

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA



Determinación experimental de los efectos de interacción suelo-estructura
en dos edificios localizados en la Ciudad de México

T E S I S
PRESENTADA POR

MANUEL CRUZ LÓPEZ

PARA OBTENER EL GRADO DE
INGENIERO CIVIL

DIRECTOR: M. I. GERARDO RODRÍGUEZ GUTIÉRREZ

MÉXICO D. F., MAYO 2007



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

A mis padres por todo el apoyo proporcionado durante tantos años, sin el cual no hubiera sido posible realizar este sueño.

A mis hermanos Fermín, René, Rodolfo y Mario, porque esto también es parte de ellos.

A los profesores de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, los cuales contribuyeron en una forma muy significativa en mi formación académica y personal.

Quiero agradecer especialmente al M. I. Gerardo Rodríguez Gutiérrez, por todo el apoyo y consejos proporcionados para la realización de este trabajo.

A todos mis amigos que siempre han estado ahí.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	4
Objetivos y alcance	5
CAPITULO 1. RESEÑA HISTÓRICA DEL ESTUDIO DEL PROBLEMA DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	6
1.1 Antecedentes históricos	6
1.2 Problemática del efecto de interacción suelo-estructura.....	8
1.3 Consideraciones de los efectos de ISE en México	8
CAPITULO 2. DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS.....	16
2.1 Edificio Torre SRE.....	16
2.2 Edificio PC	22
CAPITULO 3. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL.....	25
3.1 El método de Luco	25
3.2 El método de Nakamura.....	31
CAPITULO 4. EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS.....	33
4.1 Determinación de los periodos del sitio	33
4.1.1 Edificio Torre SRE.....	33
4.1.2 Edificio PC.....	34
4.2 Determinación de los periodos fundamentales de los edificios.....	36
4.2.1 Edificio Torre SRE	36
4.2.2 Edificio PC.....	39
4.3 Descripción de las pruebas experimentales	43
4.3.1 Edificio PC. Direcciones L y T.....	43
4.3.2 Edificio Torre SRE. Direcciones L y T	52
4.3.3 Edificio PC. Torsión.....	61
4.3.5 Edificio Torre SRE. Torsión	64
CAPITULO 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	70
5.1 Efectos ISE en el edificio Torre SRE	70
5.2 Efectos ISE en el edificio PC	73
5.3 Comparación con la NTC.....	77
5.3.1 Edificio Torre SRE	77
5.3.2 Edificio PC	79

CAPITULO 6. COMENTARIOS FINALES.....	81
6.1 El caso del edificio Torre SRE.....	81
6.2 El caso del edificio PC.....	82
REFERENCIAS.....	84

INTRODUCCIÓN.

Después de los sismos de 1985, surgió la necesidad de una modificación al reglamento de construcción del Distrito Federal, en lo que respecta a la seguridad estructural.

Para las modificaciones se tuvo un gran apoyo por parte de sociedades académicas y profesionales, los cuales buscaban el poder clarificar lo acontecido en aquella época. Se tuvo el apoyo de sociedades de Ingeniería tanto nacionales como internacionales, de las cuales se obtuvieron memorias que ayudaron al entendimiento de lo acontecido en los sismos de 1985 (DRN, 1991).

De los aspectos principales en los que se generaron nuevos conocimientos, y por los que se llevaron cambios en las disposiciones reglamentarias y la práctica de la ingeniería en México, destacan la caracterización dinámica del suelo, modos de daño y falla de cimentaciones, comportamiento sísmico de pilotes de fricción, efectos de interacción suelo-estructura, efectos de sobre resistencia, entre otros.

En Estados Unidos, se han llevado durante varios años diversas investigaciones sobre los efectos de interacción suelo-estructura. Desde 1931 empezaron a surgir investigadores que empezaron a indagar sobre este tema, pero a partir de los años 40 y 50 este estudio retomo una mayor importancia, debido a la importancia que empezaron a adquirir las plantas nucleares.

En México, se han alcanzado grandes avances en lo que respecta al fenómeno de interacción suelo-estructura, pero aún falta realizar un mayor número de investigaciones. En las NTC del D. F., no se consideran los efectos de la interacción cinemática, debido a la complejidad que se presenta al calcular dichos efectos, ya que su cálculo depende de la geometría de la cimentación, la estratigrafía del suelo y la naturaleza de la excitación sísmica, además de que sus efectos son relativamente menos importantes y reducen el valor de la resistencia estructural requerida para la interacción inercial solamente, particularmente en el caso de estratos someros (CISE, 2004).

De la misma manera se cuentan con pocos registros del comportamiento de los edificios, que se encuentran en la zona del lago del D. F. ante una excitación sísmica.

El Instituto de Ingeniería ha llevado a cabo varias pruebas de vibración ambiental, así como algunas otras instituciones privadas, sin embargo, aún resultan insuficientes para poder tener un mejor control del efecto de interacción suelo-estructura.

OBJETIVOS Y ALCANCE

En este trabajo, se estudian los efectos de interacción suelo-estructura en dos edificios localizados en la zona del lago de la Ciudad de México a través de una metodología de tipo experimental utilizando registros de vibración ambiental.

Se obtuvieron los periodos de sitio de cada una de las zonas donde se localizan los edificios, utilizando el método de Nakamura con los datos de las pruebas de vibración ambiental realizadas.

Finalmente, se evaluarán los efectos de interacción suelo-estructura tomando como base lo que indican las NTC 2006 del D. F. y se realizará una comparación con los resultados obtenidos por el método de experimental.

1. RESEÑA HISTÓRICA DEL ESTUDIO DEL PROBLEMA DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.

1.1 *Antecedentes históricos*

El cálculo sísmico de estructuras se llevo a cabo durante mucho tiempo suponiendo que el terremoto de proyecto era el movimiento que experimentaría la base del edificio. Actualmente se reconoce que las propiedades del subsuelo y las características de la cimentación pueden ejercer una influencia importante sobre la respuesta sísmica de la estructura y el movimiento de su base (Roesset, 2003).

A finales de 1931, el Profesor Kyoji Suyehiro visitó los Estados Unidos y presentó una serie de tres lecturas de Ingeniería Sísmica. En una de ellas titulada “Vibration of Buildings in an Earthquake”, Suyehiro discutió la respuesta y los daños observados de edificios rígidos y débiles situados en suelos suaves y en suelos rocosos. Suyehiro explicaba como el edificio rígido era movido como un cuerpo rígido en el estrato y sufría daños leves o ninguno. En contraste con los edificios débiles desplantados en roca, eran seriamente dañados o destruidos. Suyehiro concluyó que tal acción de amortiguamiento por parte del estrato cuando ocurría un terremoto puede servir más o menos para mitigar la acción destructiva de un fuerte terremoto sobre los edificios (Trifunac, 2001).

En 1938 Jacobsen estudió el efecto de interacción a partir de considerar un edificio de varios niveles como una viga en cantiliver, desplantada en un suelo elástico (Parmelee, 1967).

El efecto de interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de un edificio fue abordado por Martel en 1940. En los años 50 Merritt y Housner (1954) analizaron de nuevo este efecto, empleando registros de un edificio y en su cercanía (Roesset, 2003). Merritt y Housner habían estudiado el efecto que proporcionaba la cimentación debido al cabeceo el cual originaba un esfuerzo cortante máximo en su base, y el periodo fundamental de vibración en edificios altos, sujetos a fuertes movimientos sísmicos (Parmelee, 1967).

En un estudio de los periodos de los marcos de unos edificios, Salvadori y Heer en 1962, consideran tanto el cabeceo y los desplazamientos laterales de la cimentación. Ellos emplearon el coeficiente de rigidez elástica obtenido por Biot en 1943, para el cabeceo de la cimentación y un módulo de cortante horizontal para la rigidez del suelo (Parmelee, 1967).

Los estudios que se habían realizado, indicaban que los efectos de interacción suelo-estructura no serían en general de importancia para edificios normales y flexibles cimentados en roca o en suelos firmes, sin embargo, podrían ser muy significantes para estructuras muy rígidas y macizas, como las centrales nucleares, particularmente si estuvieran cimentadas sobre suelos blandos (Roesset, 2003).

La preocupación lógica por la seguridad de las centrales nucleares construidas en zonas sísmicas y el reconocimiento de la posible importancia de los efectos de interacción suelo-estructura para este tipo de construcciones, hizo que la cantidad de investigación en este campo aumentara considerablemente en los años 60 y 70.

En 1974 Kausel puso de manifiesto la necesidad de tomar en cuenta tanto la deformación de la cimentación y el suelo debido a las fuerzas de inercia en la estructura y los correspondientes esfuerzos en su base, como los efectos de difracción de las ondas sísmicas que se propagan por el suelo debido a la presencia de una cimentación rígida, a estos efectos se les conoce como interacción cinemática e inercial respectivamente.

Para estructuras de gran importancia como las centrales nucleares los estudios de interacción suelo-estructura se realizaban preferentemente usando modelos detallados y en el campo de frecuencias. Sin embargo, este enfoque no era bien conocido por los ingenieros estructurales, que preferían hacer los cálculos dinámicos en el dominio del tiempo usando las técnicas del análisis modal, o usando espectros de respuesta. Como consecuencia se desarrollaron una serie de modelos simplificados, sustituyendo la cimentación por resortes, amortiguadores viscosos y en algunos casos masa adicionales. La ventaja práctica de estos modelos es que podían incorporarse fácilmente en los programas de cálculo normalmente usados (Roesset, 2003).

Un aspecto fundamental del efecto de interacción suelo-estructura, es el cálculo de las rigideces dinámicas de una cimentación.

Este problema se abordó inicialmente en relación con el proyecto de las cimentaciones de grandes máquinas rotatorias que causaban vibraciones en los años 20. Reissner en 1936 publicó la primera solución analítica de los desplazamientos verticales inducidos en la superficie de un semi-espacio elástico, homogéneo e isótropo, por una tensión vertical uniformemente distribuida sobre un área circular. Reissner eligió el valor del desplazamiento del centro del área cargada para definir la rigidez, dividiendo la fuerza resultante de las tensiones aplicadas por este desplazamiento para cada frecuencia.

En 1971 Veletsos y Wei presentaron en forma gráfica y tabular una solución rigurosa para las rigideces horizontal y rotacional de una losa rígida circular en la superficie de un semi-espacio elástico. Sin embargo existen pocos depósitos de suelos reales que puedan considerarse como un espacio homogéneo.

A finales de 1970, Juan Enrique Luco comenzó a realizar pruebas de vibración ambiental y de vibraciones forzadas, para lo cual empleó un modelo de una estructura cimentada en un semi-espacio visco elástico (cap. 3).

Luco y Wong en 1978 realizaron estudios rigurosos incluyendo que existía rotación y desplazamientos laterales en las cimentaciones de las estructuras (Roesset, 2003).

El método de Luco se caracteriza por emplear el primer modo de vibrar de las estructuras.

Debido al tipo de datos con que se cuentan de las estructuras a analizar en este trabajo, se optó por emplear el método de Luco, ya que además de proporcionar resultados confiables, ya se han realizado varios análisis de los efectos de interacción suelo-estructura en diferentes estructuras (Mendoza, 1991 y Luco, 1987), a comparación con otros métodos de análisis.

Otra ventaja del método de Luco, es que el modelo que emplea para determinar los efectos de interacción suelo-estructura, se asemeja más a las condiciones reales del suelo. Los resultados que se obtienen de este método de análisis son las frecuencias de la estructura, así como las rigideces.

La investigación que se ha seguido desarrollando en los últimos 20 años se ha concentrado principalmente en el desarrollo de formulaciones alternativas para el cálculo de las rigideces de cimentación.

1.2 Problemática del efecto de interacción suelo-estructura

En el diseño sísmico de estructuras convencionales desplantadas en suelos blandos, la interacción dinámica entre el suelo y la estructura adquiere relevancia significativa. Este fenómeno consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de éste ante una excitación sísmica.

La interacción modifica las propiedades dinámicas relevantes de la estructura así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación.

Si se considera que la excitación sísmica en la base de la estructura es igual al movimiento de campo libre, es decir el movimiento que se tendría en el suelo en ausencia de la estructura, el efecto de interacción proviene entonces de la inercia y flexibilidad del sistema. Este efecto se conoce como interacción inercial y está controlado por el contraste de rigidez entre la estructura y el suelo (SMIS, 2004).

El análisis completo de interacción requiere, sin embargo, introducir un efecto adicional debido a la diferencia entre el movimiento de campo libre y la excitación efectiva de la base, el cual es especialmente importante para cimentaciones enterradas. Este efecto se origina porque la rigidez de la cimentación le impide ajustarse a las deformaciones del suelo causadas por el movimiento de campo libre, generándose un fenómeno de difracción de ondas que modifica el movimiento del suelo en la proximidad del cimientamiento (SMIS, 2004).

La superposición de las ondas incidentes y reflejadas por la superficie del terreno con las ondas difractadas por el cimientamiento provoca un movimiento de entrada para la cimentación diferente del movimiento de campo libre. Este efecto se conoce como interacción cinemática y depende de la geometría de la cimentación, la estratigrafía del subsuelo y la naturaleza de la excitación sísmica.

Los efectos de interacción suelo-estructura pueden ocasionar incrementos o reducciones de la respuesta estructural, dependiendo de la relación entre los periodos fundamentales de la estructura y el sitio.

Los efectos combinados del alargamiento del periodo, el aumento del amortiguamiento y la reducción de la ductilidad harán que la respuesta estructural con interacción sea menor o mayor que su valor de base rígida, dependiendo de las características de la excitación sísmica y el sistema acoplado (SMIS, 2004).

1.3 Consideraciones de los efectos de ISE en México

1.3.1 Interacción suelo-estructura

Después de los sismos de 1985, la ingeniería civil procuró analizar las evidencias y emprender investigaciones para profundizar en la relación causa-efecto.

Las autoridades capitalinas integraron de inmediato un comité para revisar las normas y procedimientos de construcción relacionados con la seguridad estructural, y las sociedades académicas y profesionales organizaron discusiones para clarificar lo

acontecido. La Academia Mexicana de Ingeniería, la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, la American Society of Civil Engineers así como el CONACYT en colaboración con la National Academy of Sciences de Estados Unidos propiciaron reuniones técnicas cuyas memorias son fuente de información de primera mano sobre lo ocurrido a las cimentaciones entre otros aspectos (DRN, 1991).

El Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción, preparó las Normas de emergencia para diseño y construcción en el Distrito Federal, vigentes de Octubre de 1985 al mismo mes de 1987 y el nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, que sustituyó a dichas normas y a la versión de 1976 de dicho reglamento; también puso en marcha un programa de investigación con financiamiento tanto del Departamento de Distrito Federal como del CONACYT.

La información inicial y este programa de reglamentación e investigación, han generado nuevos conocimientos en la ingeniería de cimentaciones en México. Uno de ellos es la importancia de los efectos de interacción suelo-estructura, esto es, el efecto de la deformabilidad del suelo de cimentación en la respuesta sísmica, esto produce un efecto de alargamiento del periodo fundamental de vibración de los edificios. El sentido y la magnitud de este efecto en la respuesta estructural es función no solo de la deformabilidad del suelo, sino del periodo fundamental de la misma estructura si estuviese apoyada en base rígida, así como del tipo de cimentación.

Se han hecho comparaciones de los efectos típicos de la interacción suelo-estructura en diversas clases de estructuras, cimentaciones y suelos característicos de la ciudad de México, de esos estudios como de otros más generales, se infiere que es muy deseable considerar explícitamente este efecto en estructuras de 7 a 15 niveles ubicadas en la zona III del subsuelo de la ciudad, en vista de que en tales casos la deformabilidad de la cimentación puede incrementar la respuesta estructural a los sismos intensos más frecuentes en la capital de México. También es importante la interacción suelo-estructura en edificios de 15 a 20 niveles de la misma zona y en cualquier cimentación desplantada a 3 m o más de profundidad, pues puede repercutir en disminución de la respuesta y consecuente beneficio económico (DRN, 1991).

En la actualidad las NTC-2006, toman en cuenta las siguientes consideraciones, las cuales se emplearán en el capítulo 5.3 para realizar una comparación con los resultados obtenidos de la aplicación del método de Luco.

El modelo muy simplificado de interacción que se adopta, no toma en cuenta las deformaciones de los cimientos, sus desplazamientos verticales ni sus rotaciones con respecto a un eje vertical. En la literatura existen métodos para considerar estos aspectos de la interacción suelo-estructura, cuyos efectos son pequeños en la mayoría de los casos. De esta manera quedan dos grados de libertad en cada dirección de análisis, adicionales a los que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida. Con las simplificaciones adoptadas, uno de estos grados es de traslación horizontal en la dirección que se analiza y el otro es la rotación con respecto al eje centroidal de la superficie de desplante perpendicular a la dirección de análisis (E. R. y R. G., 1991).

Los efectos de interacción suelo-estructura se tomarán en cuenta aplicando las modificaciones que contiene la presente sección. Estos efectos pueden despreciarse cuando se cumpla la condición:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5 \quad (1.3.1)$$

Donde:

H_s profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés, que se tomará de la Fig. 1;

H_e altura efectiva de la estructura; y

T_e periodo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable.

Cuando se utilice el método estático, H_e se tomará como 0.7 de la altura total, excepto para estructuras de un solo nivel, en que se tomará igual a la altura total; cuando se emplee el análisis dinámico modal, será igual a

$$H_e = \frac{\sum W_i \varphi_i h_i}{\sum W_i \varphi_i} \quad (1.3.2)$$

Donde:

W_i y h_i son el peso y la altura del i -ésimo nivel sobre el terreno, respectivamente.

φ_i es la amplitud del desplazamiento modal del i -ésimo nivel sobre el desplante.

1.3.2 Análisis estático

La fuerza cortante basal de la estructura en la dirección de análisis, corregida por interacción con el suelo, se calculará con la expresión

$$\tilde{V}_0 = a' W_0 - a' \tilde{a}' W_e \quad (1.3.3)$$

Donde:

W_0 peso total de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas;

W_e peso efectivo de la estructura que se tomará como $0.7W_0$, excepto para estructuras de un solo nivel, en que se tomará igual a W_0 ;

a' ordenada espectral de diseño para el periodo fundamental de la estructura con base rígida, usando $\beta=1$; y

\tilde{a}' ordenada espectral de diseño para el periodo efectivo del sistema suelo-estructura, \tilde{T}_e , reemplazando a Q por $(Q-1)T_e^2/\tilde{T}_e^2+1$ y usando

$$\left(\frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e} \right)^\lambda ; \quad \text{si } \tilde{T}_e \leq T_b \quad (1.3.4)$$

$$1 + \left(\left(\frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e} \right)^\lambda - 1 \right) \frac{T_b}{\tilde{T}_e} ; \quad \text{si } \tilde{T}_e \geq T_b \quad (1.3.5)$$

Donde $\lambda = 0.5$ y 0.6 para las zonas II y III, respectivamente. Además, $\tilde{\zeta}_e$ es el amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura, el cual no se tomará menor que 0.05; en tanto que ζ_e es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base indeformable, la cual se tomará igual a 0.05.

