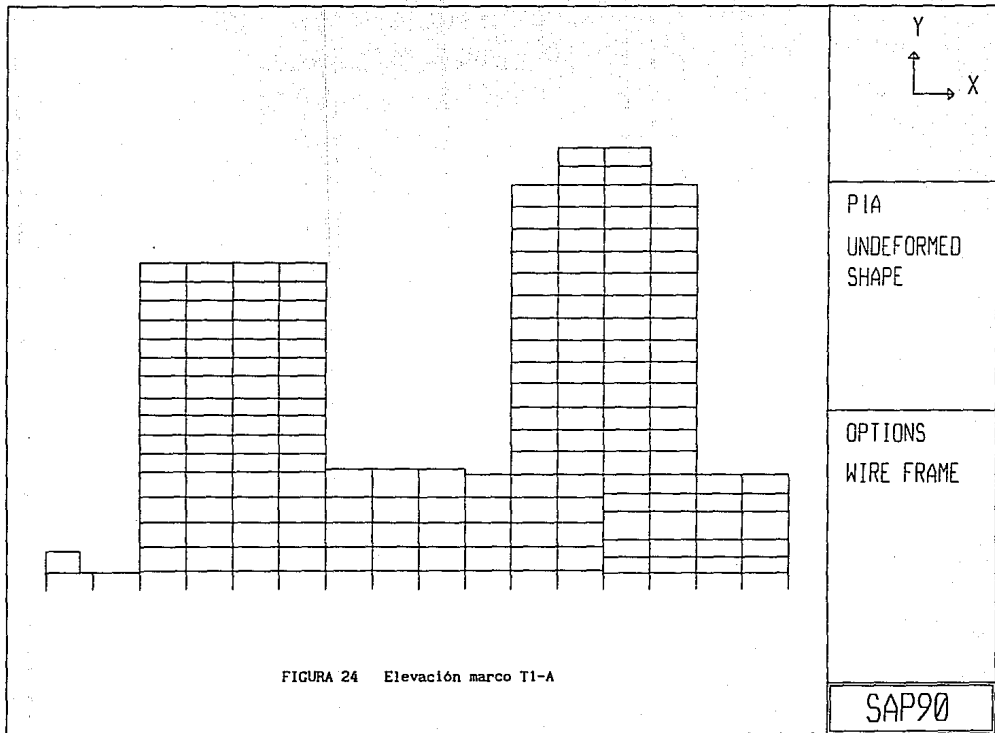
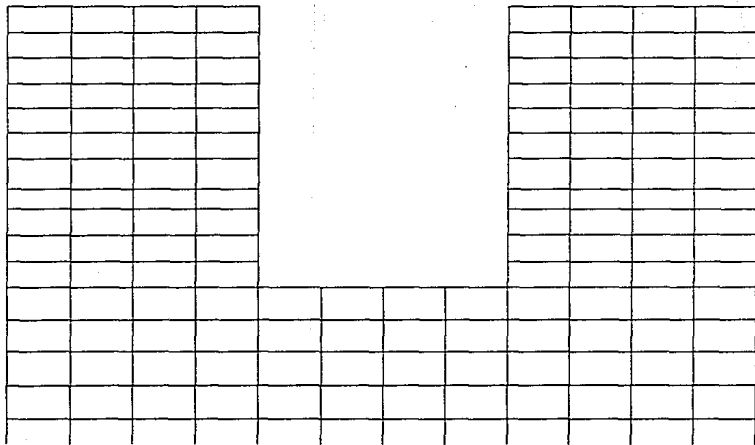


FIGURA 24 Elevación marco T1-A



P21
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
WIRE FRAME

FIGURA 25 Elevación marco T1-2

SAP90

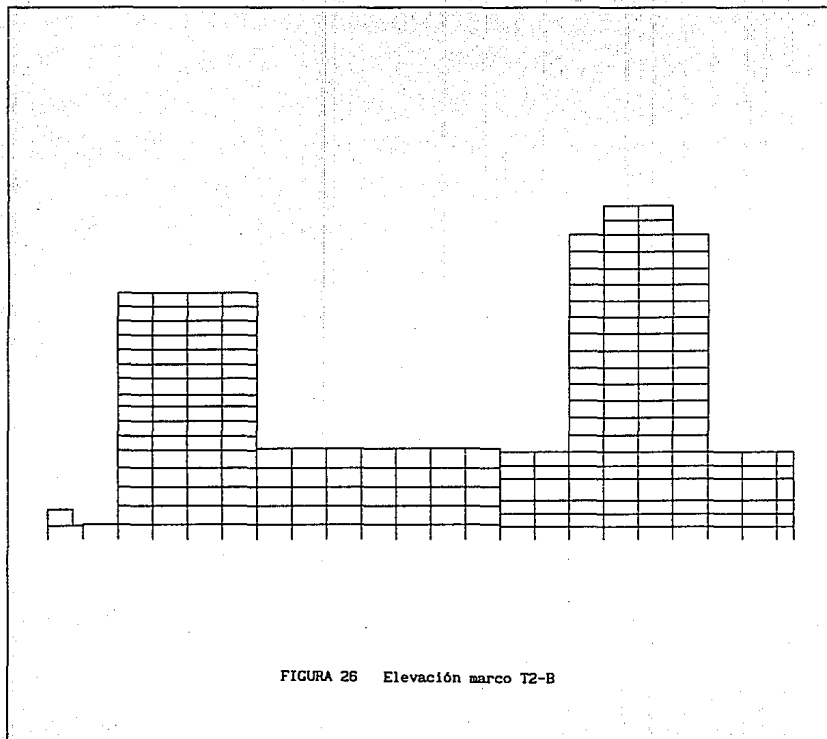


FIGURA 26 Elevación marco T2-B



P2B
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
WIRE FRAME

SAP90

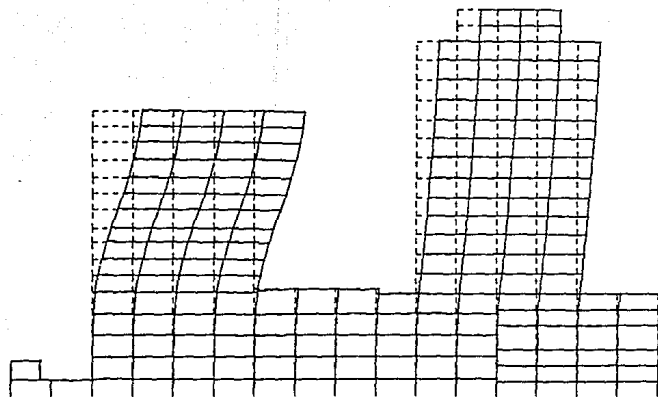


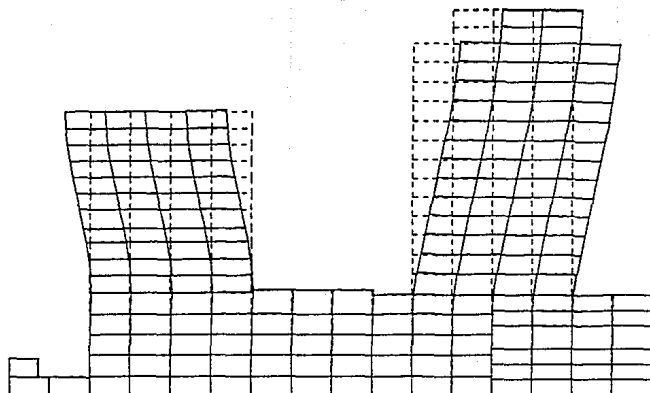
FIGURA 27 Marco T1-A. Configuración modal primer modo