Cualquier respuesta estructural (fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras) calculada para la condición de base rígida se multiplicará por el factor

\tilde{V}_o / V_o para obtener la respuesta modificada por interacción, siendo $V_o = a' W_o$ la fuerza cortante basal de la estructura con base indeformable además, $0.75 \leq V_o \leq 1.25$.

Los desplazamientos laterales de la estructura en la dirección de análisis, corregidos por interacción con el suelo, se determinarán con la expresión:

$$\tilde{X}_i = \frac{\tilde{V}_o}{V_o} \left(X_i + (h_i + D) \frac{M_o}{K_r} \right) \quad (1.3.6)$$

Donde:

M_o momento de volteo en la base de la cimentación;

X_i desplazamiento lateral del i -ésimo nivel de la estructura con base rígida, calculados usando las fuerzas sísmicas sin modificar por interacción;

D profundidad de desplante; y

K_r rigidez de rotación de la cimentación, que se calcula como se indica en la sección 1.3.5.

Estos desplazamientos deberán tenerse en cuenta en el cálculo de los efectos de segundo orden y la revisión del estado límite por choques con estructuras adyacentes.

1.3.3 Análisis dinámico modal

La fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura en la dirección de análisis, corregida por efectos de interacción con el suelo, se calculará con la expresión:

$$\tilde{V}_1 = \tilde{a}^3 W_e \quad (1.3.7)$$

Donde:

\tilde{a}^3 se obtiene como se indica en relación con el análisis estático;

y W_e como:

$$W_e = \frac{(\sum W_i \varphi_i)^2}{\sum W_i \varphi_i^2} \quad (1.3.8)$$

Los efectos de interacción se tendrán en cuenta sólo en el modo fundamental de vibración; la contribución de los modos superiores se determinará como se establece para estructuras sin interacción.

Cualquier respuesta estructural (fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras) calculada para la condición de base rígida se multiplicará por el factor \tilde{V}_1 / V_1 para obtener la respuesta modificada por interacción, siendo $V_1 = a' W_e$ la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura con base indeformable además, $0.75 \leq V_1 \leq 1.25$. Los desplazamientos laterales modificados por efectos de interacción se calcularán como se especifica en relación con el análisis estático.

1.3.4 Periodo y amortiguamiento efectivos

El periodo efectivo del sistema acoplado suelo-estructura se determinará de acuerdo con la expresión (1.3.9):

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_x^2 + T_r^2} \quad (1.3.9)$$

$$T_x = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_x}} \quad (1.3.10)$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}} \quad (1.3.11)$$

Donde:

T_x y T_r son los periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse o girar respectivamente.

K_x es la rigidez de traslación, definida como la fuerza horizontal necesaria para producir un desplazamiento unitario del cimiento.

K_r es la rigidez de rotación, definida como el momento necesario para producir una rotación unitaria del cimiento.

Los valores de estos resortes elásticos se obtendrán de la tabla A.2, aplicando los criterios especificados en la sección 1.3.5.

El amortiguamiento efectivo del sistema acoplado suelo–estructura se determinará según la expresión (1.3.12):

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left[\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right]^3 + \frac{\zeta_x}{1+2\zeta_x^2} \left[\frac{T_x}{\tilde{T}_e} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1+2\zeta_r^2} \left[\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right]^2 \quad (1.3.12)$$

$$\zeta_x = \frac{\pi C_x}{\tilde{T}_e K_x} \quad (1.3.13)$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r} \quad (1.3.14)$$

Donde:

ζ_x y ζ_r son los coeficientes de amortiguamiento del suelo en los modos de traslación y rotación respectivamente;

C_x y C_r representan los amortiguamientos de la cimentación en la dirección en que se analiza la estructura. Los valores de estos amortiguadores viscosos se obtendrán de la tabla A.2, aplicando los criterios especificados en la sección 1.3.5.

1.3.5 Rigideces y amortiguamientos de la cimentación

Los resortes y amortiguadores que se usan en sustitución del suelo dependen de las propiedades del subsuelo, pero también de las características de la cimentación y de la frecuencia de excitación. Como una aproximación será válido calcular estos parámetros para la frecuencia fundamental de la estructura con base rígida, $\omega=2\pi / T_e$. Pueden emplearse métodos alternos basados en principios establecidos y resultados conocidos de la dinámica de cimentaciones. Para estructuras que se apoyan sobre zapatas corridas

con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre losa o cajón que abarque toda el área de cimentación, y que posean suficiente rigidez y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se obtendrán considerando círculos equivalentes a la superficie de desplante, cuyos radios para los modos de traslación y rotación están dados por las siguientes expresiones:

$$R_x = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (1.3.15)$$

$$R_r = \sqrt{\frac{4I}{\pi}} \quad (1.3.16)$$

Donde:

A área de la superficie neta de cimentación;

I momento de inercia de dicha superficie con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección en que se analiza la estructura.

En el caso de estructuras suficientemente rígidas y resistentes, cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección que se analiza, o sobre zapatas aisladas, las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se determinarán sumando las contribuciones de las zapatas individuales, mediante las siguientes expresiones:

$$K_x = \sum K_{xi} \quad (1.3.17a)$$

$$K_r = \sum x_i^2 K_{vi} \quad (1.3.17b)$$

$$C_x = \sum C_{xi} \quad (1.3.17c)$$

$$C_r = \sum x_i^2 C_{vi} \quad (1.3.17d)$$

Donde:

i denota valores correspondientes a la i-ésima zapata;

K_{vi} y C_{vi} representan la rigidez y el amortiguamiento de la zapata en traslación vertical, respectivamente;

x_i es la distancia en la dirección de análisis entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de cimentación.

Las rigideces y amortiguamientos de las zapatas individuales se obtendrán usando el valor de R_x que corresponda a la zapata en cuestión.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de fricción, su influencia en las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se considerará evaluando las rigideces K_{xi} y K_{vi} y los amortiguamientos C_{xi} y C_{vi} de los pilotes individuales, y combinando estos parámetros con criterios similares a los especificados para el caso de zapatas. En cimentaciones mixtas se sumará la contribución de la losa de cimentación. Será permisible tener en cuenta el efecto de grupos de pilotes usando factores de interacción dinámica.

Para estructuras cimentadas sobre pilotes de punta o pilas en la zona II se supondrá K_r infinita. Cuando se empleen pilotes de punta en estructuras ubicadas en la zona III, su influencia en el valor de K_r se considerará usando la expresión (1.3.18), en la que K_{vi} es

la rigidez axial del i-ésimo pilote calculada como si su punta no se desplazara verticalmente:

$$K_r = \frac{1}{\frac{1}{43 G R_r^3} + \frac{1}{\sum x_i^2 K_{vi}}} \quad (1.3.18)$$

Donde:

G es el módulo de rigidez medio del suelo de soporte, que se determinará mediante pruebas dinámicas de campo o laboratorio. A falta de tales determinaciones se tomará Igual a

$$G = \frac{16\gamma}{g} \left(\frac{H_s}{T_s} \right)^2 \quad (1.3.19)$$

Donde:

γ es el peso volumétrico medio del suelo.

Los valores de γ y H_s , así como los del amortiguamiento histerético y la relación de Poisson del suelo, se obtendrán a partir de estudios locales de mecánica de suelos o, si éstos son insuficientes para obtenerlos, se adoptará $\gamma = 12.3 \text{ kN/m}^3$ (1.25 t/m^3), $\zeta = 0.03$, $\nu = 0.45$ y H_s se tomará de la figura A.2.

Tabla A2. Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones someras o con pilotes

Cimentaciones someras	$K_m = K_m^o(k_m - 2\zeta\eta_m c_m)$ y $C_m = K_m^o(\eta_m c_m + 2\zeta k_m)/\omega$; $m = x, v, r$ $\omega =$ frecuencia de interés	$\eta_m = \omega R_m/V_s$; donde $V_s = 4H_s/T_s$ y $R_v = R_x$ Parámetros de frecuencia: $\eta_s = \pi R_x/2H_s$ $\eta_p = [2(1-\nu)/(1-2\nu)]^{1/2} \pi R_r/2H_s$	
Modo de vibración	Rigidez estática	Coefficiente de rigidez	Coefficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_x^o = \frac{8GR_x}{2-\nu} \left(1 + \frac{R_x}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_x}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right)$	$k_x = 1$	$c_x = \frac{0.65\zeta\eta_{sx}}{1-(1-2\zeta)\eta_{sx}^2}$; si $\eta_{sx} = \eta_x/\eta_s \leq 1$ $c_x = 0.576$; si $\eta_{sx} = \eta_x/\eta_s > 1$
Vertical	$K_v^o = \frac{4GR_v}{1-\nu} \left(1 + 1.28\frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + \frac{D}{2R_v}\right) \left(1 + \left(0.85 - 0.28\frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1-D/H_s}\right)$	$k_v = 1$	$c_v = 0$; si $\eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1+1.85(1-\nu)D/R_v}{1+0.5D/R_v}$; si $\eta_v \geq \eta_p$
Cabeceo	$K_r^o = \frac{8GR_r^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71\frac{D}{H_s}\right)$	$k_r = 1 - 0.2\eta_r$	$c_r = \frac{0.5\zeta\eta_{rp}}{1-(1-2\zeta)\eta_{rp}^2}$; si $\eta_{rp} = \eta_r/\eta_p \leq 1$ $c_r = \frac{0.3\eta_r^2}{1+\eta_r^2}$; si $\eta_{rp} = \eta_r/\eta_p > 1$
Cimentaciones con pilotes	$K_m = K_m^o k_m$ y $C_m = 2K_m^o c_m/\omega$; $m = x, v$ $\omega =$ frecuencia de interés	$\eta = \omega d/V_s$; donde $V_s = 4H_s/T_s$ Parámetros de frecuencia: $\eta_s = \pi d/2H_s$ $\eta_p = 3.4\eta_s/\pi(1-\nu)$	
Modo de vibración	Rigidez estática	Coefficiente de rigidez	Coefficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_x^o = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21}$	$k_x = 1$	$c_x = 0.8\zeta$; si $\eta \leq \eta_s$ $c_x = 0.8\zeta + 0.175(E_p/E_s)^{0.17} \eta$; si $\eta > \eta_s$
Vertical	$K_v^o = 1.9dE_s \left(\frac{L}{d}\right)^{0.67}$	$k_v = 1$; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$; si $L/d \geq 50$ Interpolar linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = 0$; si $\eta \leq \eta_p$ $c_v = \frac{0.413}{1+\nu} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.33} \left(1 - e^{-(E_p/E_s)(L/d)^2}\right) \eta^{0.8}$; si $\eta > 1.5\eta_p$ Interpolar linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5\eta_p$

Parámetros del suelo: $\zeta =$ amortiguamiento histerético, $\nu =$ relación de Poisson y $E_s = 2(1+\nu)G$ módulo de elasticidad

Parámetros de los pilotes: $L =$ longitud, $d =$ diámetro y $E_p =$ módulo de elasticidad. Las expresiones son válidas sólo para pilotes con longitud $L > 2d(E_p/E_s)^{0.25}$

2. DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS

2.1 Edificio Torre SRE

El Conjunto Tlatelolco se ubica en la Ciudad de México, sobre el cruce de las Avenidas Ricardo Flores Magón y Lázaro Cárdenas (Fig.2.1). Forma parte del conjunto urbano Nonoalco-Tlatelolco, confinado al norte por la Avenida Manuel González, al oriente por la prolongación del Paseo de la Reforma, al sur por la Calzada Ricardo Flores Magón y al poniente por la Avenida de los Insurgentes Norte.

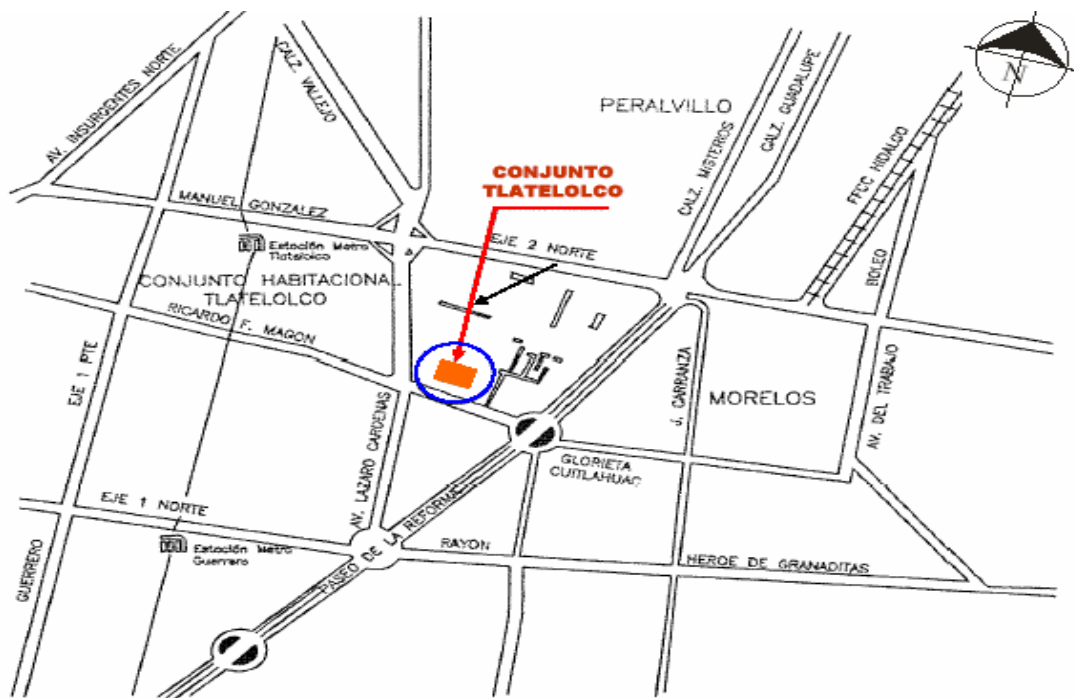


Fig 2.1 Croquis de localización

De acuerdo a la zonificación sísmica señalada en las Normas Técnicas Complementarias, el conjunto está contenido dentro de la zona IIIc o zona Lacustre (Fig. 2.2), conformada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla.

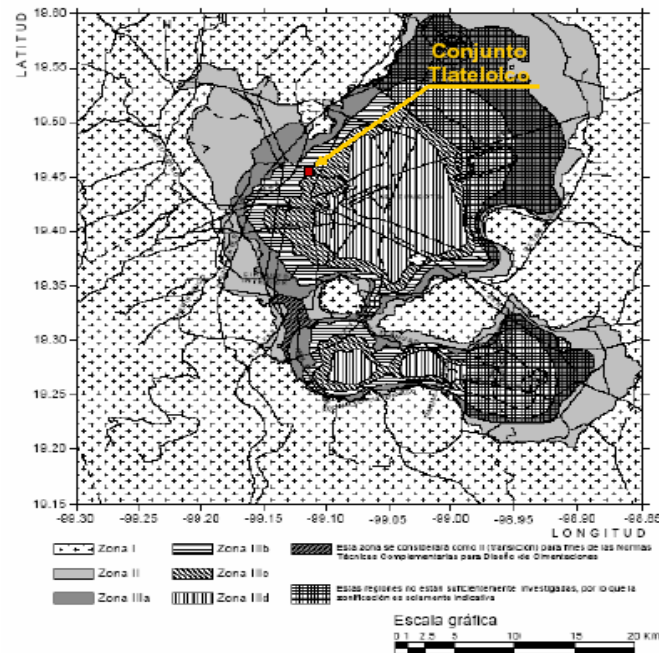


Fig 2.2 Mapa de zonificación sísmica

El conjunto está conformado por 4 elementos: una torre de 22 niveles (I), con 570 m² de superficie útil cada uno, que se erige 86.3 m a partir del nivel de banquetta; y 3 cuerpos bajos de dos niveles (II, III y IV), con un área de 8 450 m², que alcanzan una altura de 12 m (Fig.2.3). Los cuatro elementos incluyen además un sótano compartido, con 7 800 m², que se encuentra embebido en el terreno hasta una profundidad de 3.80 m. En él se alojan los servicios y un estacionamiento para 72 vehículos. A este último lo complementa un estacionamiento exterior con una capacidad de 106 vehículos más.

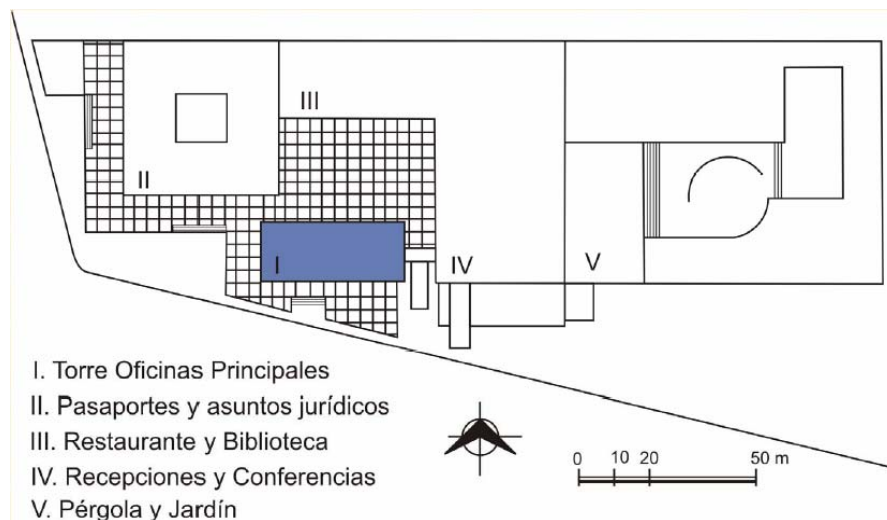


Fig 2.3 Planta del conjunto

La estratigrafía del sitio sigue en forma general la configuración siguiente: un estrato potente de arcilla blanda altamente compresible que subyace a una costra endurecida superficial de espesor variable (6 a 10 m), y que descansa hasta una profundidad de 30 m sobre una capa dura, conformada en su mayoría por limo y arena (Fig. 2.5-Fig. 2.7). En este primer bloque de arcilla (serie arcillosa superior) se localizan intersticios rellenos de arena, arcilla de secado y ceniza volcánica de elevada resistencia pero de

pobre espesor. Debajo de la capa dura se desprende otro estrato potente de arcilla (serie arcillosa inferior), que, aunque con menor espesor que el primero, conserva casi las mismas propiedades. Éste avanza hasta los 45 m de profundidad para encontrarse finalmente con los depósitos profundos. Se presentan tres cortes que se realizaron en la planta del conjunto para analizar su estratigrafía (Fig. 2.4).

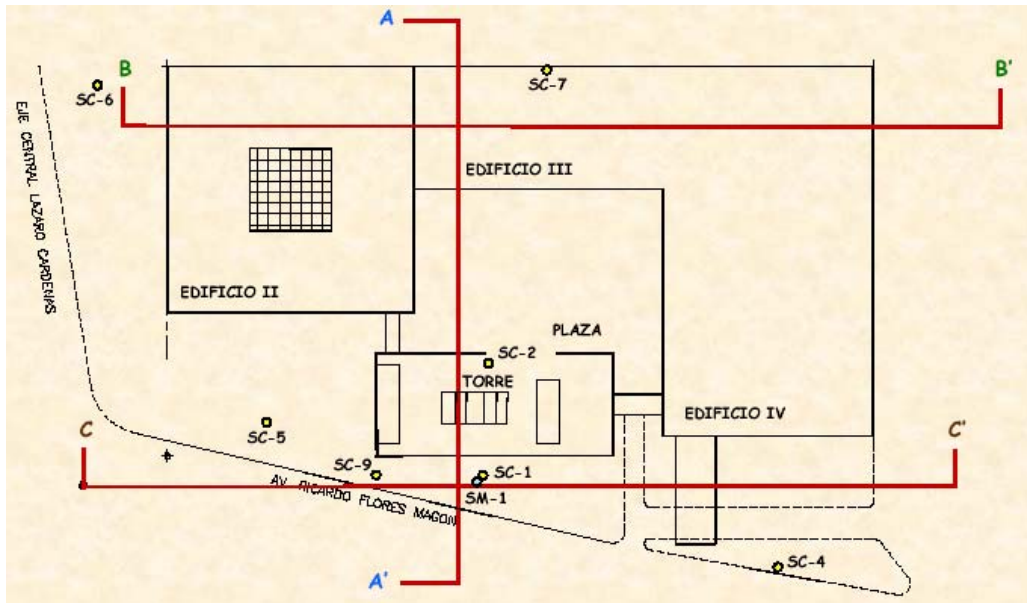


Fig. 2.4 Secciones para perfiles estratigráficos (TGC, 1986)

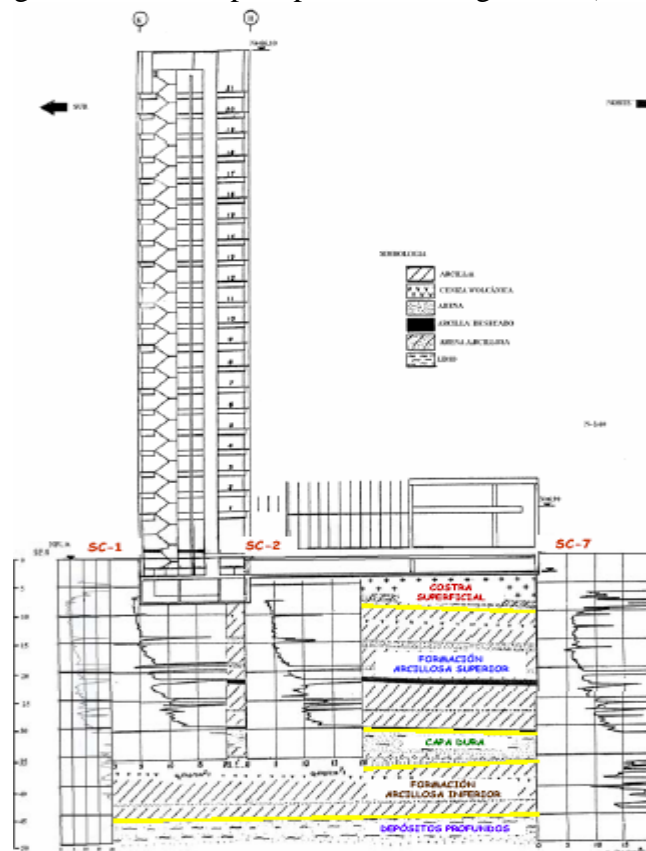


Fig. 2.5 Corte estratigráfico A-A' (TGC, 1986)

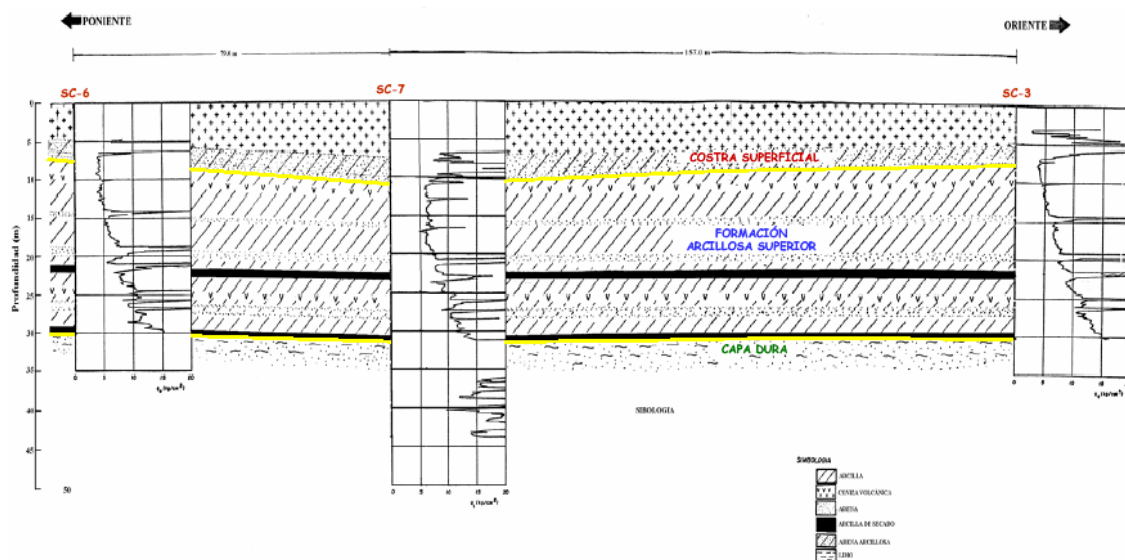


Fig. 2.6 Corte estratigráfico B-B' (TGC, 1986)

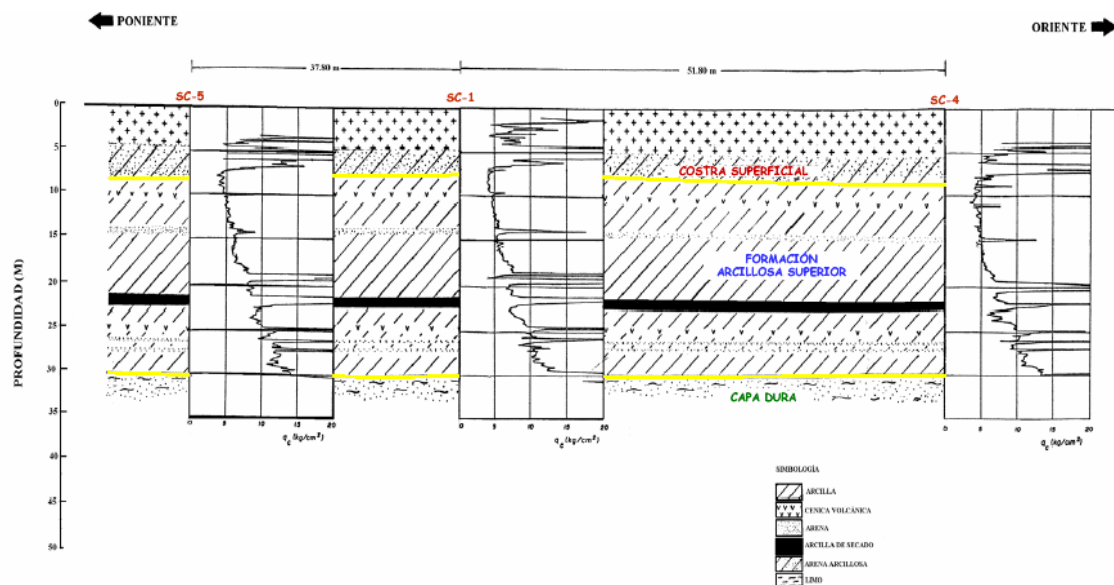


Fig. 2.7 Corte estratigráfico C-C' (TGC, 1986)

La superestructura de la torre es a base de columnas de concreto en las fachadas norte y sur, en los muros laterales y en dos núcleos rígidos que alojan las circulaciones verticales y los servicios. Las traveses son de acero, de alma abierta, y salvan el claro completo de 18 m en el sentido norte-sur.

Respecto a los cuerpos bajos, la estructura del edificio que se ubica en la esquina del eje Central y Flores Magón, es de concreto en las columnas y en las losas reticulares del entrepiso y la azotea. Los dos edificios que alojan a las áreas de conferencias, a su vez, tienen una estructura mixta de columnas y traveses de acero, con losas de concreto en entrepisos y azotea.

Dadas las características del terreno y la diferencia abismal entre las presiones que transmitiría hacia el subsuelo la torre y los cuerpos bajos, el proyecto original de cimentación del conjunto se dividió en dos partes. Por un lado, la cimentación de la

torre se resolvió con una de tipo parcialmente compensada: cajón de cimentación desplantado a 7 m de profundidad y complementado con 156 pilotes de fricción de 50 cm de diámetro, hincados hasta 25 m de profundidad. Por otro lado, los cuerpos bajos se alzaron a partir de un cajón de cimentación inmerso a 4 m de profundidad, que, por medio de contratrabes, se encuentra ligado estructuralmente al de la torre.

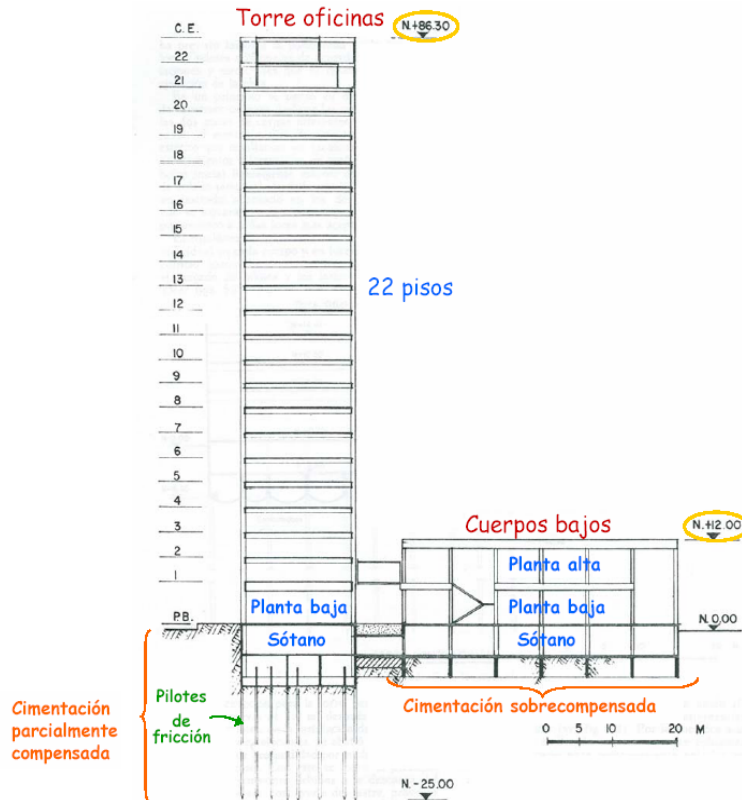


Fig. 2.8 Corte transversal del conjunto

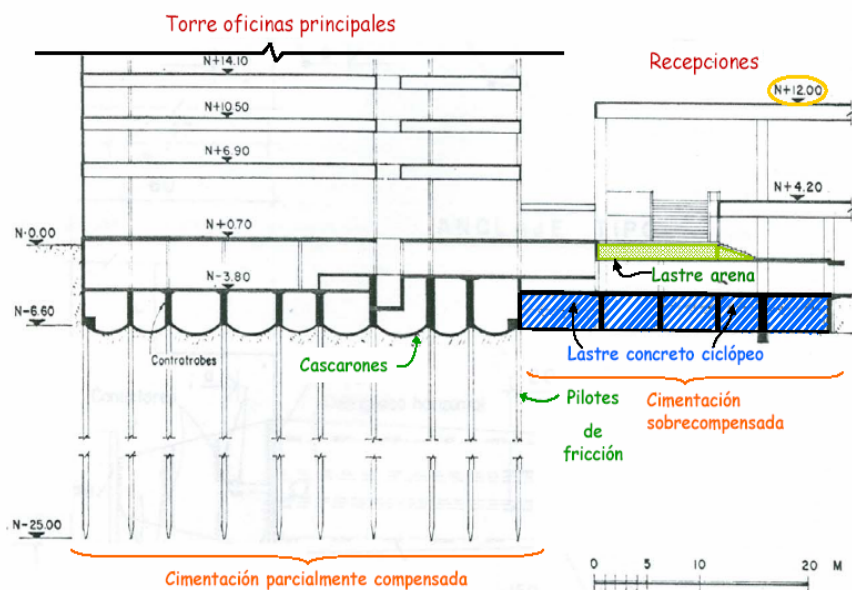


Fig. 2.9 Corte Longitudinal del conjunto

Los primeros trabajos de refuerzo sobre la cimentación del conjunto, iniciados al año de dar inicio a su construcción, cuando la torre había llegado al octavo piso, consistieron en la adición de 25 pilotes electromecánicos de 2" de diámetro, llevados hasta 30 m de profundidad. Tal medida resulta ineficaz, teniendo que ser complementada al año siguiente, durante el cual se incorporan a la cimentación de la torre 48 pilotes más de las mismas características, y se retira lastre de la parte suroeste de la torre. La distribución de los pilotes agregados sobre la planta de cimentación de la torre en esta primera fase, es en forma de L, ubicados muy próximos a los extremos poniente y sur de este inmueble.

La segunda recimentación tuvo lugar en 1983, cuando a propuesta del Ing. Manuel González Flores (PICOSA), se añaden 52 pilotes de control de 50 cm de diámetro, desplantados a la misma profundidad que los anteriores, pero con un arreglo cargado sólo hacia el extremo sur del edificio.

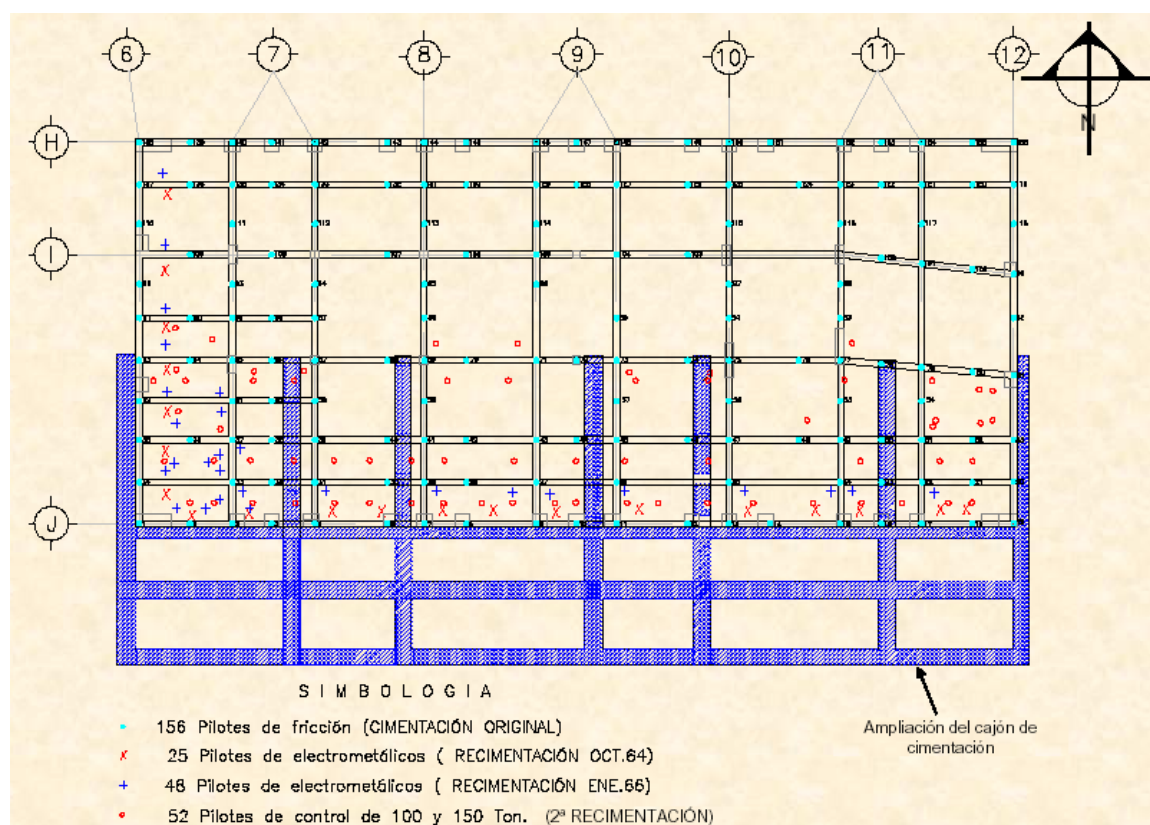


Fig. 2.10 Planta de cimentación de la torre

Cuatro años más tarde, al advertir que las medidas previamente tomadas no interrumpen el problema, se opta por ampliar el cajón de cimentación en 6 m de ancho con 4 m de profundidad hacia el extremo sur de la torre; esto con el fin de aumentar el área de contacto cimentación-suelo y para dar alojamiento a los pilotes que podrían instalarse en la posteridad. En ese mismo año, al volverse cada vez más notable el efecto ascendente de los cuerpos bajos, a éstos últimos se les coloca lastre a la altura de su cimentación, con cuyo peso se pretende inducir el hundimiento de la estructura para contrarrestar tal efecto.