PIA
 MODE
 SHAPE
 MODE 1

MINIMA
 X 0.0000E+00
 Y -0.2839E-02
 Z 0.0000E+00
 MAXIMA
 X 0.8870E-01
 Y 0.1936E-02
 Z 0.0000E+00

SAP90

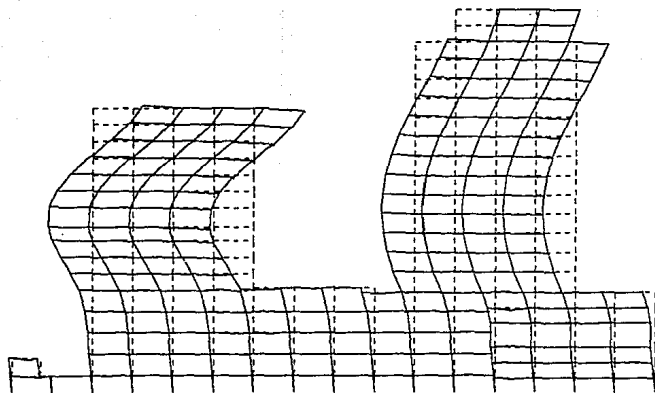


PIA
 MODE
 SHAPE
 MODE 2

MINIMA
 X-0.4697E-01
 Y-0.3134E-02
 Z 0.0000E+00
 MAXIMA
 X 0.9075E-01
 Y 0.3102E-02
 Z 0.0000E+00

FIGURA 28 Marco T1-A. Configuración modal segundo modo

SAP90



PIA
 MODE
 SHAPE
 MODE 3

MINIMA
 X -0.6705E-01
 Y -0.4723E-02
 Z 0.0000E+00
 MAXIMA
 X 0.7498E-01
 Y 0.4081E-02
 Z 0.0000E+00

FIGURA 29 Marco T1-A. Configuración modal tercer modo

SAP90

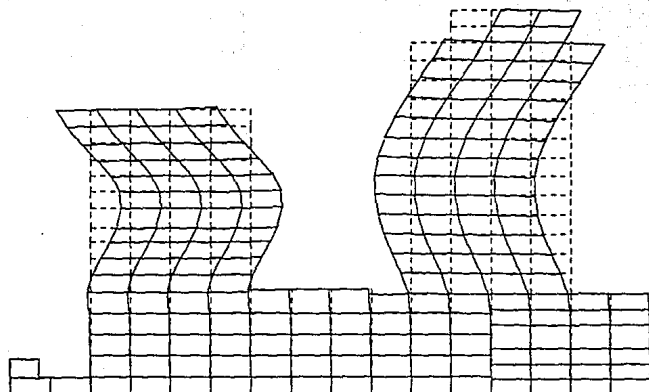


FIGURA 30 Marco T1-A. Configuración modal cuarto modo

PIA	
MODE	
SHAPE	
MODE	4
MINIMA	
X	-0.6821E-01
Y	-0.4992E-02
Z	0.0000E+00
MAXIMA	
X	0.9247E-01
Y	0.4918E-02
Z	0.0000E+00
SAP90	

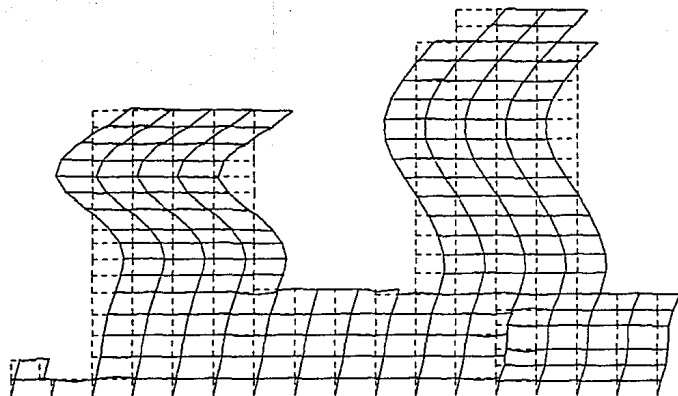


FIGURA 31 Marco T1-A. Configuración modal quinto modo



PIA
 MODE
 SHAPE
 MODE 5

MINIMA
 X -0.6099E-01
 Y -0.2925E-02
 Z 0.0000E+00
 MAXIMA
 X 0.8314E-01
 Y 0.3281E-02
 Z 0.0000E+00

SAP90

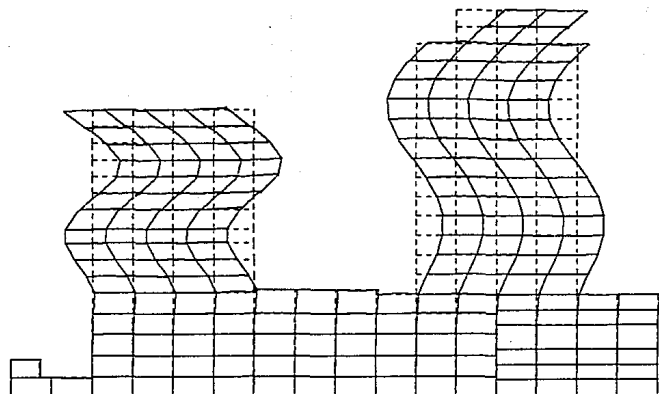


FIGURA 32 Marco T1-A. Configuración modal sexto modo



PIA
 MODE
 SHAPE
 MODE 6

MINIMA
 X -0.6458E-01
 Y -0.3666E-02
 Z 0.0000E+00
 MAXIMA
 X 0.1102E+00
 Y 0.4301E-02
 Z 0.0000E+00

SAP90

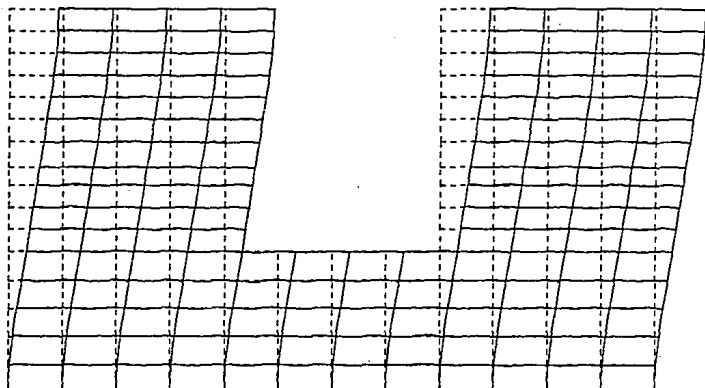


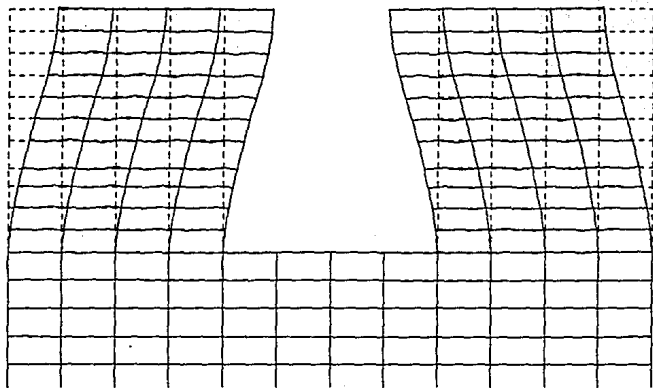
FIGURA 33 Marco T1-2. Configuración modal primer modo