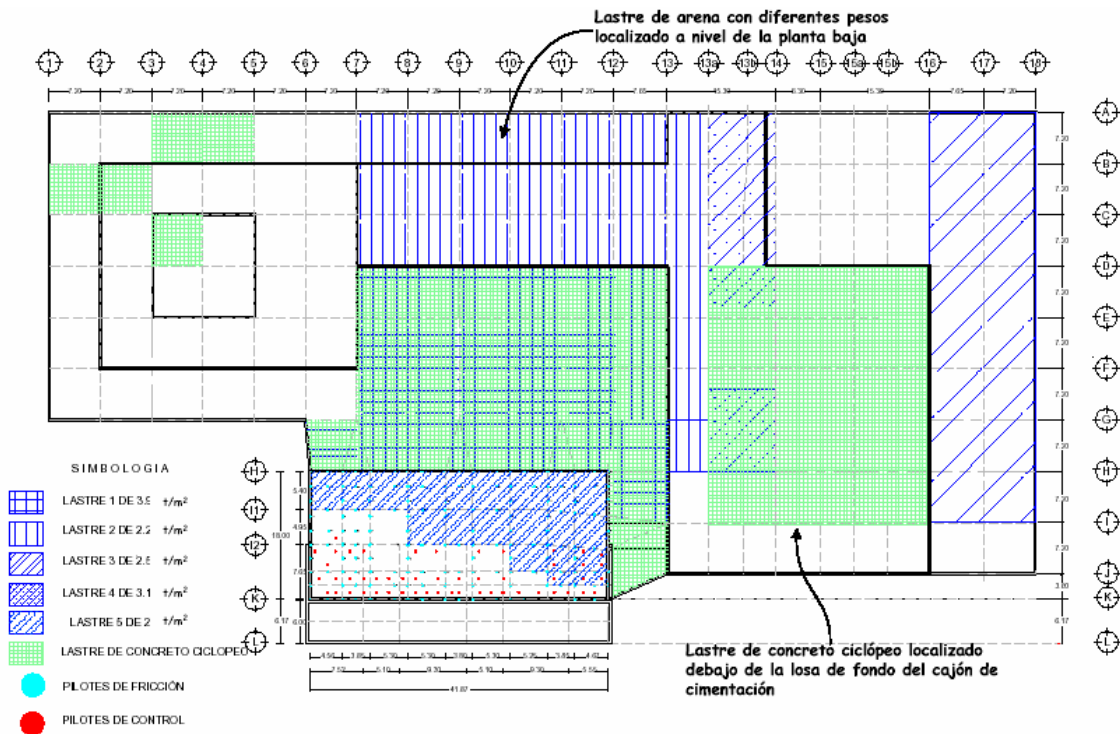


Fig. 2.11 Planta de localización de lastre

2.2 Edificio PC

El edificio PC está ubicado en la zona de suelo blando de la ciudad de México, en donde la amplificación de ondas ocasiona altos niveles de aceleración durante la presencia de un sismo. Es una estructura irregular de concreto reforzado de 17 niveles y consta de un sótano con muros perimetrales. La planta baja tiene 38 m en dirección transversal y 54 m en dirección longitudinal. Cuenta con un mezanine y 8 niveles de estacionamiento intercalados, después de los cuales se encuentra una torre de 12 niveles, cuya planta mide 32 m en dirección transversal y 40 m en dirección longitudinal. La altura total del edificio es de 55.4 m.

De acuerdo con estudios de mecánica de suelos realizados en la zona de construcción del edificio, así como en zonas cercanas a este y calibrando con resultados de estudios experimentales de registros sísmicos realizados en el sitio, se construyó el perfil estratigráfico hasta los 40 m, profundidad aproximada donde se encuentran los depósitos profundos (Correa, 2005).

Debido a la importancia que representa este edificio y la zona de la Ciudad de México donde se localiza, se tuvo la necesidad de colocar instrumentación sísmica permanentemente desde hace más de diez años, por lo cual se ha podido estudiar su comportamiento más a detalle durante ese lapso de tiempo (GRG, 2007).

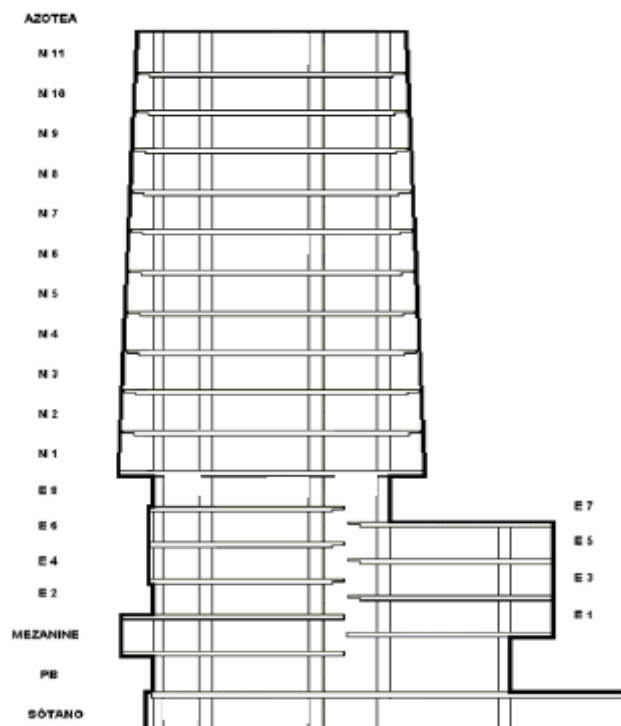


Fig. 2.12 Esquema de la estructura del edificio PC

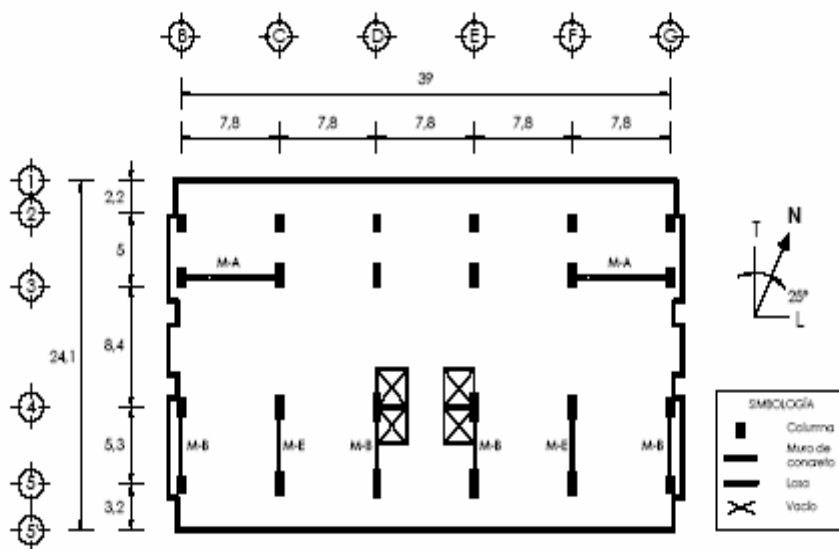


Fig. 2.13 Planta tipo

Todas las losas son aligeradas con cajas de polietileno. Hasta el nivel E8 tiene un peralte de 45 cm, que aumenta en la torre a 50 cm. Las columnas de los primeros niveles hasta el nivel E8, tienen dimensiones que varían de 45 x 45 cm, hasta 60 x 60 cm, y una resistencia nominal de 250 kg/cm^2 .

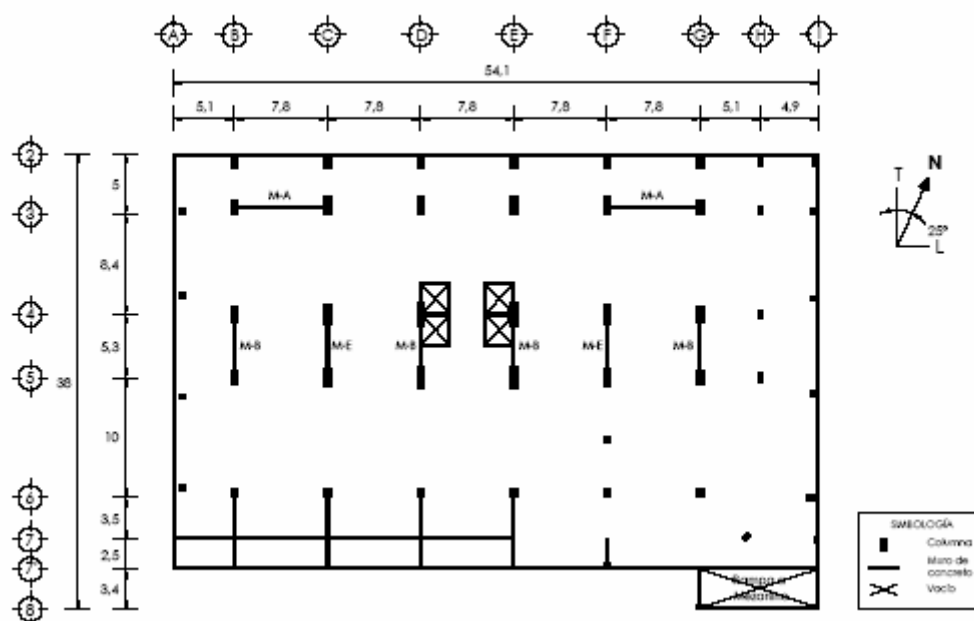


Fig. 2.14 Planta del sótano

Durante los sismos de 1985 el edificio sufrió algunos daños, los cuales se presentaron principalmente en la transición entre los niveles de estacionamiento y la torre. Simultáneamente a la reparación de dichos efectos, se reforzó con muros de concreto armado en toda su altura, parte de los cuales sustituyó a los muros de mampostería.

La cimentación consta de un cajón con contratraves desplantado a 3.30 m y que se apoya sobre 266 pilotes de fricción de una sección triangular de 65 cm de lado y con una longitud de 26.15 m los cuales se hincaron a una profundidad de 30.5 m del nivel del terreno natural. Los pilotes son de concreto precolado, fabricados en tres tramos unidos con soldadura *in situ*.

La distribución de los pilotes presenta distintos arreglos, uno ubicado en una franja longitudinal al centro del edificio, otro se encuentra en las columnas exteriores de la cara longitudinal norte y otro más está repartido en toda el área de la base de la estructura. Cada pilote fue despuntado 85 cm y para la unión de estos con la cimentación se colocaron dados receptores de pilotes.

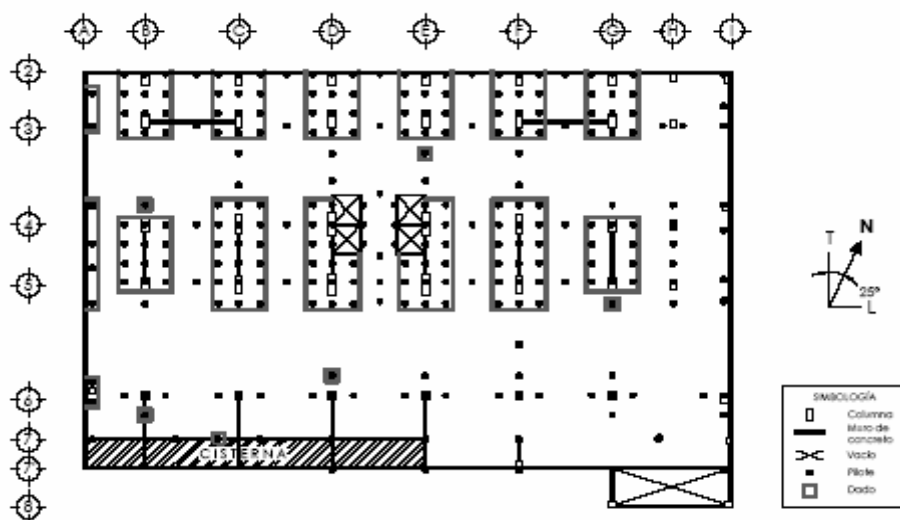


Fig. 2.15 Sistema de cimentación

3. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

3.1 El Método de Luco

Es conveniente considerar el modelo mostrado en la fig. 1 para poder realizar el análisis de la solución de Luco.

Para determinar el significado físico de los resultados obtenidos por diferentes técnicas de identificación, es conveniente comenzar por considerar una estructura elástica soportada sobre una cimentación rígida desplantada en un semi-espacio visco elástico (Luco, 1980).

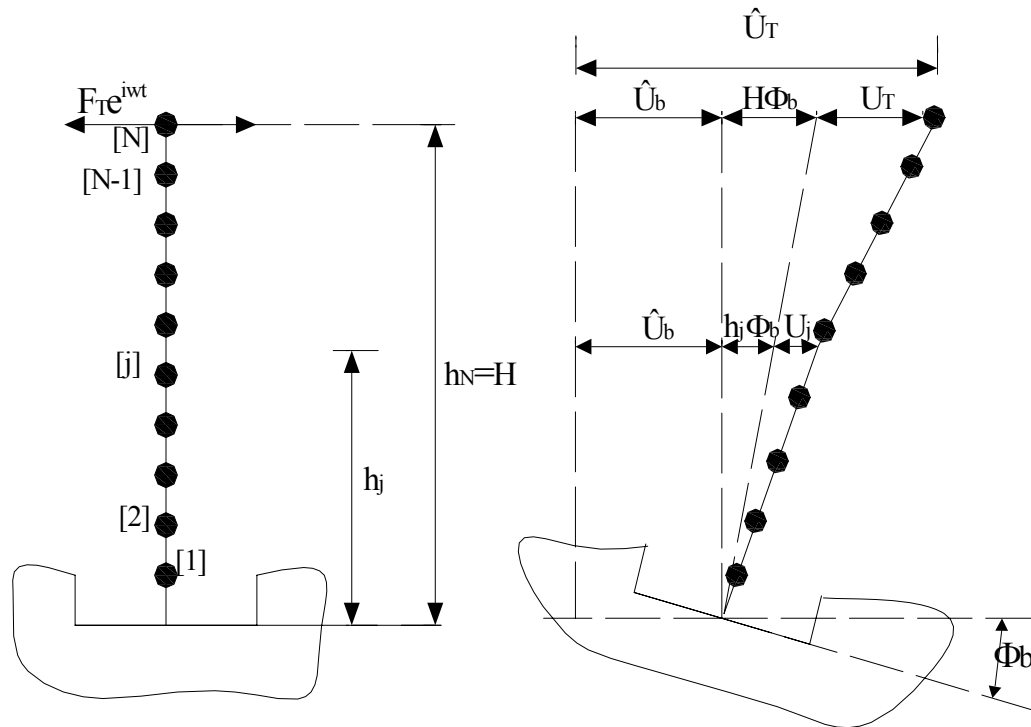


Fig. 1 Modelo de interacción suelo-estructura simplificado

La superestructura es representada por el modelo de una masa excitada en el último nivel por una fuerza armónica $F_T e^{i\omega t}$ de frecuencia ω .

La traslación y rotación armónica de los elementos activos en la base de la superestructura son representados por $U_b e^{i\omega t}$ y $\Phi_b e^{i\omega t}$ respectivamente.

La ecuación de movimiento para vibraciones armónicas pequeñas de la superestructura es:

$$-\omega^2[M][\bar{U}] + i\omega[C][U] + [K][U] = [F] \quad (1)$$

Donde:

[M] es la matriz correspondiente a la masa para la superestructura de base rígida

[C] es la matriz correspondiente al amortiguamiento para la superestructura de base rígida

[K] es la matriz correspondiente a la rigidez para la superestructura de base rígida

[F] = (0, 0, 0, ..., F_T)^T denota el vector de fuerzas externas aplicadas a la superestructura

[\bar{U}] = ($\bar{U}_1, \bar{U}_2, \dots, \bar{U}_N$)^T representa el vector de desplazamiento total con respecto a un marco de referencia fijo.

$[U] = (U_1, U_2, \dots, U_N)^T$ representa el vector de desplazamientos relativo a un marco móvil de referencia sujeto a los elementos activos de la base.

Para vibraciones pequeñas, los vectores de desplazamientos total y relativo se relacionan a partir de la siguiente ecuación:

$$[\bar{U}] = [I]U_b + [h] \Phi_b + [U] \quad (2)$$

Donde:

$$[I] = (\mathbf{1}, \mathbf{1}, \dots, \mathbf{1})^T$$

$[h] = (h_1, h_2, \dots, h_N)^T$ donde h_j denota la altura del j -ésimo nivel con respecto a la losa del sótano.

La fuerza horizontal $H_s e^{i\omega t}$ y el momento $M_s e^{i\omega t}$ que la cimentación ejerce en el suelo pueden ser obtenidos en consideración de la variación de los momentos lineal y angular de la superestructura y cimentación. Del modelo mostrado en la fig. 1 se tiene que:

$$H_s = F_T + \omega^2 M_0 \bar{U}_b + \omega^2 [I]^T [M][\bar{U}] \quad (3)$$

$$M_s = H F_T + \omega^2 I_0 \tilde{\Phi}_b + \omega^2 I_{0b} \Phi_b + \omega^2 [h][M][\bar{U}] \quad (4)$$

Donde:

H es la altura de la losa del techo con respecto al sótano

M_0 corresponde a la masa de la cimentación

I_0 es el momento de inercia de la cimentación con respecto a un eje horizontal a partir del centro de la losa del sótano

I_{0b} es la suma de los momentos de inercia de todos los pisos con respecto a los ejes horizontales a partir de los centros de cada piso

\bar{U}_b es el desplazamiento promedio de la cimentación

$\tilde{\Phi}_b$ es la rotación promedio de la cimentación

De experimentos realizados se tiene que:

$$U_b = \bar{U}_b \quad (5)$$

$$\Phi_b = \alpha \tilde{\Phi}_b \quad (6)$$

Donde α es un parámetro el cual refleja la flexibilidad de la cimentación.

Para completar la formulación de la interacción suelo-estructura, es necesario considerar la flexibilidad del suelo. A partir de determinados estudios se pudo observar que la relación entre las fuerzas y momentos y el promedio de los desplazamientos y rotaciones de la base, pueden ser obtenidos a partir de un modelo de una cimentación rígida. A partir de esto se determinó que:

$$H_s = GL(K_{HH}\bar{U}_b + K_{HML} \tilde{\Phi}_b) \quad (7)$$

$$M_s = GL(K_{MH}\bar{U}_b + K_{MML} \tilde{\Phi}_b) \quad (8)$$

Donde:

K_{HH} , $K_{HM} = K_{MH}$, K_{MM} representan las funciones de impedancia de cabeceo y desplazamiento para una cimentación rígida.

De esta manera las ecuaciones (1)-(8) corresponden a las ecuaciones básicas de la interacción suelo-estructura para el modelo presentado en la fig.1.

Para la obtención de una solución simple se introducen un cierto número de aproximaciones adicionales.

En este caso, los movimientos relativo y total se pueden obtener a partir de:

$$[U] = [\Phi^{(1)}][U_T] \quad (9)$$

$$[\bar{U}] = [I]U_b + [h]\Phi_b + [\Phi^{(1)}]U_T \quad (10)$$

Donde:

$U_T e^{i\omega t}$ representa el movimiento relativo de la cima de la estructura ($U_T=U_N$)

$[\Phi^{(1)}]$ representa la forma modal asociada a la frecuencia fundamental de vibrar de la estructura suponiendo base empotrada. Las formas modales están normalizadas de tal manera que en el nivel de la azotea sea igual a uno ($\Phi_N^{(1)} = 1$)

Sustituyendo las ecuaciones (9) y (10) en la ecuación (1) y multiplicando por $[\Phi^{(1)}]^T$ se llega a:

$$(-\omega^2 + 2i\omega\omega_1\xi_1 + \omega_1^2)U_T - \omega^2\beta_1U_b - \omega^2\gamma_1H\Phi_b = F_T/M_1 \quad (11)$$

Donde:

$$M_1 = [\Phi^{(1)}]^T[M][\Phi^{(1)}] \quad (12a)$$

$$\omega_1^2 = \frac{1}{M_1} [\Phi^{(1)}]^T[K][\Phi^{(1)}] \quad (12b)$$

$$\xi_1 = \frac{1}{2\omega^2 M_1} [\Phi^{(1)}]^T[C][\Phi^{(1)}] \quad (12c)$$

$$\beta_1 = \frac{1}{M_1} [\Phi^{(1)}]^T[M][1] \quad (12d)$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{H M_1} [\Phi^{(1)}]^T[M][h] \quad (12e)$$

M_1 Es la masa modal del primer modo de vibrar de la estructura suponiendo base empotrada

ω_1 Corresponde a la frecuencia natural del primer modo de vibrar suponiendo base empotrada

ξ_1 Corresponde al amortiguamiento modal del primer modo de vibrar de la estructura suponiendo base empotrada.

β_1 y γ_1 son parámetros modales asociados al modo fundamental de la estructura con base empotrada

$[h]$ altura de cada nivel con respecto a la base

H altura de la estructura.

Usualmente la inercia de traslación y cabeceo de la cimentación es mucho más pequeña que la inercia correspondiente a la superestructura. En estos casos, sustituyendo la ecuación (10) en las ecs. (3) y (4) nos lleva a que:

$$-\omega^2 \beta_1 U_T - \omega^2 \beta_1^2 U_b - \omega^2 \beta_1 \gamma_1 H \Phi_b + H_S/M_1 = F_T/M_1 \quad (13)$$

$$-\omega^2 \gamma_1 U_T - \omega^2 \beta_1 \gamma_1 U_b - \omega^2 \gamma_1^2 H \Phi_b + M_S/HM_1 = F_T/M_1 \quad (14)$$

Donde la masa de la cimentación, así como la suma de los momentos de inercia de la superestructura son omitidas.

Realizando una serie de aproximaciones y sustituciones en las ecuaciones (11), (13) y (14) estas se reducen a:

$$[D(\omega)] \begin{Bmatrix} U_T \\ \beta_1(\omega_H/\omega_1)U_b \\ \gamma_1(\omega_R/\omega_1)H\Phi_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ (\omega_H/\omega_1)/\beta_1 \\ (\omega_R/\omega_1)/\gamma_1 \end{Bmatrix} \frac{F_T}{\omega_1^2 M_1} \quad (15)$$

Resolviendo la ecuación (15) y retomando que el desplazamiento total de la azotea de la estructura esta dado por $\bar{U}_T = U_T + U_b + H\Phi_b$, obtenemos que:

$$\begin{Bmatrix} \bar{U}_T \\ U_T \\ U_b \\ H\Phi_b \end{Bmatrix} \approx \frac{(\omega/\hat{\omega}_1)^2}{1 - (\omega/\hat{\omega}_1)^2 + 2i \xi_1(\omega/\hat{\omega}_1)} \begin{Bmatrix} 1 \\ (\hat{\omega}_1/\omega)^2 \\ \beta_1^{-1}(\hat{\omega}_1/\omega_H)^2 \\ \gamma_1^{-1}(\hat{\omega}_1/\omega_R)^2 \end{Bmatrix} \frac{F_T}{\omega_1^2 M_1} \quad (16)$$

Donde:

$$\frac{1}{\hat{\omega}_1^2} = \frac{1}{\omega_1^2} + \frac{1}{\omega_R^2} + \frac{1}{\omega_H^2} \quad (17)$$

$\hat{\omega}_1$ frecuencia fundamental del sistema determinada experimentalmente.

ω_1 frecuencia de la superestructura con base empotrada.

ω_R frecuencia natural suponiendo que su base sólo puede girar y con una superestructura infinitamente rígida.

ω_H frecuencia natural suponiendo que su base sólo puede trasladarse y con una superestructura infinitamente rígida.

Como ω_R y ω_H son frecuencias que dependen de la rigidez de la cimentación, la flexibilidad del suelo y la masa de la superestructura se tiene entonces que:

$$\omega_R^2 = GL^3 k'_{MM}(\hat{\omega}_1)/\alpha \gamma_1^2 M_1 H^2 \quad (18)$$

$$\omega_H^2 = GL k'_{HH}(\hat{\omega}_1)/\beta_1^2 M_1 \quad (19)$$

Donde:

G es el módulo de rigidez al corte del suelo.

L es el largo de la cimentación de referencia.

α es un parámetro característico de la rigidez de la cimentación.

$$k'_{HH} = \text{Re} \left[K_{HH} + K_{HM} \frac{L\tilde{\Phi}_b}{\bar{U}_b} \right] = \text{Re} \left[\frac{H_S}{GL\bar{U}_b} \right] \quad (20)$$

$$k'_{MM} = \text{Re} \left[K_{MM} + K_{MH} \frac{U_b}{L\tilde{\Phi}_b} \right] = \text{Re} \left[\frac{M_S}{GL^3\tilde{\Phi}_b} \right] \quad (21)$$

K_{HH} , $K_{HM} = K_{MH}$ y K_{MM} son las funciones de impedancia para la cimentación.

$\bar{U}_b = U_b$ es el promedio del desplazamiento de la cimentación.

$\tilde{\Phi}_b = \Phi_b/\alpha$ es el promedio de rotación de la cimentación.

H_S fuerza que la cimentación ejerce en el suelo.

M_S momento que la cimentación ejerce en el suelo.

L largo de la referencia que se toma igual al radio de una cimentación circular de área igual a la de la cimentación analizada.

Por último se presenta el sistema equivalente de amortiguamiento:

$$\xi_1 = \left[\frac{\hat{\omega}_1}{\omega_1} \right]^2 \xi_1 + \left[1 - \frac{\hat{\omega}_1}{\omega_1} \right]^2 \xi_S + \left[\frac{\hat{\omega}_1}{\omega_H} \right]^3 \xi_{RH} + \left[\frac{\hat{\omega}_1}{\omega_R} \right]^3 \xi_{RR} \quad (22)$$

ξ_1 es el amortiguamiento modal de la superestructura de base rígida.

ξ_S es el amortiguamiento histerético del suelo.

ξ_{RH} y ξ_{RR} es el amortiguamiento de las radiaciones asociados con el desplazamiento y cabeceo de la cimentación.

Para el caso de la frecuencia fundamental de vibrar del modo de torsión del sistema suelo-estructura, se tiene un momento torsionante $M_T e^{i\omega t}$ aplicado en el nivel l , y una rotación total de la azotea $\Phi_T e^{i\omega t}$, y una rotación total del sótano $\Phi_b e^{i\omega t}$, que se pueden obtener a partir de:

$$\begin{Bmatrix} \tilde{\Phi}_T \\ \Phi_b \end{Bmatrix} = \frac{(\omega/\hat{\omega}_1)^2}{1 - (\omega/\hat{\omega}_1)^2 + 2\xi_1(\omega/\hat{\omega}_1)} \begin{Bmatrix} 1 \\ \beta_1^{-1}(\hat{\omega}_1/\omega_T)^2 \end{Bmatrix} \frac{M_T}{\omega^2 I_1} \Phi_1^{(1)} \quad (23)$$

Donde:

$\Phi_1^{(1)}$ amplitud del modo fundamental en el nivel l -ésimo con base rígida

$I_1 = 0.34I_{sb}$ es el momento de inercia de la masa modal de la superestructura

I_{sb} es el momento de inercia de la masa total de la superestructura.

La frecuencia torsional se obtiene a partir de:

$$\frac{1}{\hat{\omega}_1^2} = \frac{1}{\omega_1^2} + \frac{1}{\omega_T^2} \quad (24)$$

Donde:

ω_1 es la frecuencia natural de la superestructura con base rígida.

$$\omega_T^2 = GL^3 k_{TT}(\hat{\omega}_1) / \beta_1^2 I_1 \quad (25)$$

La ec. (25) es definida en términos de la rigidez torsional de la cimentación que se obtiene a partir de:

$$k_{TT} = \text{Re}(K_{TT}) = \text{Re} \left(\frac{T_S}{GL^3 \Phi_b} \right) \quad (26)$$

Donde:

$T_S e^{i\omega t}$ es la torsión que la cimentación ejerce en el suelo

El amortiguamiento del sistema torsional equivalente viene dado por:

$$\xi_1 = \left(\frac{\hat{\omega}_1}{\omega_1} \right)^2 \xi_1 + \left(1 - \left(\frac{\hat{\omega}_1}{\omega_1} \right)^2 \right) \xi_S + \left(\frac{\hat{\omega}_1}{\omega_T} \right)^3 \xi_{RT} \quad (27)$$

Donde:

$$\xi_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{\omega_T}{\hat{\omega}_1} \right) \left(\frac{\text{Im}K_{TT}}{\text{Re}K_{TT}} - 2\xi_S \right) \quad (28)$$

De las ecuaciones (23), (24) y (25) se obtiene:

$$\omega_T = \hat{\omega}_1 / (\beta_1 \Phi_b / \tilde{\Phi}_T)^{-1/2} \quad (29)$$

$$\omega_1 = \hat{\omega}_1 / [1 - \beta_1 (\Phi_b / \tilde{\Phi}_T)]^{-1/2} \quad (30)$$

$$k_{TT} = \hat{\omega}_1^2 \frac{\beta_1 I_1}{GL^3} \frac{\tilde{\Phi}_T}{\Phi_b} \quad (31)$$

$$k_1 = \hat{\omega}_1^2 \frac{I_1}{GL^3} \frac{1}{[1 - \beta_1 (\Phi_b / \tilde{\Phi}_T)]} \quad (32)$$

3.2 El Método de Nakamura

El método de Nakamura propone estimar el período fundamental y el factor de amplificación de un depósito de suelos a partir de mediciones de vibraciones verticales y horizontales en superficie, utilizando las vibraciones asociadas a ruido ambiental o microtemblores.

Los depósitos de suelo están generalmente expuestos a vibraciones inducidas por fuerzas naturales, como mareas y viento, y a fuerzas antropogénicas provenientes de fábricas, automóviles, trenes, etc. Estas fuentes generadoras de vibraciones pueden considerarse que en suma producen una sollicitación dinámica aleatoria, lo cual permite que un depósito de suelos tienda a vibrar preponderantemente de acuerdo a su periodo fundamental (VRP. 2005).

Teniendo en consideración que las mediciones de vibraciones en afloramientos rocosos o en suelos muy rígidos presentan similares componentes en horizontal y en vertical, se puede decir que no existe una dirección predominante de movimiento en estos casos y que cualquier amplificación del movimiento en la superficie de suelos más blandos debe ser producida por las capas de dicho suelo blando.

Se acepta como hipótesis que la componente horizontal de los temblores es amplificada por la multi-reflexión de las ondas S (de corte), mientras que la componente vertical es amplificada por la multi-reflexión de las ondas P (de compresión). Por otro lado, el efecto de las ondas Rayleigh aparece más marcadamente en la componente vertical y su efecto puede ser cuantificado calculando la razón entre la componente vertical en superficie y la base del sustrato (VRP. 2005).

La función de transferencia de las capas de suelo se puede definir como:

$$S_T = \frac{S_{HS}}{S_{HB}} \quad (3.2.1)$$

Donde :

S_{HS} espectro de amplitud de Fourier de la componente horizontal del movimiento en superficie

S_{HB} espectro de amplitud de Fourier de la componente horizontal del movimiento en la base del estrato de suelos.

Como el ruido ambiental se propaga principalmente como ondas Rayleigh, es de esperar que el espectro S_{HS} sea afectado por este tipo de ondas, así como también el espectro de amplitudes de la componente vertical del movimiento en la superficie S_{VS} . Además, es posible esperar que el ruido ambiental no afecte significativamente el espectro de la componente vertical del movimiento en la base S_{VB} .

Por otra parte, asumiendo que la componente vertical del movimiento no es amplificada por las capas de suelo, la función de transferencia, (Ec. 3.2.2), representaría principalmente el efecto de la onda Rayleigh en la componente vertical del movimiento.

$$E_S = \frac{S_{VS}}{S_{VB}} \quad (3.2.2)$$

Considerando que el efecto de las ondas Rayleigh es aproximadamente similar en la componente horizontal que en la vertical, resulta útil definir la función de transferencia, S_{TT} , como:

$$S_{TT} = \frac{S_T}{E_S} = \frac{R_S}{R_B} \quad (3.2.3)$$

Donde :

$$R_S = \frac{S_{HS}}{S_{VS}} \quad (3.2.4a)$$

$$R_B = \frac{S_{HB}}{S_{VB}} \quad (3.2.4b)$$

Considerando que en la base el movimiento es igual en todas las direcciones, entonces el espectro de la componente horizontal del movimiento y el espectro de la componente vertical del movimiento de la base son aproximadamente iguales, por lo que R_B alcanza valores en torno a la unidad. Tenemos entonces:

$$S_{TT} = R_S \quad (3.2.5)$$

Esto significa que la función de transferencia asociada a la propagación vertical de ondas de corte de un depósito de suelos, puede ser estimada simplemente a partir de un movimiento medido en superficie.

4. EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS

4.1 Determinación de los periodos de sitio

4.1.1 Edificio Torre SRE

Para la determinación del periodo de sitio del edificio Torre SRE se realizaron algunas pruebas de vibración ambiental, las cuales consistieron en colocar sensores en el terreno donde se encuentra desplantado el edificio. Los sensores empleados, a pesar de ser de alta resolución no permiten trabajar con frecuencias y amplitudes demasiado bajas.

Para poder obtener una mayor exactitud en los periodos de sitio, al emplear el método de Nakamura, sería recomendable emplear sismógrafos en vez de acelerómetros, ya que nos permiten obtener velocidades en lugar de aceleraciones, además de que son mucho más sensibles a frecuencias bajas, sin embargo, en este trabajo se emplearán los datos proporcionados en las pruebas de vibración ambiental y en las cuales los sensores utilizados son acelerómetros.

Los aparatos se colocaron del lado norte, este y oeste del edificio, con una posición horizontal (dirección L y T) y vertical, de manera que se tuvieran mediciones acordes para aplicar el método de Nakamura (ver capítulo 3.2).

Los datos que se obtuvieron en las mediciones de vibración ambiental, sirvieron para determinar la función de transferencia con pares de señales y en el dominio de la frecuencia.

Con las gráficas obtenidas fue posible determinar el periodo del sitio del edificio Torre SRE.

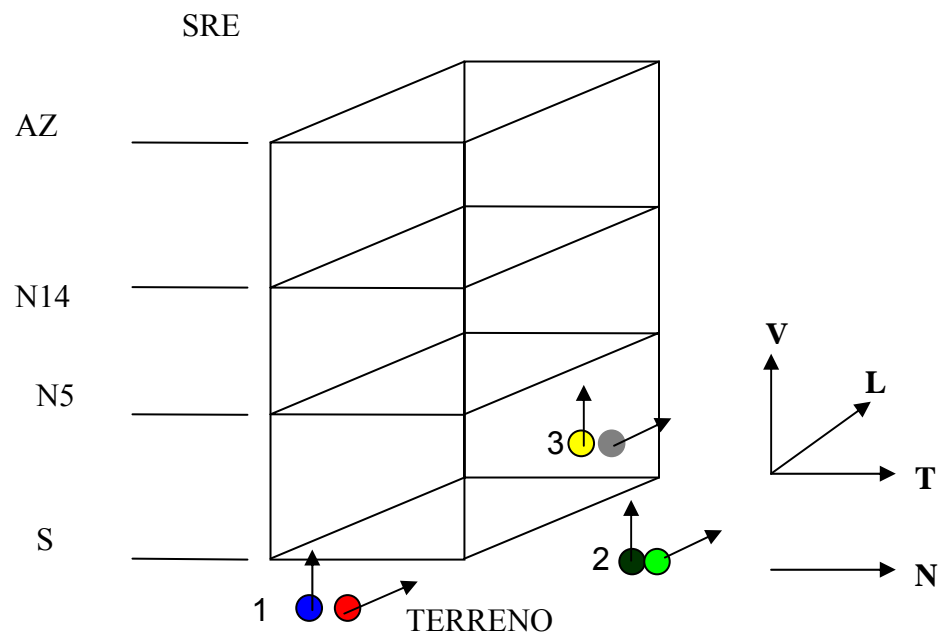


Fig. 4.1.1 Localización de los aparatos para los registros de vibración ambiental en el sitio.