P21
 MODE
 SHAPE
 MODE 1

MINIMA
 X 0.0000E+00
 Y -0.1232E-02
 Z 0.0000E+00
 MAXIMA
 X 0.8657E-01
 Y 0.1226E-02
 Z 0.0000E+00

SAP90



P21

MODE
SHAPE

MODE

2

MINIMA

X-0.1107E+00

Y-0.2175E-02

Z 0.0000E+00

MAXIMA

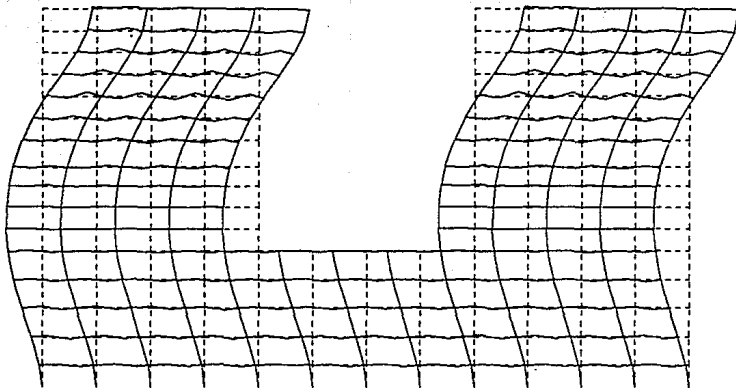
X 0.1102E+00

Y 0.2188E-02

Z 0.0000E+00

FIGURA 34 Marco T1-2. Configuración modal segundo modo

SAP90

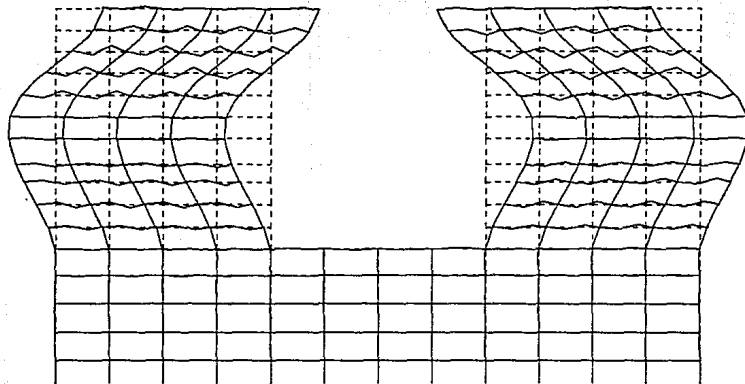


P21
 MODE
 SHAPE
 MODE 3

MINIMA
 X-0.6488E-01
 Y-0.3131E-02
 Z 0.0000E+00
 MAXIMA
 X 0.9040E-01
 Y 0.3173E-02
 Z 0.0000E+00

FIGURA 35 Marco T1-2. Configuración modal tercer modo

SAP90

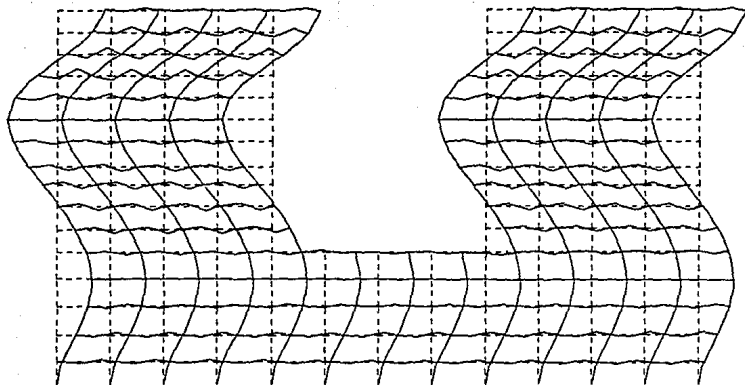


P21
 MODE
 SHAPE
 MODE 4

MINIMA
 X-0.1009E+00
 Y-0.3093E-02
 Z 0.0000E+00
 MAXIMA
 X 0.9706E-01
 Y 0.3077E-02
 Z 0.0000E+00

FIGURA 36 Marco T1-2. Configuración modal cuarto modo

SAP90

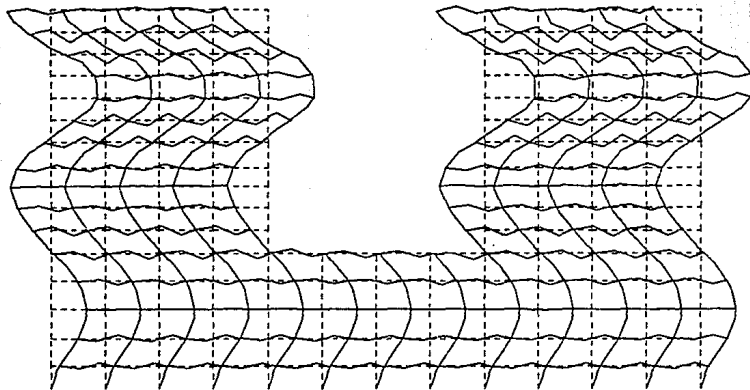


P21
 MODE
 SHAPE
 MODE 5

MINIMA
 X-0.8546E-01
 Y-0.1879E-02
 Z 0.0000E+00
 MAXIMA
 X 0.8183E-01
 Y 0.1943E-02
 Z 0.0000E+00

FIGURA 37 Marco T1-2. Configuración modal quinto modo

SAP90



P21
MODE
SHAPE
MODE 6

MINIMA
X -0.8214E-01
Y -0.3054E-02
Z 0.0000E+00
MAXIMA
X 0.8545E-01
Y 0.3374E-02
Z 0.0000E+00

FIGURA 38 Marco T1-2. Configuración modal sexto modo

SAP90

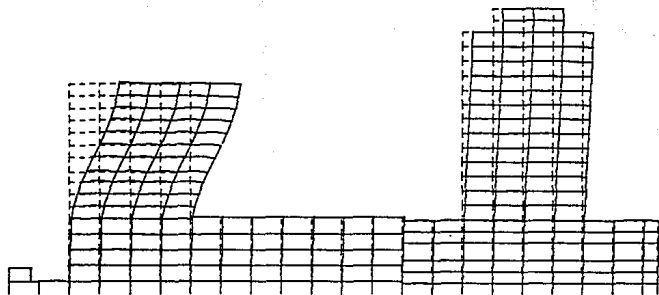


FIGURA 39 Marco T2-B. Configuración modal primer modo



P2B

MODE
SHAPE

MODE

1

MINIMA

X 0.0000E+00

Y -0.1872E-02

Z 0.0000E+00

MAXIMA

X 0.9857E-01

Y 0.2274E-02

Z 0.0000E+00

SAP90

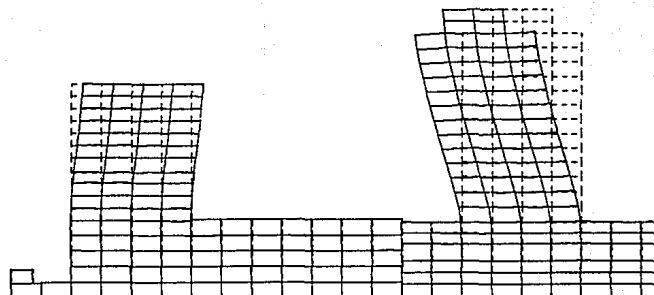


FIGURA 40 Marco T2-B. Configuración modal segundo modo