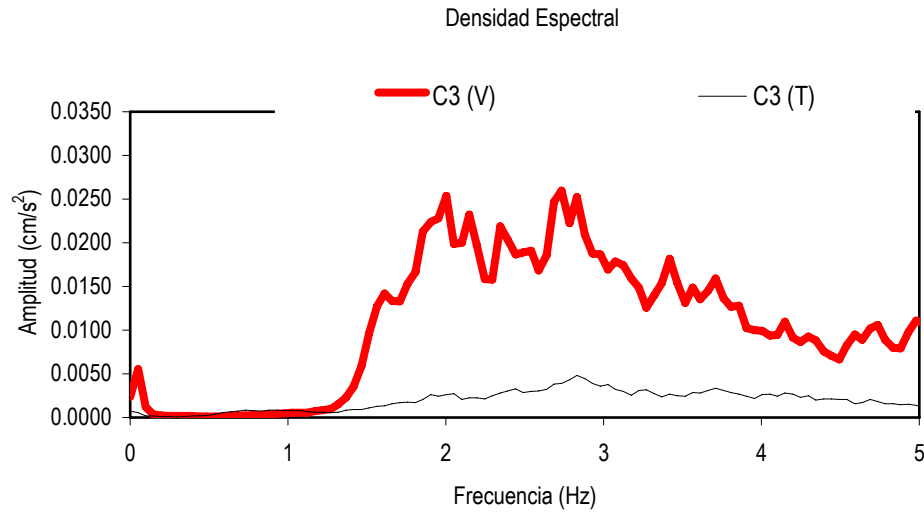


Fig. 4.1.2 Densidad espectral del sitio (Edificio Torre SRE)

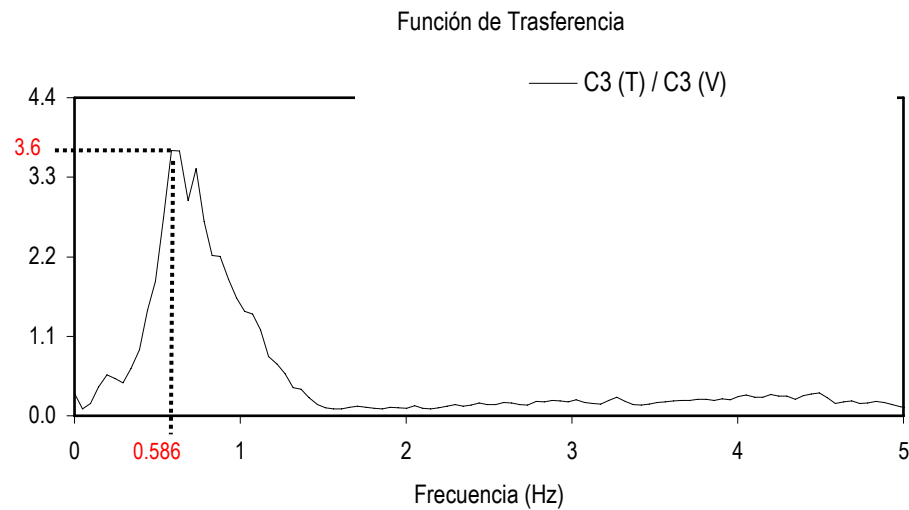


Fig. 4.1.3 Función de transferencia del sitio (H/V, Edificio Torre SRE)

4.1.2 Edificio PC

En el caso del edificio PC se empleó el mismo procedimiento que para el edificio Torre SRE, los aparatos se colocaron en tres lugares diferentes que se denominaron ATLAS, JR y CL, este último se encuentra sobre la avenida principal.

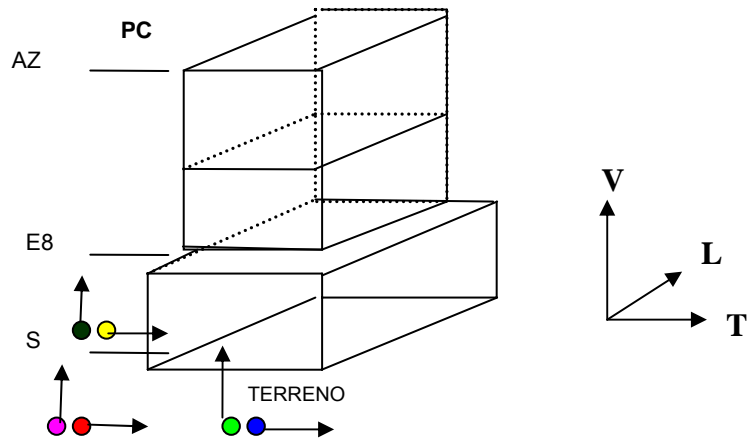


Fig. 4.1.4 Localización de los aparatos para los registros de vibración ambiental en el sitio.

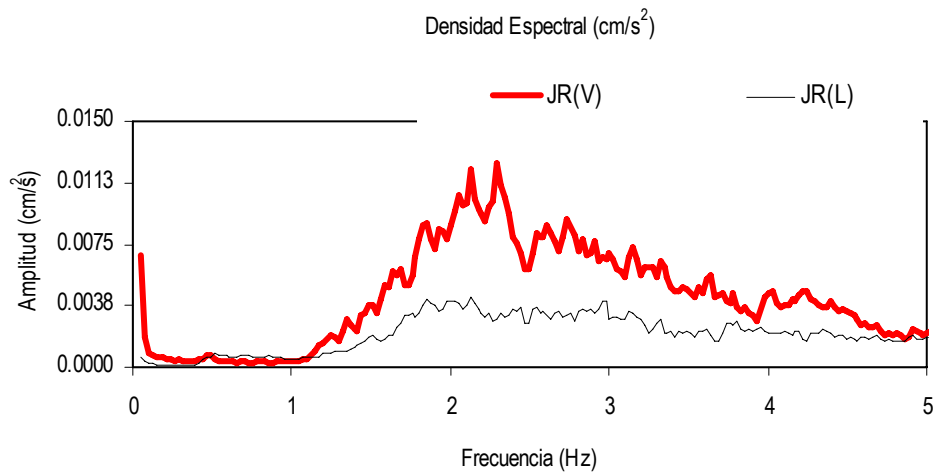


Fig. 4.1.5 Densidad espectral del sitio (Edificio PC)

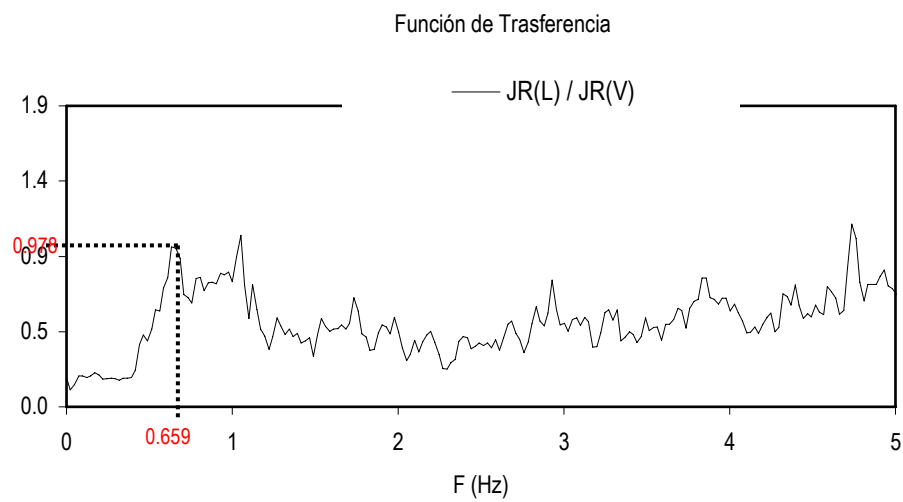


Fig. 4.1.3 Función de transferencia del sitio (H/V, Edificio PC)

4.2 Determinación de los periodos fundamentales de los edificios

4.2.1 Edificio Torre SRE

Para la determinación de los periodos fundamentales del edificio Torre SRE, se realizaron algunas mediciones en campo de las vibraciones ambientales o micro temblores, para esto se emplearon aparatos de alta resolución capaces de registrar señales de pequeña amplitud y que fueron dispuestos en los puntos de interés de la estructura.

Para obtener los registros de las vibraciones ambientales del edificio en la dirección transversal como longitudinal, se colocaron los aparatos en posición horizontal tanto en el centro de la azotea como en el centro del sótano y orientados respectivamente.

Para obtener los registros de torsión del edificio, se colocaron los aparatos en los extremos de la azotea, así como en los extremos del sótano.

En el caso del cabeceo del edificio, los aparatos se colocaron en la base del sótano en posición vertical.

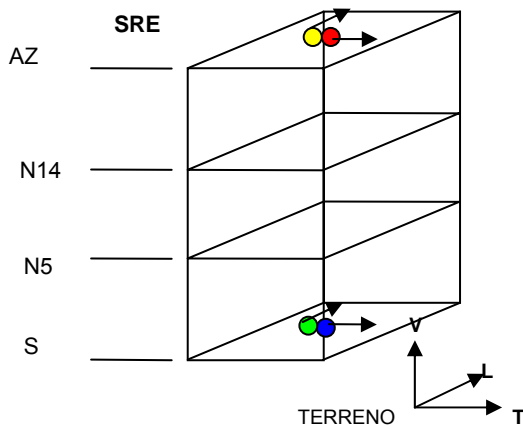


Fig. 4.2 a

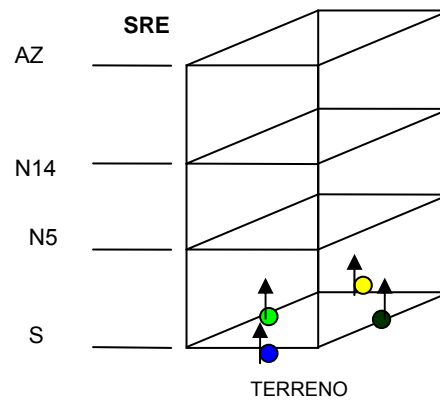


Fig. 4.2 b

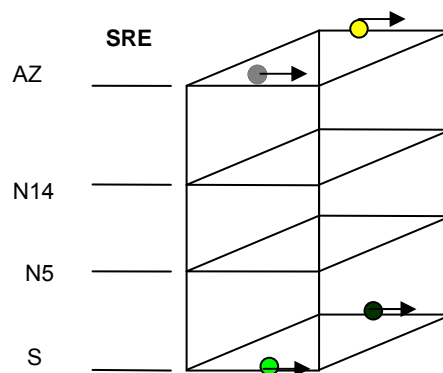


Fig. 4.2 c

Las figuras 4.2 a, b y c muestran la colocación de los aparatos para la obtención de los registros en L y T, cabeceo y torsión del edificio respectivamente.

El procesamiento de los datos obtenidos a partir de las mediciones de las vibraciones ambientales, permitió obtener de manera gráfica las densidades espectrales, funciones de transferencia, el ángulo de fase y la coherencia entre pares de señales, todo se trabaja en el dominio de la frecuencia.

El ángulo de fase permite determinar si en la frecuencia identificada para torsión se presenta este fenómeno, ya que si el ángulo es menor de 90° , la estructura únicamente presenta un desplazamiento, si el ángulo es mayor de 90° , entonces es cuando se presenta la torsión en la estructura.

El método de Luco emplea únicamente el primer modo vibrar de la estructura, por lo tanto después de procesar los datos de vibración ambiental, se obtuvieron las frecuencias puntuales de manera gráfica, para lo cual se necesitó trabajar siempre en pares las señales obtenidas.

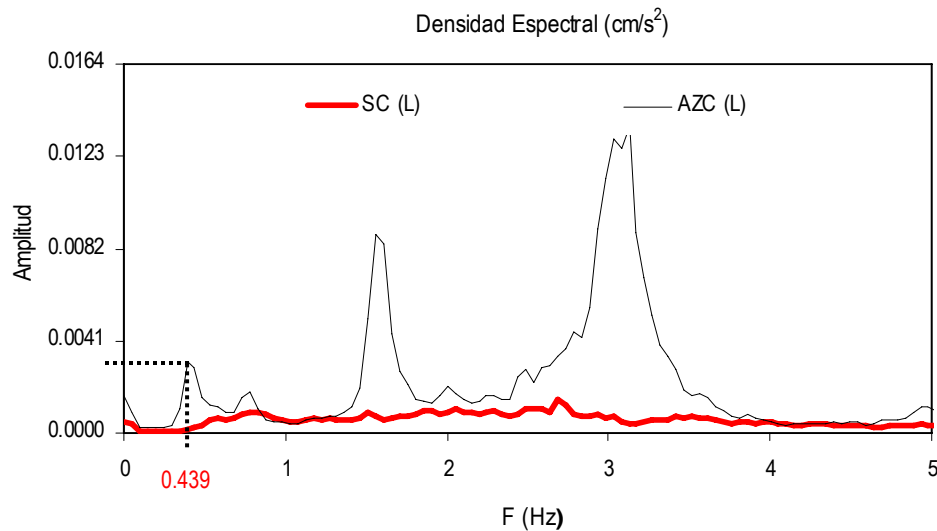


Fig. 4.2.1 Densidad espectral dirección L

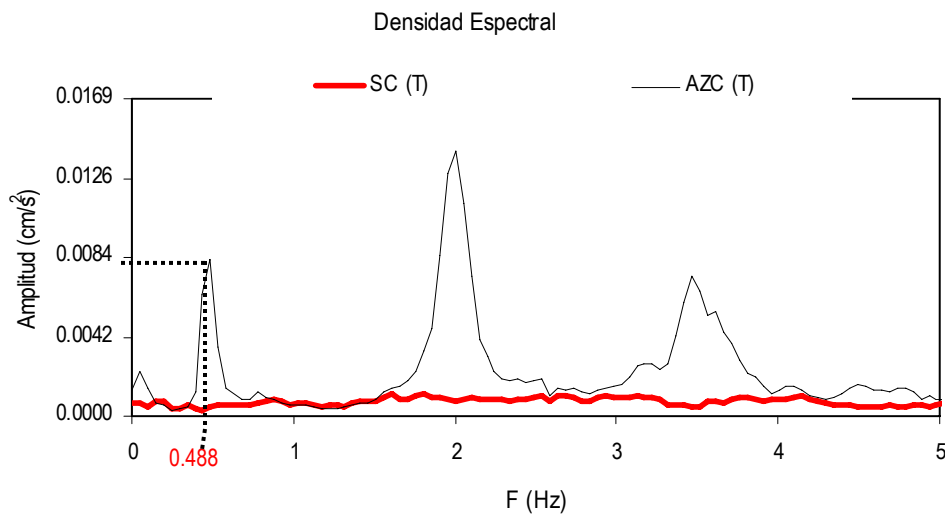


Fig. 4.2.2 Densidad espectral dirección T

Las figuras 4.2.1 y 4.2.2 muestran las frecuencias de la estructura en su primer modo de vibrar (línea punteada), en la dirección longitudinal y transversal respectivamente. Se puede notar claramente una diferencia un poco mayor tanto de la amplitud como de la frecuencia en la dirección transversal con respecto a la dirección longitudinal, indicando de esta manera que la respuesta estructural del edificio resulta mayor en la dirección longitudinal.

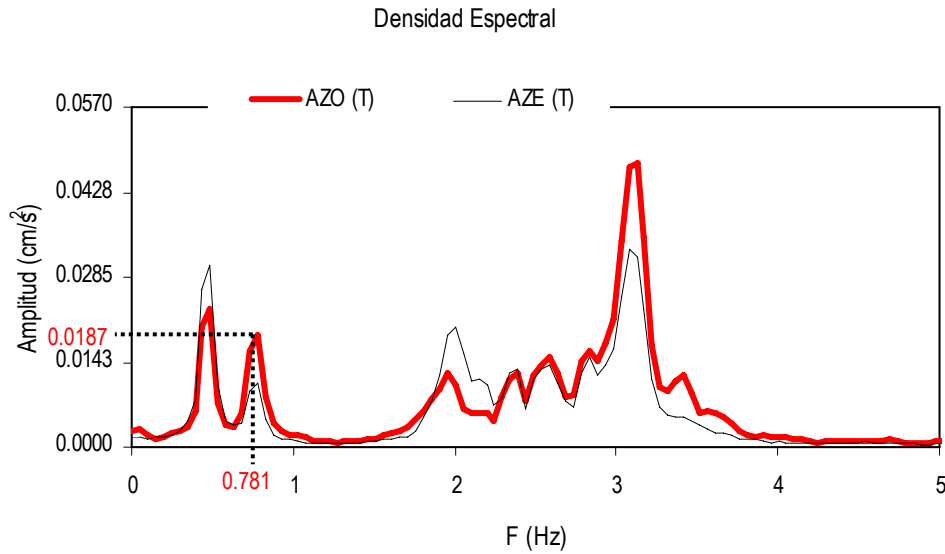


Fig. 4.2.3 Densidad espectral Azotea (Torsión)

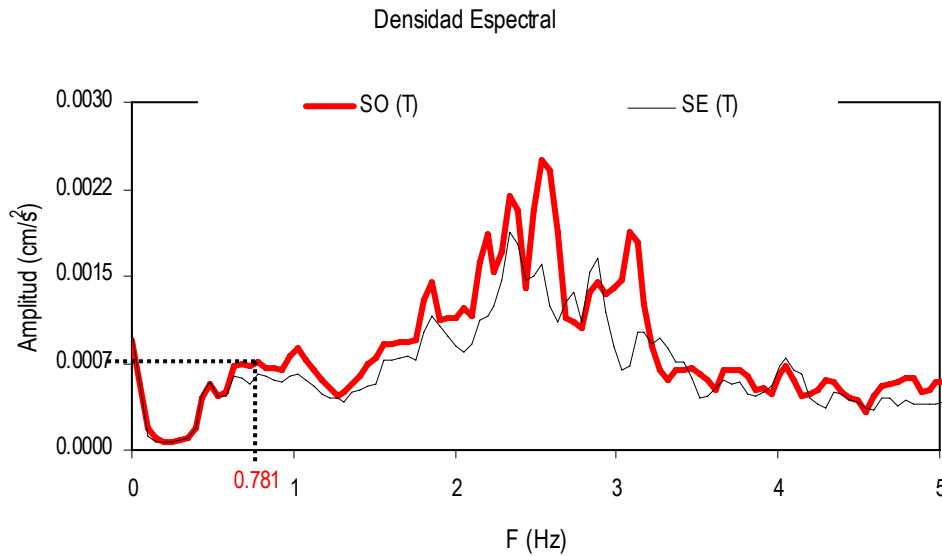


Fig. 4.2.4 Densidad espectral Sótano (Torsión)

Las figuras 4.2.3 y 4.2.4 muestran los espectros de la azotea (E/O) y el sótano (E/O) respectivamente, de las gráficas se obtuvo el periodo de la estructura para torsión.

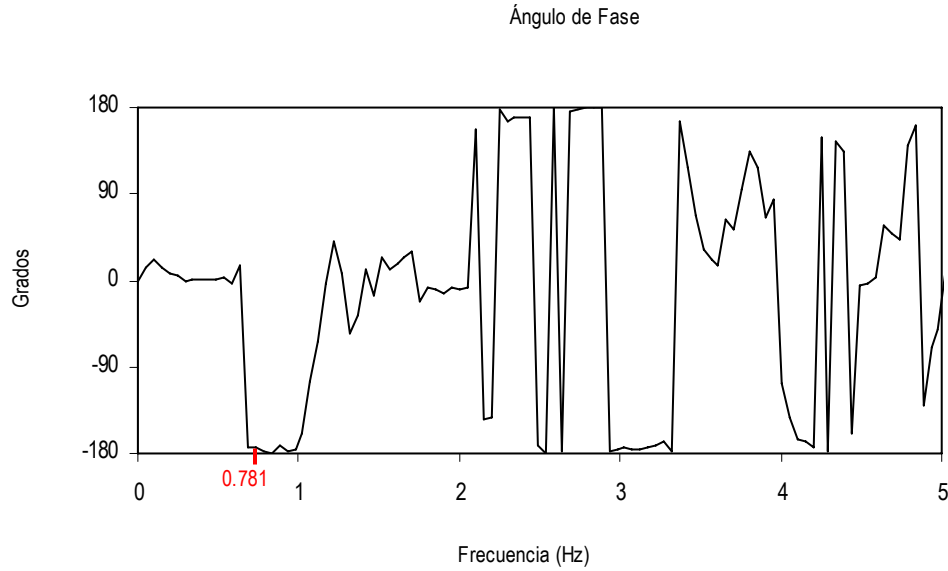


Fig. 4.2.5 Ángulo de fase

La figura 4.2.5 muestra el ángulo de fase para la frecuencia de torsión del edificio PC. El ángulo asociado al periodo de torsión identificado es de 178° , por lo tanto, se puede corroborar que para el valor de la frecuencia identificada si se presenta el fenómeno de torsión.

Periodos fundamentales de la estructura

Edificio Torre SRE			Amplitud (cm/s^2)	
Dirección	F_1 (Hz)	T_1 (s)	Azotea	Sótano
Longitudinal	0.439	2.28	0.0029181	0.0002243
Transversal	0.488	2.05	0.0083263	0.000502
Torsión	0.781	1.28	0.0187047	0.0007574

Tabla 4.2.1

En la tabla 4.2.1 se muestran los periodos fundamentales de la estructura identificados gráficamente así como sus respectivos desplazamientos, en las direcciones longitudinal, transversal y para torsión.

4.2.2 Edificio PC

En el edificio PC se empleó el mismo procedimiento que para el edificio Torre SRE, donde se realizaron registros de las vibraciones ambientales, y se obtuvieron los periodos fundamentales de la estructura.

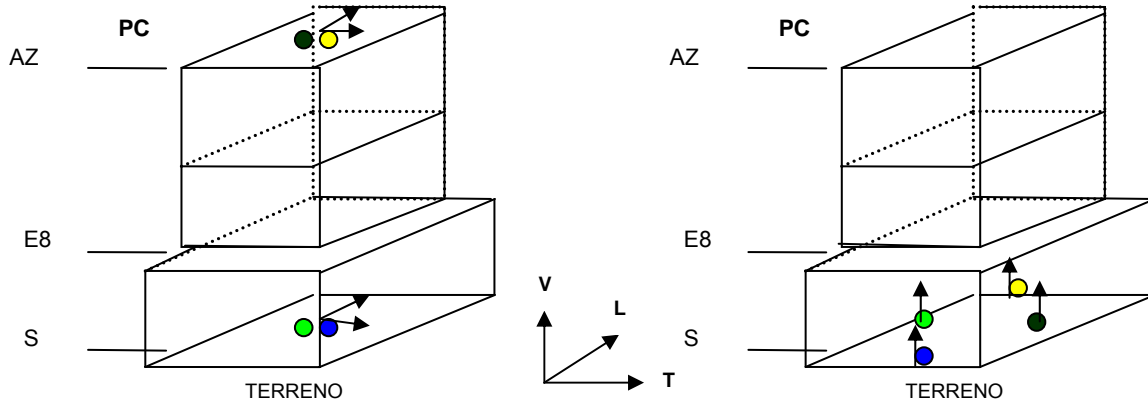


Fig. 4.2.5 a

Fig. 4.2.5 b

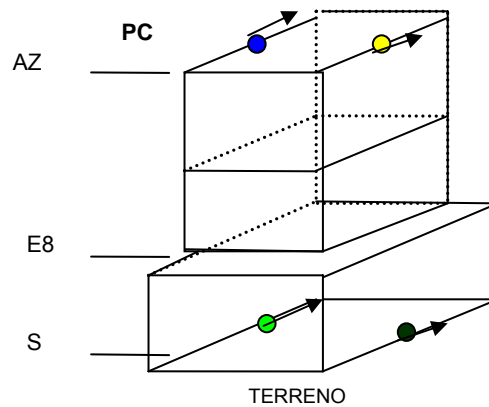


Fig. 4.2.5 c

Las figuras 4.2.5 a, b y c muestran la colocación de los aparatos en el edificio PC para la obtención de los registros en L y T, cabeceo y torsión del edificio respectivamente.

Los periodos fundamentales de la estructura del edificio PC se obtuvieron gráficamente, tomando en cuenta que el método de Luco emplea el primer modo de vibrar de la estructura.

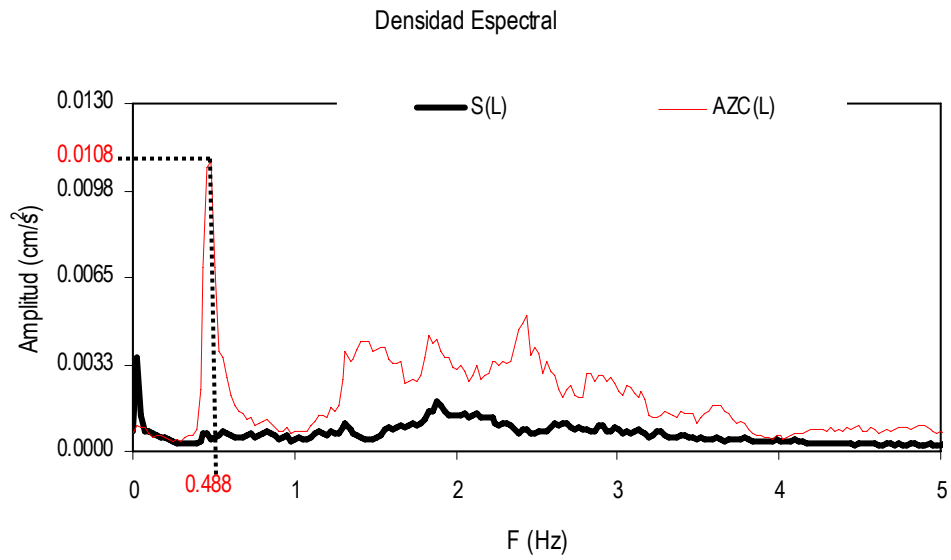


Fig. 4.2.6 Densidad espectral dirección L

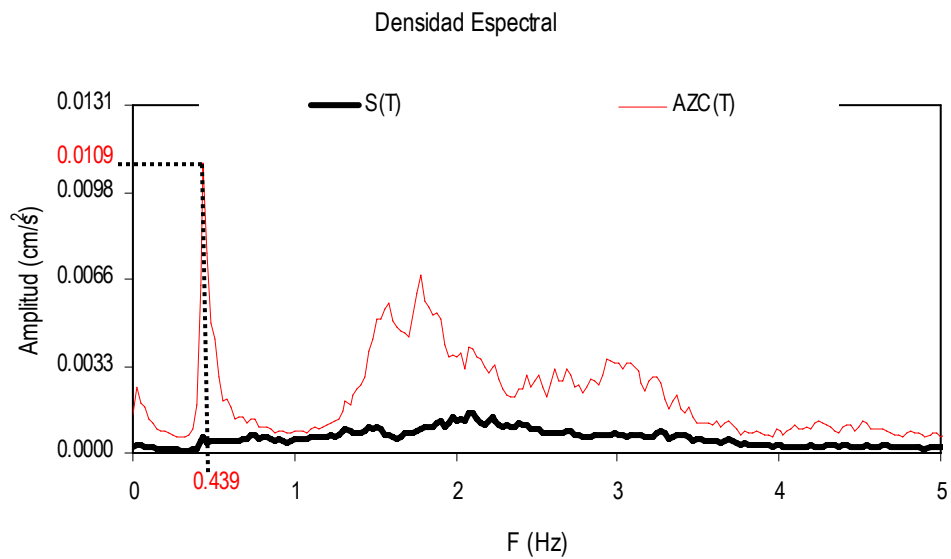


Fig. 4.2.7 Densidad espectral dirección T

Las figuras 4.2.6 y 4.2.7 muestran el periodo fundamental de la estructura en la dirección longitudinal y transversal respectivamente.

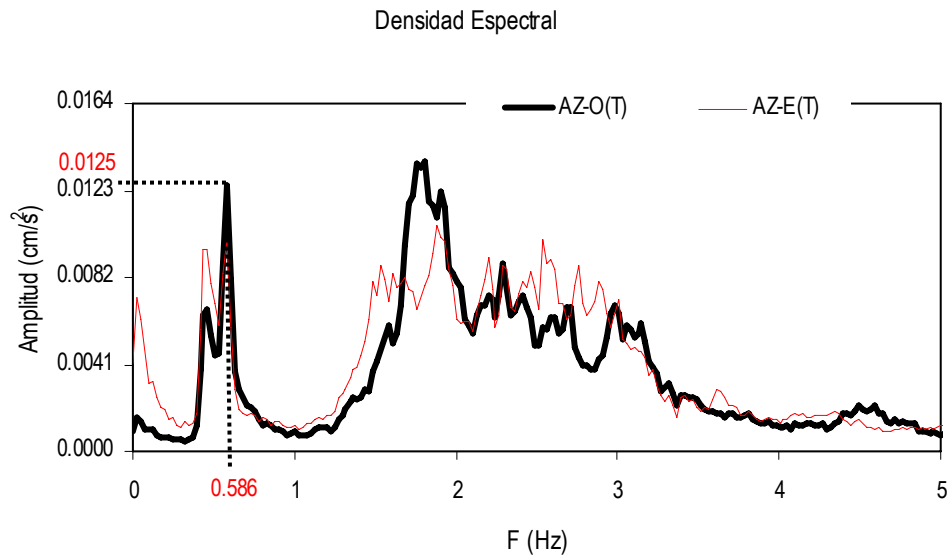


Fig. 4.2.8 Densidad espectral azotea (torsión)

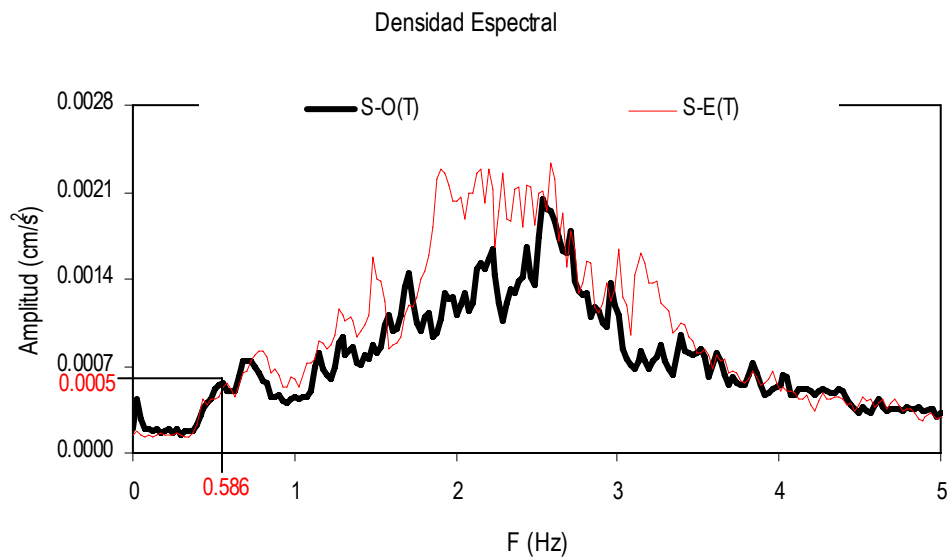


Fig. 4.2.9 Densidad espectral sótano (torsión)

Las figuras 4.2.8 y 4.2.9 muestran el periodo fundamental de la estructura para torsión, este se puede apreciar más claramente en la densidad espectral de la azotea.

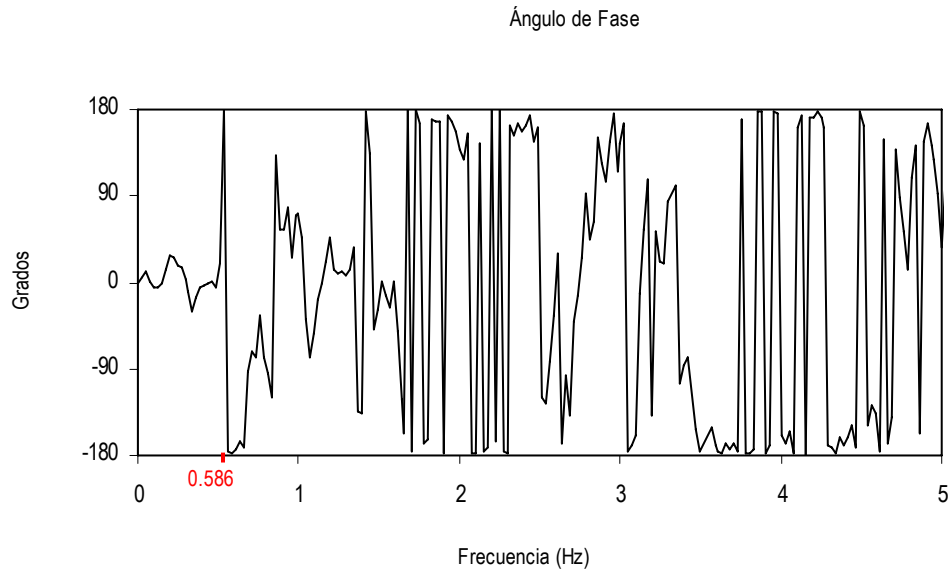


Fig. 4.2.10 Ángulo de fase

La figura 4.2.10 muestra el ángulo de fase para la frecuencia de torsión del edificio Torre SRE. El ángulo asociado al periodo de torsión identificado es de 178° , por lo tanto, se puede corroborar que para el valor de la frecuencia identificada si se presenta el fenómeno de torsión.

Periodos fundamentales de la estructura

Edificio PC			Amplitud (cm/s^2)	
Dirección	F_1 (Hz)	T_1 (s)	Azotea	Sótano
Longitudinal	0.488	2.05	0.0108706	0.0004351
Transversal	0.439	2.28	0.0109207	0.000592
Rotación	0.586	1.71	0.0125457	0.000559

Tabla 4.2.2

En la tabla 4.2.2 se muestran los periodos fundamentales de la estructura identificados gráficamente así como sus respectivos desplazamientos, en las direcciones longitudinal, transversal y para torsión.

4.3 Descripción de las pruebas experimentales.

4.3.1. Edificio PC. Direcciones L y T

Para la aplicación del método de Luco en las direcciones L y T, es indispensable el contar con una serie de datos, los cuales fueron proporcionados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

$[\Phi^{(1)}]$ Representa la forma modal normalizada asociada a la frecuencia fundamental de vibrar de la estructura suponiendo base empotrada.

$[M]$ Es la matriz de masas de la estructura

[h] altura de cada nivel con respecto a la base
H altura de la estructura.

Con los datos anteriores se obtienen los parámetros modales asociados al modo fundamental de la estructura con base empotrada (β_1 y γ_1), así como la masa modal del primer modo de vibrar de la estructura suponiendo base empotrada (M_1) los cuales se obtienen como se indica en el capítulo 3.1.

Los datos proporcionados en la tabla 4.3.1, se emplearon para la obtención de los parámetros modales así como la masa modal en la dirección L para el edificio PC.

	Vector De Alturas {h}	Forma Modal L(X) { $\Phi^{(1)}$ }	Vector Unitario {1}	Vector de Masas [Kgf s ² /m]
Azot	54.35	1.000	1	100303
N11	51.35	0.935	1	124281
N10	48.35	0.870	1	124659
N9	45.35	0.804	1	124659
N8	42.35	0.737	1	125637
N7	39.35	0.670	1	126595
N6	36.35	0.603	1	127156
N5	33.35	0.534	1	128073
N4	30.35	0.466	1	129001
N3	27.35	0.359	1	129001
N2	24.35	0.298	1	131825
N1	21.35	0.240	1	132997
E8	18.35	0.207	1	93925
E7	16.85	0.182	1	91179
E6	15.35	0.159	1	92225
E5	13.85	0.137	1	92566
E4	12.35	0.116	1	92791
E3	10.85	0.097	1	93520
E2	9.35	0.079	1	102762
E1	7.85	0.063	1	90747
Mez	6.35	0.048	1	136728
PB	3	0.020	1	272610

Tabla 4.3.1

Los datos que se presentan en la tabla 4.3.1 se muestran en forma de vectores, para el cálculo de los parámetros se emplean matrices, en el caso de los tres primeros vectores se emplean matrices de mxn mientras que en el vector de masas se emplea una matriz diagonal de mxp, donde:

m= Número de niveles que se consideran del edificio

n= 1

m= p

Es importante realizar la obtención de la masa modal para poder obtener después los parámetros modales.

$$M_1 = [\Phi^{(1)}]^T [M] [\Phi^{(1)}]$$

$$M_1 = \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.935 \\ 0.870 \\ 0.804 \\ 0.737 \\ 0.670 \\ 0.603 \\ 0.534 \\ 0.466 \\ 0.359 \\ 0.298 \\ 0.240 \\ 0.207 \\ 0.182 \\ 0.159 \\ 0.137 \\ 0.116 \\ 0.097 \\ 0.079 \\ 0.063 \\ 0.048 \\ 0.020 \end{pmatrix}^T \begin{pmatrix} \text{Matriz de} \\ \text{masas} \\ \text{(diagonal)} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.935 \\ 0.870 \\ 0.804 \\ 0.737 \\ 0.670 \\ 0.603 \\ 0.534 \\ 0.466 \\ 0.359 \\ 0.298 \\ 0.240 \\ 0.207 \\ 0.182 \\ 0.159 \\ 0.137 \\ 0.116 \\ 0.097 \\ 0.079 \\ 0.063 \\ 0.048 \\ 0.020 \end{pmatrix} = 670273 \text{ kgf-s}^2/\text{m} \\
 = 670.27 \text{ t-s}^2/\text{m}$$

Para la determinación de los parámetros modales en la dirección L del edificio PC, se realizaron los siguientes cálculos:

$$\beta_1 = \frac{1}{M_1} [\Phi^{(1)}]^T [M] [1]$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{H M_1} [\Phi^{(1)}]^T [M] [h]$$

$$\beta_1 = \frac{1}{670273} \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.935 \\ 0.870 \\ 0.804 \\ 0.737 \\ 0.670 \\ 0.603 \\ 0.534 \\ 0.466 \\ 0.359 \\ 0.298 \\ 0.240 \\ 0.207 \\ 0.182 \\ 0.159 \\ 0.137 \\ 0.116 \\ 0.097 \\ 0.079 \\ 0.063 \\ 0.048 \\ 0.020 \end{bmatrix}^T \begin{pmatrix} \\ \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} = 1.54$$

Matriz de masas (diagonal)

$$\gamma_1 = \frac{1}{(54.35)(670273)} \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.935 \\ 0.870 \\ 0.804 \\ 0.737 \\ 0.670 \\ 0.603 \\ 0.534 \\ 0.466 \\ 0.359 \\ 0.298 \\ 0.240 \\ 0.207 \\ 0.182 \\ 0.159 \\ 0.137 \\ 0.116 \\ 0.097 \\ 0.079 \\ 0.063 \\ 0.048 \\ 0.020 \end{bmatrix}^T \begin{pmatrix} \\ \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 54.35 \\ 51.35 \\ 48.35 \\ 45.35 \\ 42.35 \\ 39.35 \\ 36.35 \\ 33.35 \\ 30.35 \\ 27.35 \\ 24.35 \\ 21.35 \\ 18.35 \\ 16.85 \\ 15.35 \\ 13.85 \\ 12.35 \\ 10.85 \\ 9.35 \\ 7.85 \\ 6.35 \\ 3 \end{pmatrix} = 1.090$$

Matriz de masas (diagonal)

En el caso de la dirección T del edificio PC se emplearon los datos mostrados en la tabla 4.3.2.