P2B
 MODE
 SHAPE
 MODE 2

MINIMA
 X-0.1024E+00
 Y-0.3635E-02
 Z 0.0000E+00
 MAXIMA
 X 0.2275E-01
 Y 0.3617E-02
 Z 0.0000E+00

SAP90

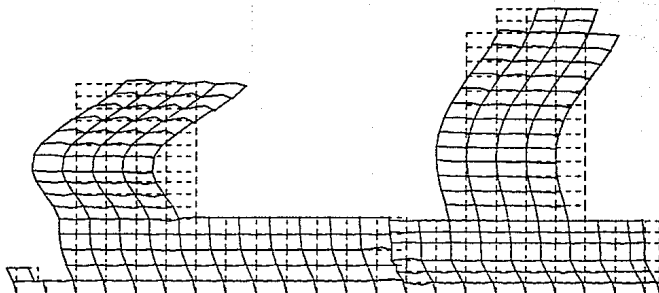


FIGURA 41 Marco T2-B. Configuración modal tercer modo



P2B
 MODE
 SHAPE
 MODE 3

MINIMA
 X -0.6272E-01
 Y -0.3865E-02
 Z 0.0000E+00
 MAXIMA
 X 0.7057E-01
 Y 0.3816E-02
 Z 0.0000E+00

SAP90

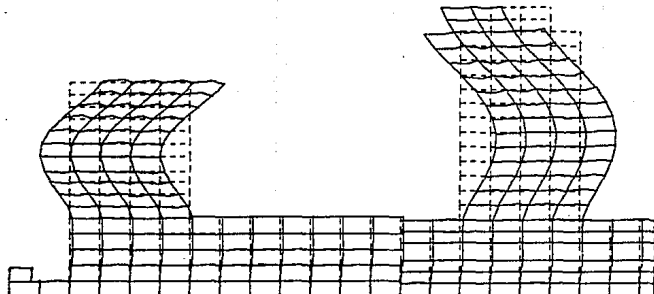


FIGURA 42 Marco T2-B. Configuración modal cuarto modo



P2B
 MODE
 SHAPE
 MODE 4

MINIMA
 X-0.9608E-01
 Y-0.5311E-02
 Z 0.0000E+00
 MAXIMA
 X 0.6933E-01
 Y 0.5323E-02
 Z 0.0000E+00

SAP90

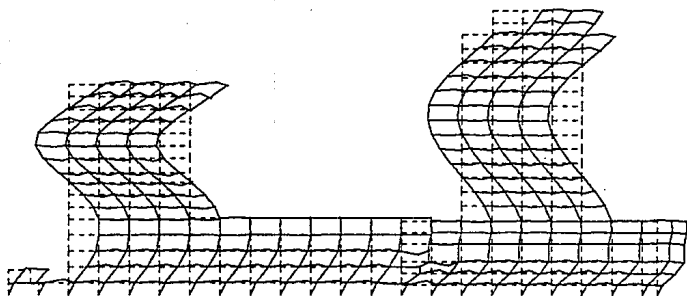


FIGURA 43 Marco T2-B. Configuración modal quinto modo



P2B
 MODE
 SHAPE
 MODE 5

MINIMA
 X -0.4523E-01
 Y -0.2116E-02
 Z 0.0000E+00
 MAXIMA
 X 0.6560E-01
 Y 0.2170E-02
 Z 0.0000E+00

SAP90

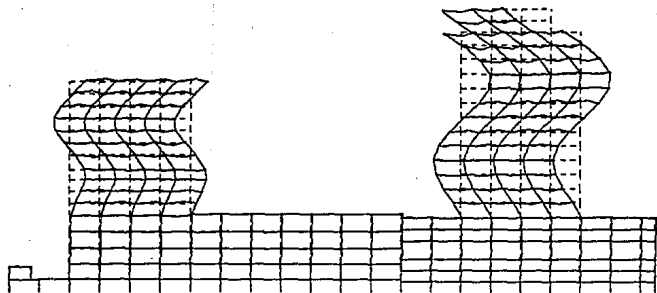


FIGURA 44 Marco T2-B. Configuración modal sexto modo



P2B

MODE
SHAPE

MODE 6

MINIMA

X -0.1370E+00

Y -0.3466E-02

Z 0.0000E+00

MAXIMA

X 0.8051E-01

Y 0.3452E-02

Z 0.0000E+00

SAP90

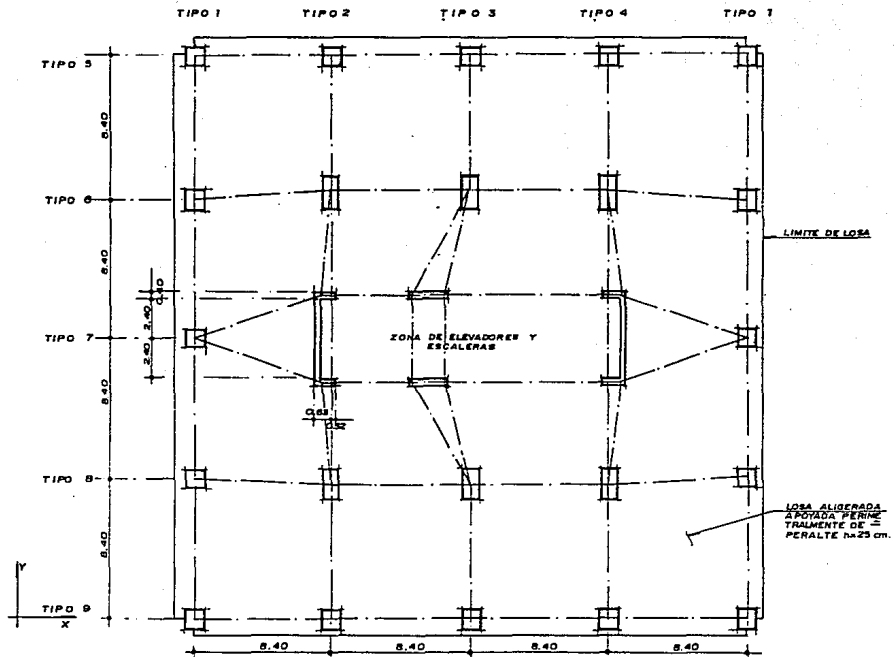


FIGURA 45 Identificación de marcos tipo para el análisis tridimensional de la torre B en SUPER-ETABS

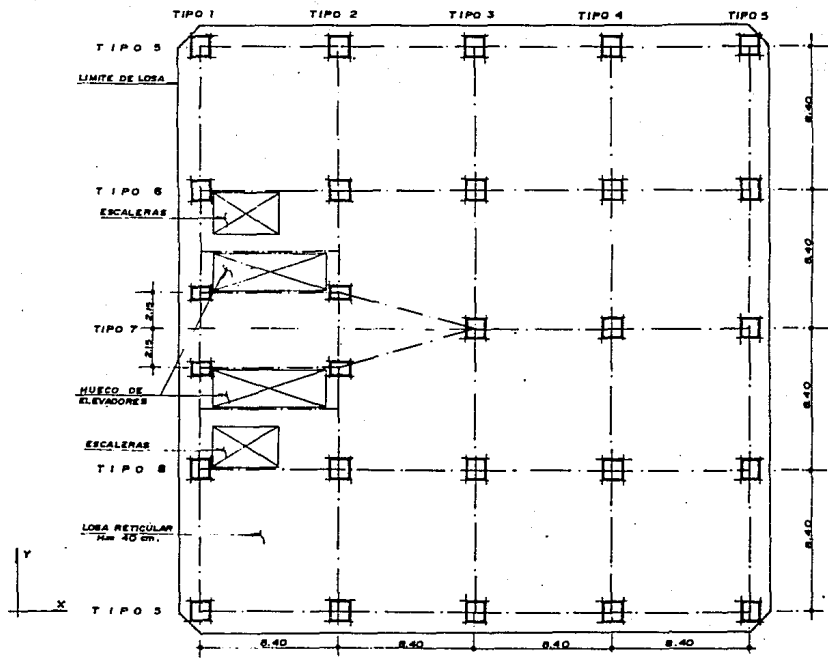


FIGURA 45 Identificación de marcos tipo para el análisis tridimensional de la torre 1 en SUPER-ETABS

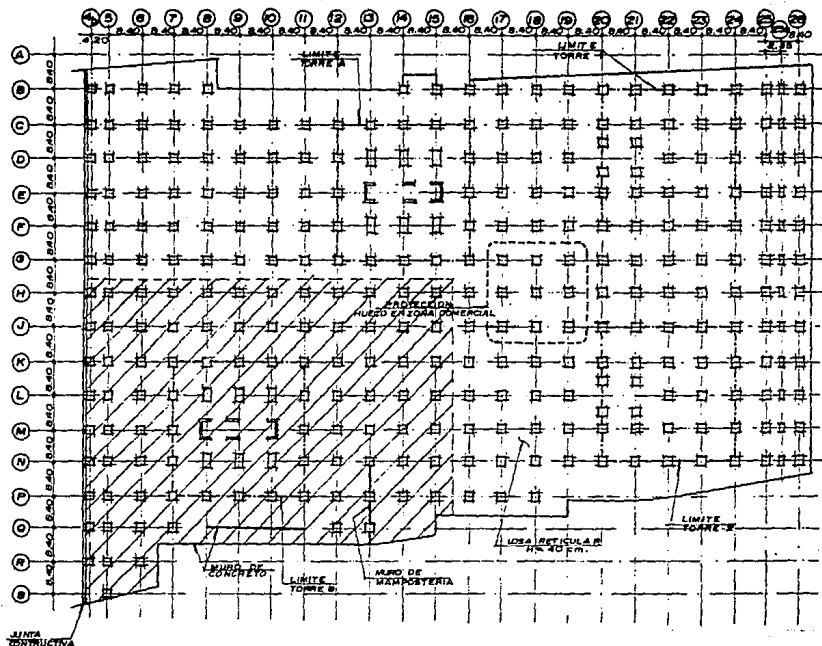
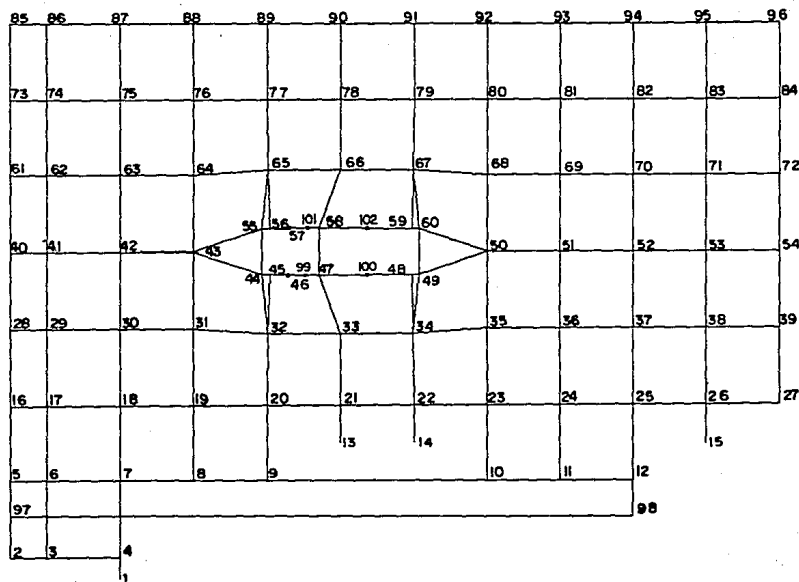


FIGURA 47 Zona seleccionada para el análisis tridimensional de la torre B en ETABS



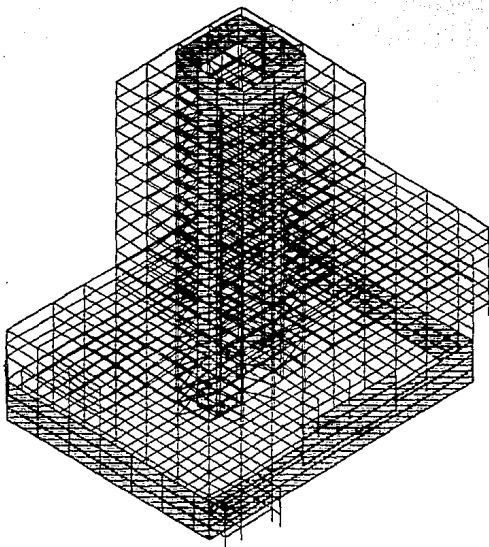
TB.PST
UNDEFORMED
SHAPE

TOP 21
BOT 1

OPTIONS
WIRE FRAME

FIGURA 48 Planta de columnas torre B para el modelo en ETABS

ETABS



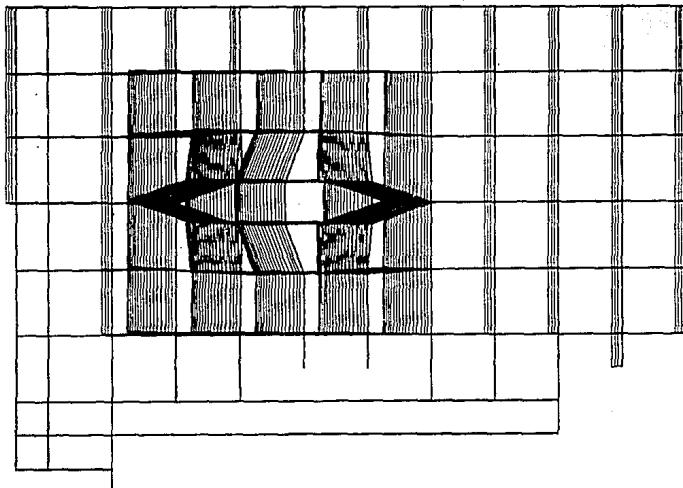
TB.PST
UNDEFORMED
SHAPE

TOP 21
BOT 1

OPTIONS
HIDDEN LINES

FIGURA 49 Modelo tridimensional torre B en el programa ETABS

ETABS



TB.PST

MODE
SHAPE

MODE 1

TOP 21
BOT 1

MINIMA

X-0.4118E-01

Y-0.2148E-03

Z-0.1683E-02

MAXIMA

X-0.5286E-04

Y 0.2522E-02

Z 0.1472E-02

FIGURA 50 Configuración modal en planta de torre B primer modo tridimensional

ETABS

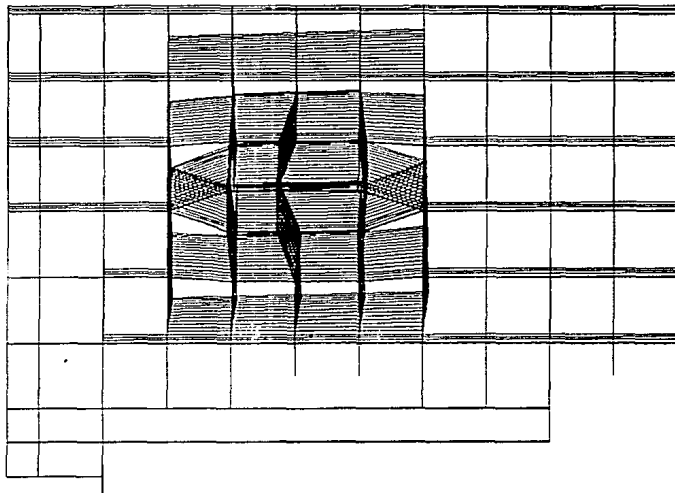


FIGURA 51 Configuración modal en planta de torre B segundo modo tridimensional



TB.PST

MODE
SHAPE

MODE 2

TOP 21
BOT 1

MINIMA

X-0.6165E-03

Y 0.7488E-04

Z-0.2020E-02

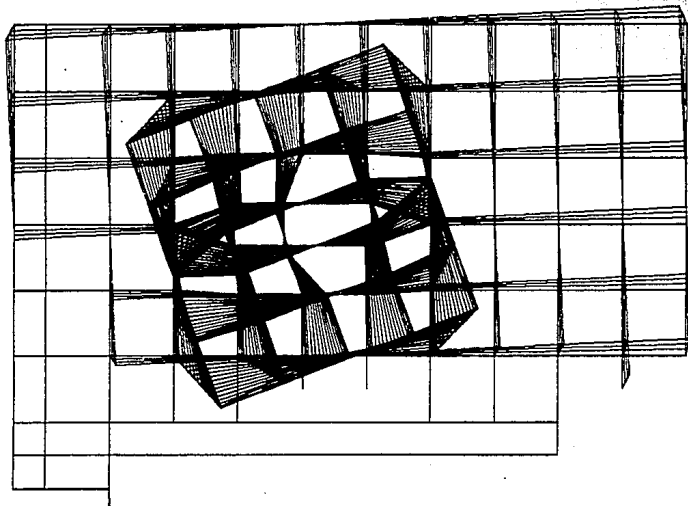
MAXIMA

X 0.4941E-02

Y 0.4434E-01

Z 0.2016E-02

ETABS



TB.PST

MODE
SHAPE

MODE 3

TOP 21
BOT 1

MINIMA

X-0.5285E-01

Y-0.5432E-01

Z-0.1662E-02

MAXIMA

X 0.5137E-01

Y 0.4991E-01

Z 0.1651E-02

ETABS

FIGURA 52 Configuración modal en planta de torre B tercer modo tridimensional

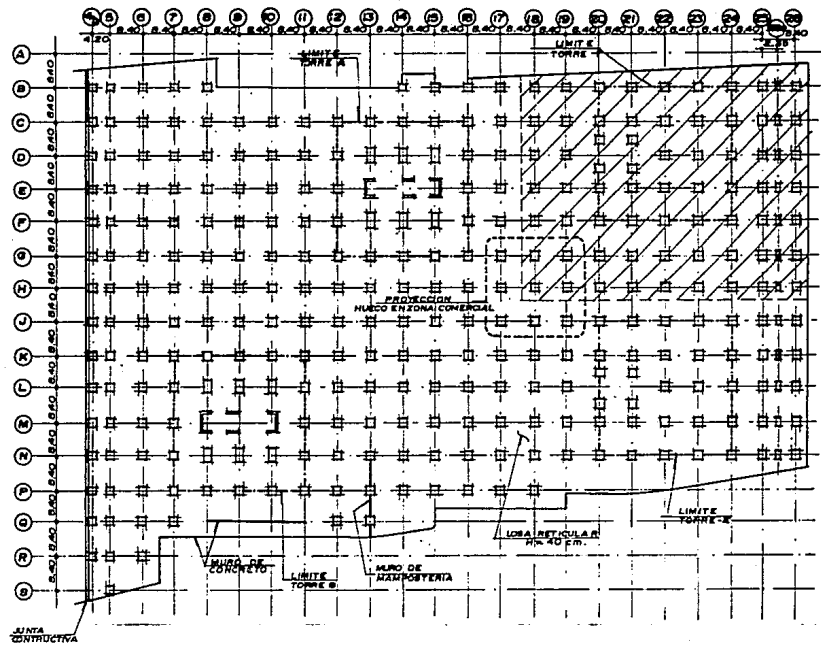
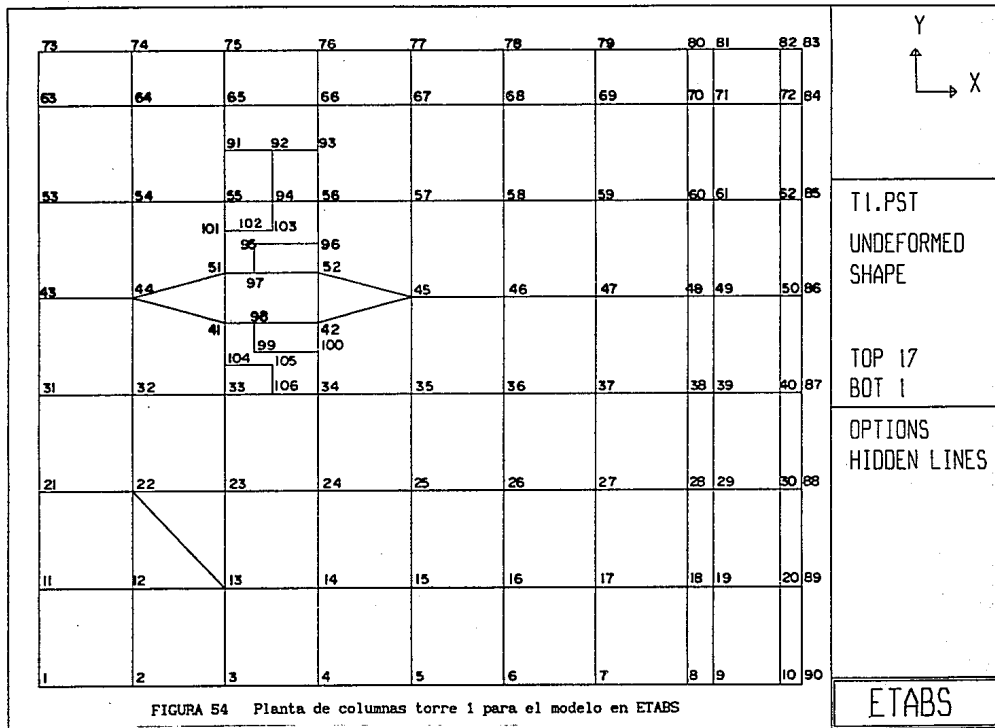
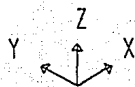
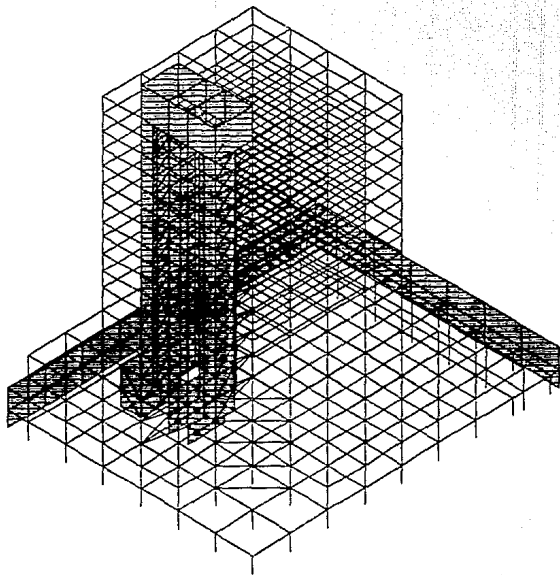


FIGURA 53 Zona seleccionada para el análisis tridimensional de la torre 1 en ETABS





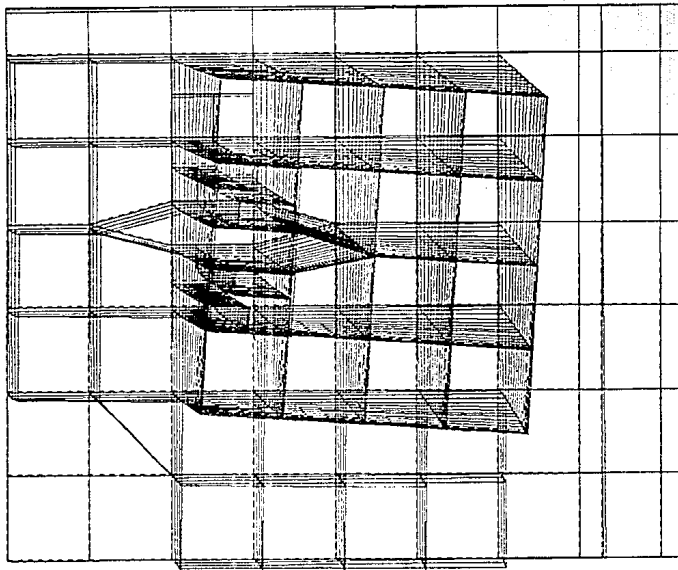
T1.PST
UNDEFORMED
SHAPE

TOP 17
BOT 1

OPTIONS
HIDDEN LINES

FIGURA 55 Modelo tridimensional torre 1 en el programa ETABS

ETABS



TI.PST

MODE
SHAPE

MODE 1

TOP 17

BOT 1

MINIMA

X 0.4848E-05

Y-0.3314E-01

Z-0.2121E-02

MAXIMA

X 0.3742E-01

Y-0.1316E-04

Z 0.4990E-02

ETABS

FIGURA 56 Configuración modal en planta de torre 1 primer modo tridimensional

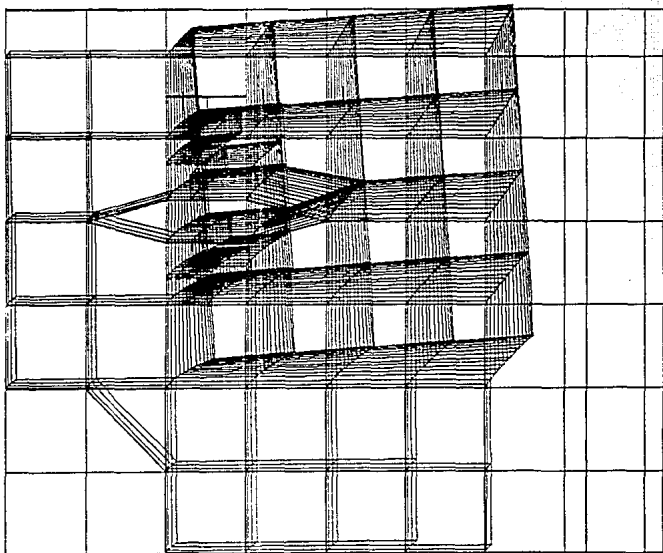


FIGURA 57 Configuración modal en planta de torre 1 segundo modo tridimensional



T1.PST

MODE
SHAPE

MODE 2

TOP 17
BOT 1

MINIMA

X-0.4979E-03

Y 0.3616E-04

Z-0.1766E-02

MAXIMA

X 0.3740E-01

Y 0.3775E-01

Z 0.5112E-02

ETABS

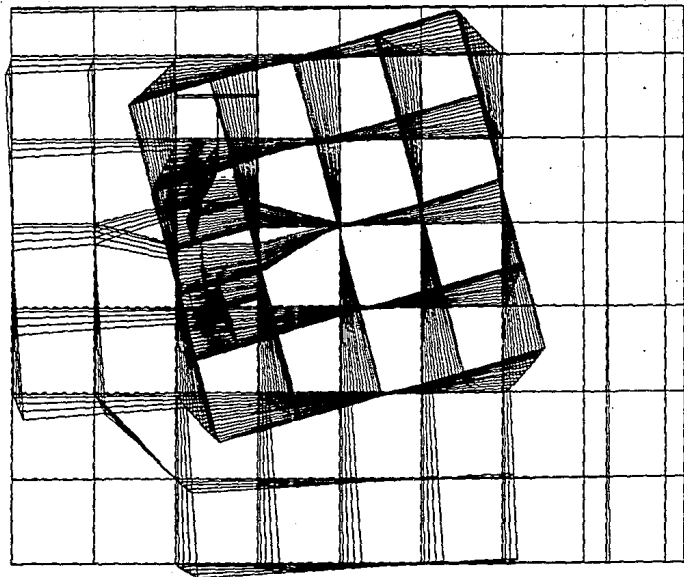


FIGURA 58 Configuración modal en planta de torre 1 tercer modo tridimensional



TI.PST

MODE

SHAPE

MODE 3

TOP 17

BOT 1

MINIMA

X-0.5109E-01

Y-0.5470E-01

Z-0.3702E-02

MAXIMA

X 0.4726E-01

Y 0.4521E-01

Z 0.3600E-02

ETABS

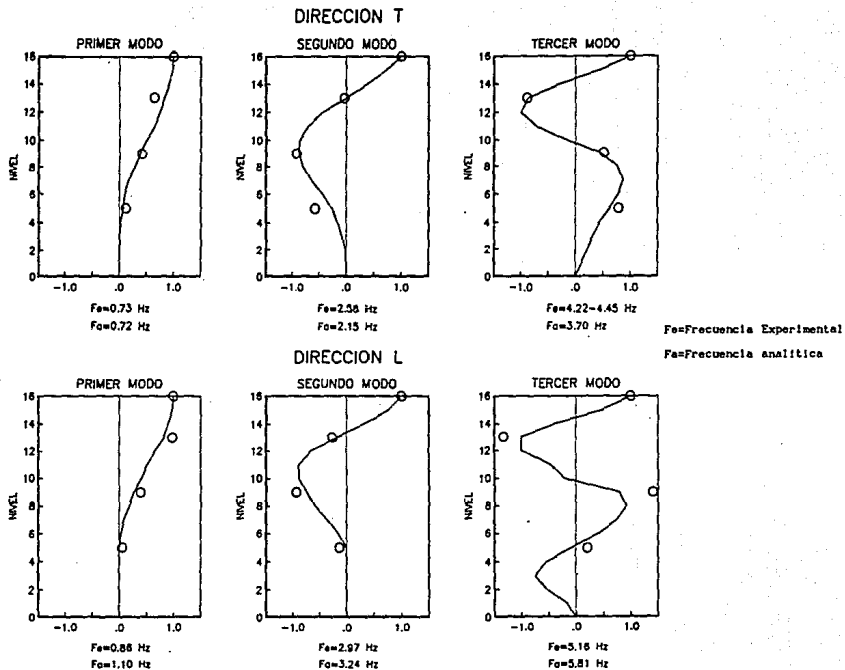
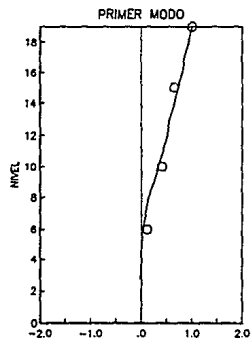
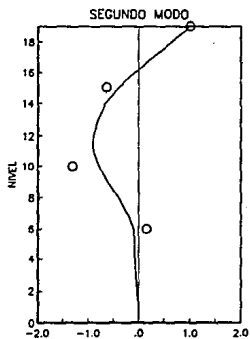


FIGURA 59 Comparación de las formas modales analíticas y experimentales para la torre 1

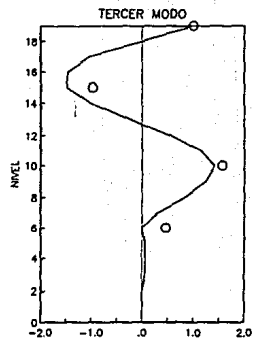
DIRECCION T



$F_e=0.88$ Hz
 $F_a=0.82$ Hz



$F_e=2.73$ Hz
 $F_a=2.48$ Hz



$F_e=5.08$ Hz
 $F_a=4.40$ Hz

F_e =Frecuencia Experimental
 F_a =Frecuencia analítica

○ EXPERIMENTAL
 - ANALÍTICO

FIGURA 60 Comparación de las formas modales analíticas y experimentales para la torre B

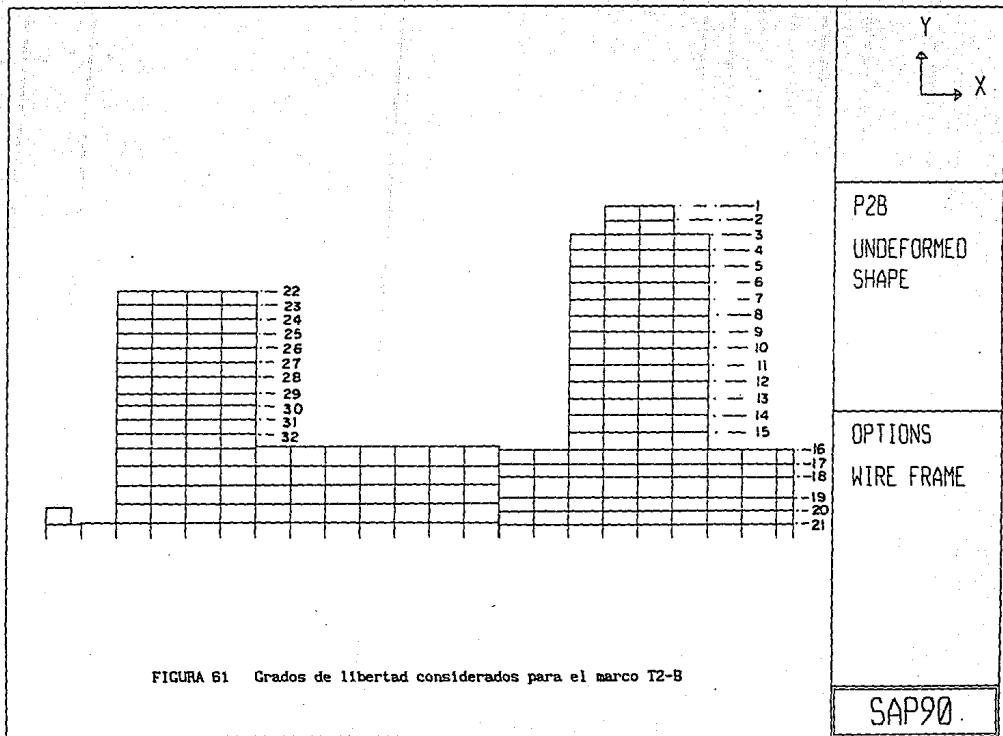


FIGURA 61 Grados de libertad considerados para el marco T2-B

SAP90

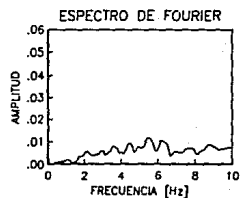
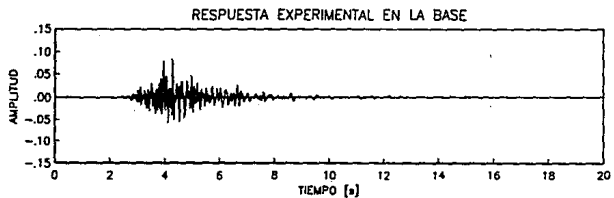
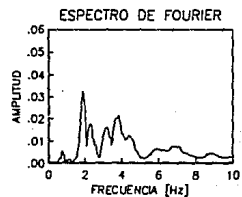
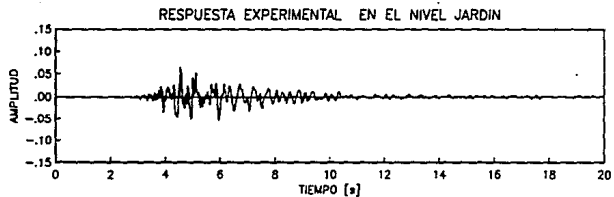
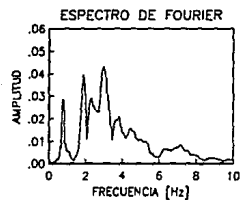
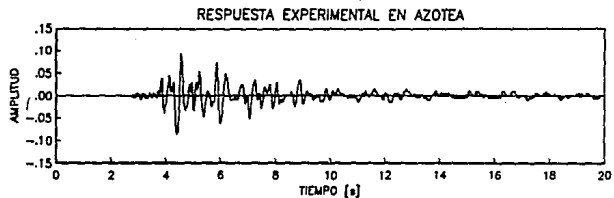


FIGURA 62 Acelerogramas dirección T sismo 18-VIII-91

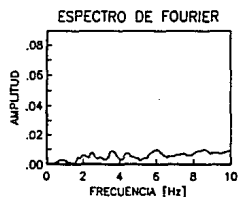
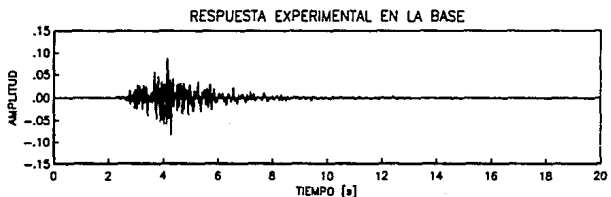
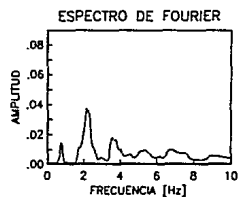
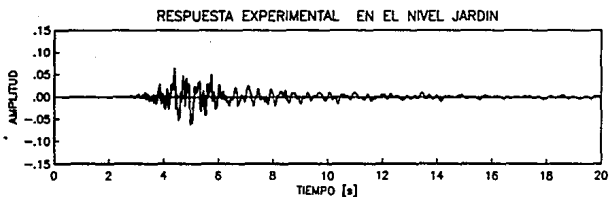
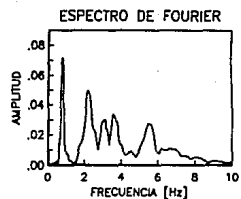
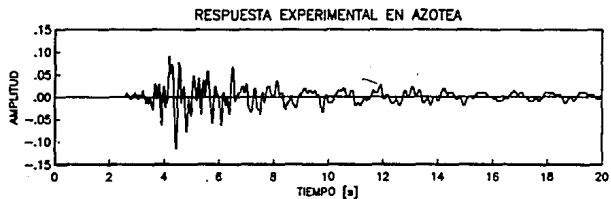


FIGURA 63 Acelerogramas dirección L sismo 18-VIII-91

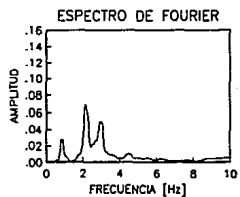
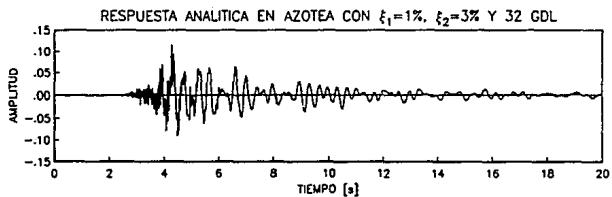
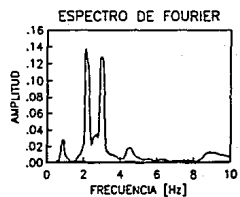
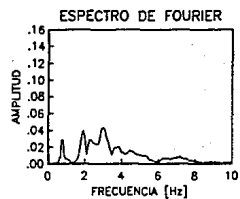
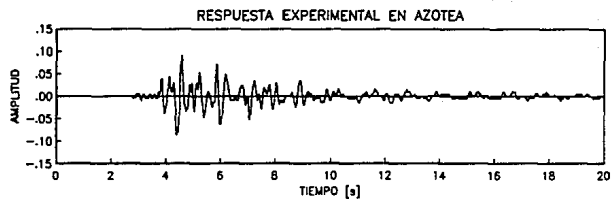


FIGURA 64 Comparación de la respuesta experimental en Azotea y la analítica considerando diferentes fracciones de amortiguamiento crítico para el segundo modo

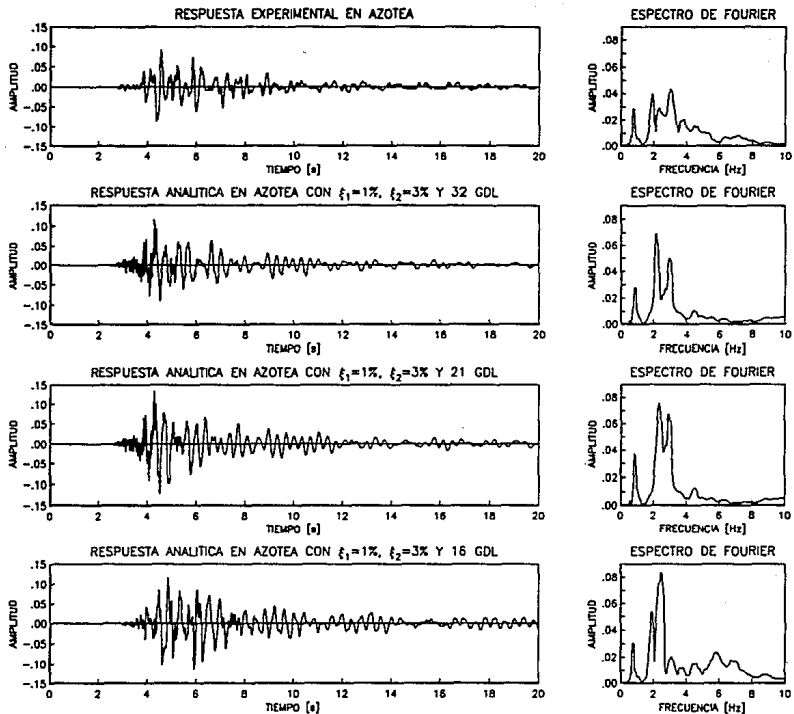


FIGURA 65 Comparación de la respuesta experimental en Azotea y la analítica considerando igual fracción de amortiguamiento

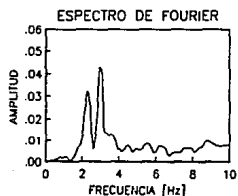
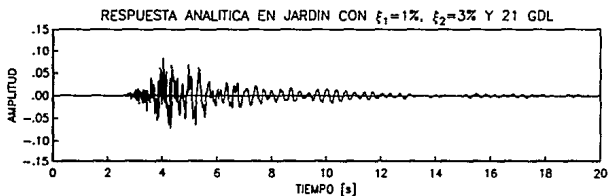
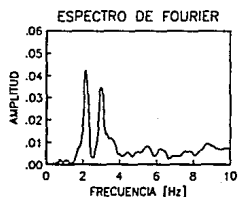
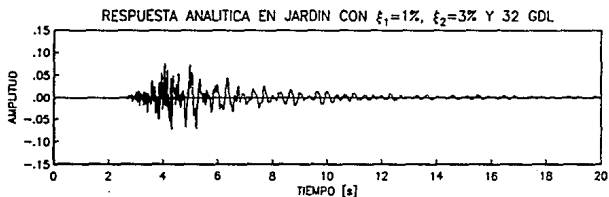
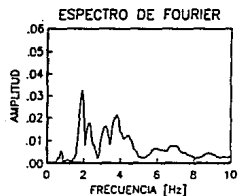
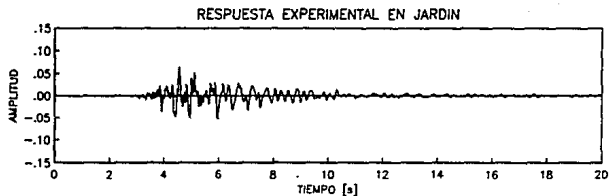


FIGURA 66 Comparación de la respuesta experimental en Jardín y la analítica de los modelos de 21 y 32 grados de libertad

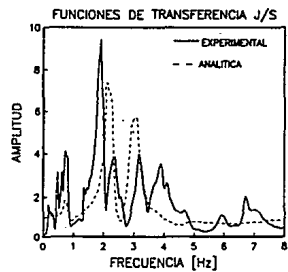
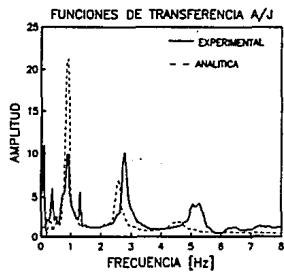
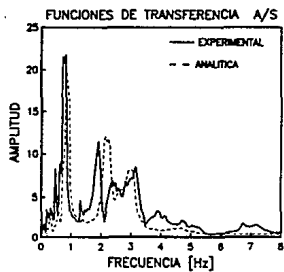


FIGURA 67 Comparación de funciones de transferencia experimentales y analíticas

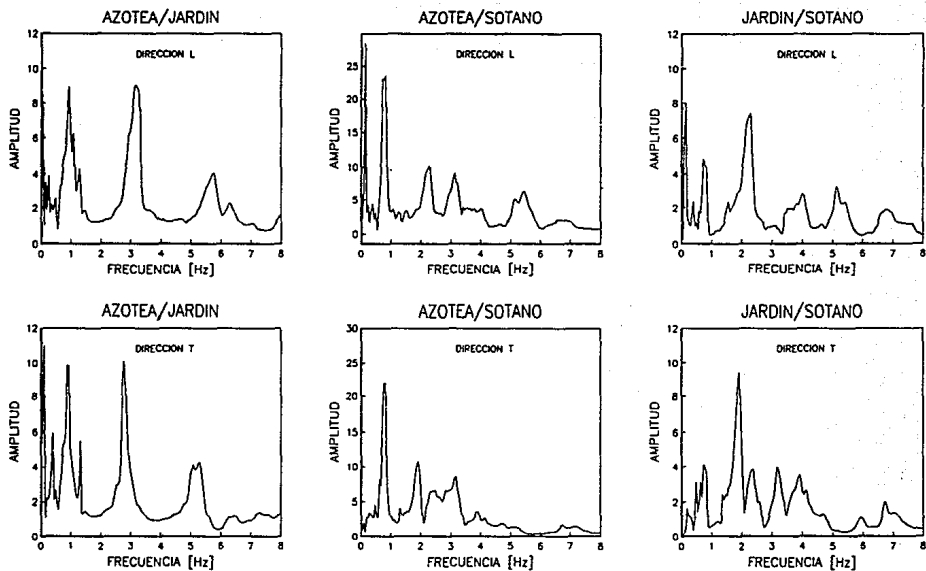


FIGURA 68 Funciones de transferencia experimentales en las direcciones T y L

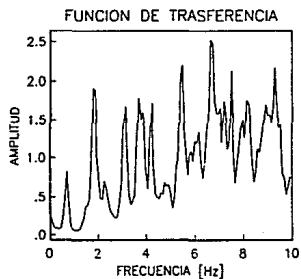
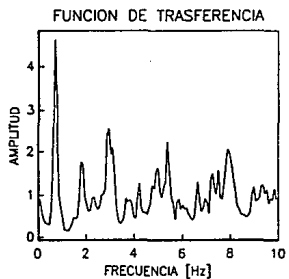
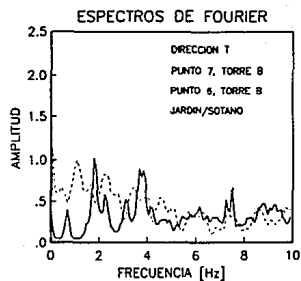
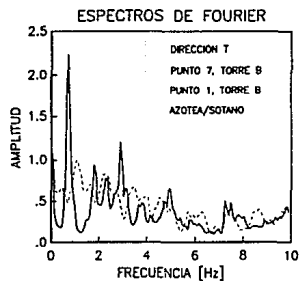


FIGURA 69 Espectros de Fourier y funciones de transferencia para la torre B en la dirección T

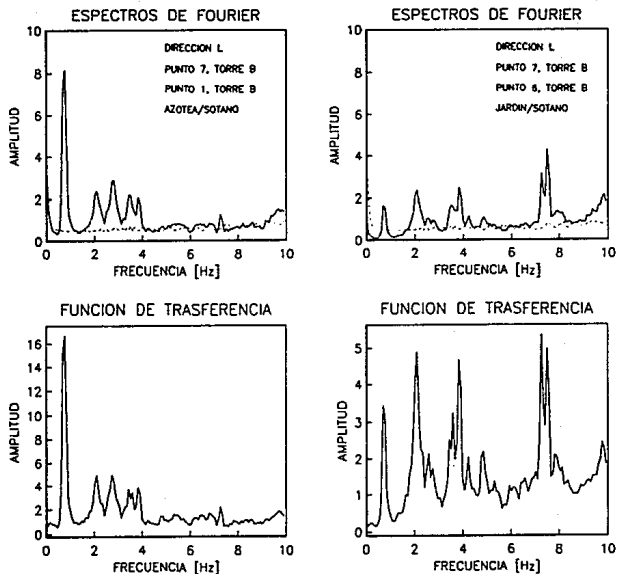


FIGURA 70 Espectros de Fourier y funciones de transferencia para la torre B en la dirección L