	Vector De Alturas {h}	Forma Modal T(X) { $\Phi^{(1)}$ }	Vector Unitario {1}	Vector de Masas [Kgf s ² /m]
Azot	54.35	1.000	1	100303
N11	51.35	0.909	1	124281
N10	48.35	0.823	1	124659
N9	45.35	0.740	1	124659
N8	42.35	0.662	1	125637
N7	39.35	0.587	1	126595
N6	36.35	0.517	1	127156
N5	33.35	0.451	1	128073
N4	30.35	0.377	1	129001
N3	27.35	0.312	1	129001
N2	24.35	0.253	1	131825
N1	21.35	0.200	1	132997
E8	18.35	0.153	1	93925
E7	16.85	0.132	1	91179
E6	15.35	0.112	1	92225
E5	13.85	0.094	1	92566
E4	12.35	0.077	1	92791
E3	10.85	0.086	1	93520
E2	9.35	0.070	1	102762
E1	7.85	0.054	1	90747
Mez	6.35	0.040	1	136728
PB	3	0.013	1	272610

Tabla 4.3.2

Los datos de la tabla 4.3.2 son mostrados en forma de vectores, se realizan las mismas consideraciones que para la dirección L.

$$M_1 = [\Phi^{(1)}]^T [M] [\Phi^{(1)}]$$

$$\beta_1 = \frac{1}{M_1} [\Phi^{(1)}]^T [M] [1]$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{H M_1} [\Phi^{(1)}]^T [M] [h]$$

$$M_1 = \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.909 \\ 0.823 \\ 0.740 \\ 0.662 \\ 0.587 \\ 0.517 \\ 0.451 \\ 0.377 \\ 0.312 \\ 0.253 \\ 0.200 \\ 0.153 \\ 0.132 \\ 0.112 \\ 0.094 \\ 0.077 \\ 0.086 \\ 0.070 \\ 0.054 \\ 0.040 \\ 0.013 \end{pmatrix}^T \begin{pmatrix} \\ \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.909 \\ 0.823 \\ 0.740 \\ 0.662 \\ 0.587 \\ 0.517 \\ 0.451 \\ 0.377 \\ 0.312 \\ 0.253 \\ 0.200 \\ 0.153 \\ 0.132 \\ 0.112 \\ 0.094 \\ 0.077 \\ 0.086 \\ 0.070 \\ 0.054 \\ 0.040 \\ 0.013 \end{pmatrix} = 567031 \text{ kgf-s}^2/\text{m} = 567.03 \text{ t-s}^2/\text{m}$$

Matriz de masas (diagonal)

$$\beta_1 = \frac{1}{567031} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.909 \\ 0.823 \\ 0.740 \\ 0.662 \\ 0.587 \\ 0.517 \\ 0.451 \\ 0.377 \\ 0.312 \\ 0.253 \\ 0.200 \\ 0.153 \\ 0.132 \\ 0.112 \\ 0.094 \\ 0.077 \\ 0.086 \\ 0.070 \\ 0.054 \\ 0.040 \\ 0.013 \end{pmatrix}^T \begin{pmatrix} \\ \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} = 1.62$$

Matriz de masas (diagonal)

$$\gamma_1 = \frac{1}{(54.35)(567031)} \begin{matrix} \left. \begin{array}{c} 1.000 \\ 0.909 \\ 0.823 \\ 0.740 \\ 0.662 \\ 0.587 \\ 0.517 \\ 0.451 \\ 0.377 \\ 0.312 \\ 0.253 \\ 0.200 \\ 0.153 \\ 0.132 \\ 0.112 \\ 0.094 \\ 0.077 \\ 0.086 \\ 0.070 \\ 0.054 \\ 0.040 \\ 0.013 \end{array} \right\} \text{T} \\ \left. \begin{array}{c} \\ \end{array} \right\} \text{Matriz de} \\ \text{masas} \\ \text{(diagonal)} \\ \left. \begin{array}{c} 54.35 \\ 51.35 \\ 48.35 \\ 45.35 \\ 42.35 \\ 39.35 \\ 36.35 \\ 33.35 \\ 30.35 \\ 27.35 \\ 24.35 \\ 21.35 \\ 18.35 \\ 16.85 \\ 15.35 \\ 13.85 \\ 12.35 \\ 10.85 \\ 9.35 \\ 7.85 \\ 6.35 \\ 3 \end{array} \right\} \end{matrix} = 1.17$$

Para el cabeceo en el edificio se emplean las gráficas de densidad espectral, que se obtienen a partir de los aparatos que se colocaron verticalmente en los extremos del sótano (ver capítulo 4.2) y dependiendo de la dirección a analizar (L ó T), se asocian los espectros. En el caso del edificio PC se asoció al espectro en dirección L con el espectro que involucra la relación SE/SO, mientras que para la dirección T se asoció al espectro con la relación SS/SN.

Después de haber determinado los periodos fundamentales del edificio tanto en la dirección L como en la dirección T, se determinan los desplazamientos para esos periodos de manera gráfica, de la misma manera se hace en los espectros para el cabeceo del edificio con la diferencia de que los desplazamientos tienen que ser de signo contrario, para así justificar que se presenta el cabeceo en el edificio.

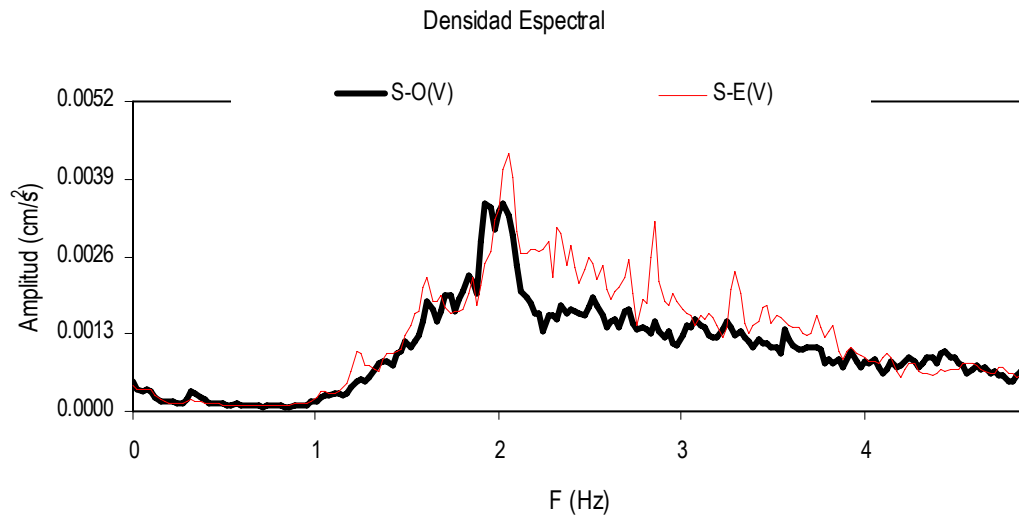


Fig. 4.3.1 Densidad espectral (SE/SO).

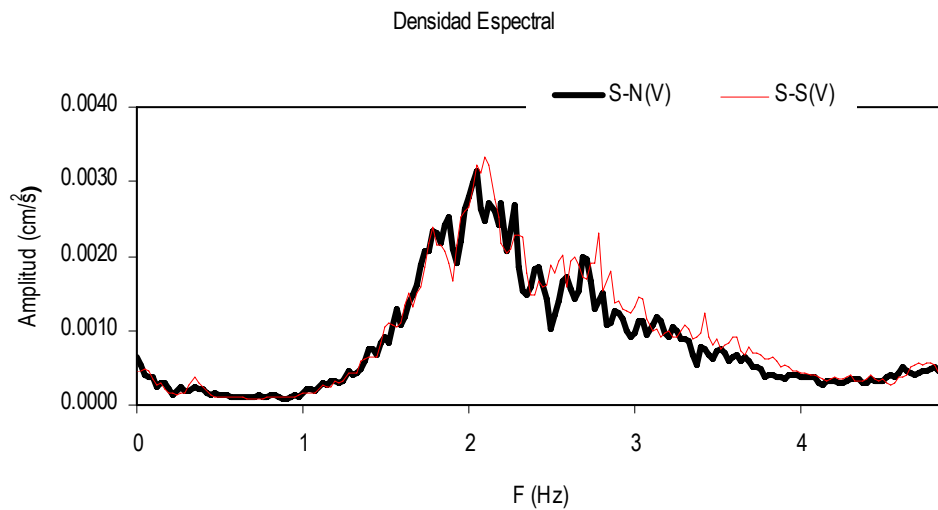


Fig. 4.3.2 Densidad espectral (SS/SN).

Para el cálculo del giro del edificio es indispensable conocer el brazo que existe entre los aparatos que se emplearon para los registros de vibración ambiental para el cabeceo.

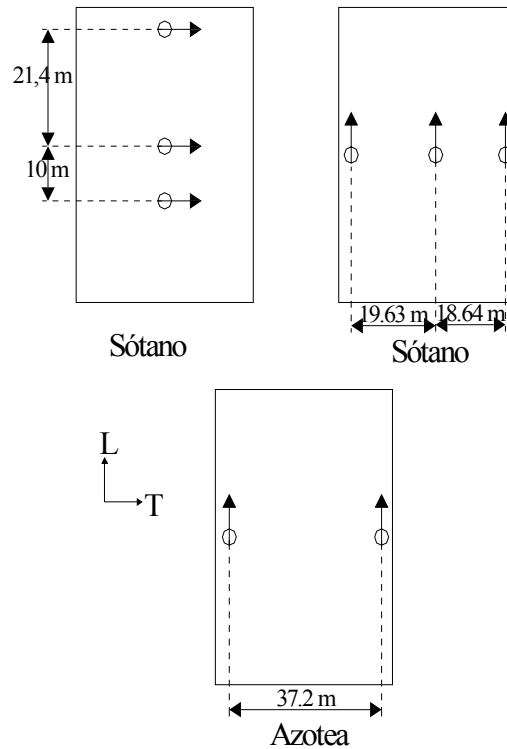


Fig. 4.3.3 Distancia entre los aparatos edificio PC

Con los datos obtenidos anteriormente se procede al cálculo del giro que presenta el edificio:

$$\Phi = (V1/V1*d)/(V1-V2) \quad (4.1)$$

donde:

Φ = Giro que presenta el edificio

$V1$ = desplazamiento vertical identificado asociado al primer modo de vibrar de la estructura en el espectro de cabeceo (SE si se esta analizando la dirección L y SS si se está analizando la dirección T).

$V2$ = desplazamiento vertical identificado asociado al primer modo de vibrar de la estructura en el espectro de cabeceo (SO si se esta analizando la dirección L y SN si se está analizando la dirección T).

d = Brazo que existe entre los aparatos que se emplearon para los registros de vibración ambiental para el cabeceo.

Después de haber obtenido todos los datos anteriores, se calculan las siguientes frecuencias:

$$f_c = \tilde{f}_1 \gamma_1 \left(\frac{H\Phi}{X_T} \right)^{-1/2} \quad (4.2)$$

$$f_h = \tilde{f}_1 \beta_1 \left(\frac{X_0}{X_T} \right)^{-1/2} \quad (4.3)$$

Donde:

\tilde{f}_1 frecuencia fundamental del sistema determinada experimentalmente.

f_c frecuencia natural suponiendo que su base solo puede girar y con una superestructura infinitamente rígida.

f_h frecuencia natural suponiendo que su base solo puede trasladarse y con una superestructura infinitamente rígida.

$H\Phi$ desplazamiento en la azotea debido al cabeceo

X_T respuesta total de la azotea

X_0 respuesta de traslación horizontal del sótano.

β_1 y γ_1 parámetros modales asociados al modo fundamental de la estructura con base empotrada.

En el capítulo 3.1 se obtuvo la expresión:

$$\frac{1}{\tilde{f}_1^2} = \frac{1}{f_l^2} + \frac{1}{f_r^2} + \frac{1}{f_h^2} \quad (4.4)$$

Donde al sustituir (4.2) y (4.3) y despejando \tilde{f}_1 se tiene:

$$f_1 = \tilde{f}_1 \left(1 - \gamma_1 \frac{H\Phi}{X_T} - \beta_1 \frac{X_0}{X_T} \right)^{-1/2} \quad (4.5)$$

Donde:

f_1 frecuencia de la superestructura suponiendo base empotrada.

Después de haber obtenido las frecuencias anteriores, se calcula la razón f_1/\tilde{f}_1 , con la finalidad de conocer en porcentaje el aumento o disminución del periodo de la estructura.

Por último se calculan las funciones de impedancia con las siguientes expresiones:

$$K_H = \beta_1^2 M_1 (2\pi f_h)^2 \quad (4.6)$$

$$K_C = \gamma_1^2 M_1 H^2 (2\pi f_c)^2 \quad (4.7)$$

Donde:

K_H y K_C son las rigideces equivalentes de traslación horizontal y de cabeceo respectivamente.

H altura del edificio

M_1 masa modal del primer modo de vibrar de la estructura suponiendo base empotrada.

4.3.2. Edificio Torre SRE. Direcciones L y T

Para el edificio Torre SRE se analizarán dos casos, en el primero solamente se considerará únicamente la Torre (sin los cuerpos bajos), y en el segundo caso se incluirá la Torre y los cuerpos bajos en un mismo análisis, ya que las losas de los primeros niveles son una misma entre la Torre y los cuerpos bajos (ver capítulo 2),

A diferencia del edificio PC, no se contaban con los siguientes datos:

$[\Phi^{(1)}]$ Representa la forma modal normalizada asociada a la frecuencia fundamental de vibrar de la estructura suponiendo base empotrada.

$[M]$ Es la matriz de masas de la estructura

Para la obtención de $[\Phi^{(1)}]$ del edificio Torre SRE se trabajo con una ecuación lineal, la cual se obtuvo a partir de los desplazamientos del sótano y la azotea asociados a la frecuencia fundamental del edificio identificada, tanto en la dirección L como en la dirección T. El desplazamiento modal del edificio se consideró igual para los dos casos que se analizaron.

$$\Phi^{(1)} L = 0.00003997883038hi + 0.00009892752051$$

$$\Phi^{(1)} T = 0.0001035234189hi + 0.0003674195554$$

Tabla 4.3.3

La tabla 4.3.3 muestra las ecuaciones con que se obtuvieron las formas modales en la dirección L y T, hi es la altura del i-ésimo nivel con respecto al sótano.

Para la obtención de la matriz de masas de la Torre (sin cuerpos bajos), se emplearon valores de la carga muerta de cada nivel del edificio, que se dividieron entre la aceleración de la gravedad.

	Nivel	CM+p.p. (t)	Masa total (ts ² /m)	Masa total (kgfs ² /m)	H (m)	
	N21	Torre	509.81	94.742	94741.501	76.88
	N20	Torre	599.45	61.106	61105.892	73.28
	N19	Torre	680.04	69.321	69320.862	69.68
	N18	Torre	680.49	69.367	69366.734	66.08
	N17	Torre	682.59	69.581	69580.801	62.48
	N16	Torre	684.68	69.794	69793.849	58.88
	N15	Torre	700.97	71.454	71454.400	55.28
	N14	Torre	718.81	73.273	73272.952	51.68
	N13	Torre	721.49	73.546	73546.143	48.08
	N12	Torre	721.49	73.546	73546.143	44.48
	N11	Torre	721.49	73.546	73546.143	40.88
	N10	Torre	724.20	73.822	73822.391	37.28
	N9	Torre	727.74	74.183	74183.248	33.68
	N8	Torre	733.96	74.817	74817.295	30.08
	N7	Torre	744.17	75.858	75858.069	26.48
	N6	Torre	744.17	75.858	75858.069	22.88
	N5	Torre	744.17	75.858	75858.069	19.28
	N4	Torre	744.17	75.858	75858.069	15.68
	N3	Torre	660.13	67.291	67291.301	12.08
	N2	Torre	868.45	88.527	88526.775	10.37
	N1	Torre	502.26	51.199	51198.561	6.77
	NPB	Torre	1050.07	107.040	107040.324	4.1
	NVES	Torre	514.16	52.412	52411.949	2.6
	NSOT	Torre	1216.58	1129.892	1129891.567	1.3

Tabla 4.3.4

La tabla 4.3.4 muestra las cargas muertas y las masas de cada nivel sin considerar la de los cuerpos bajos.

Con los datos anteriores se procede a realizar los mismos cálculos que para el edificio PC. Para la dirección L de la Torre se emplearon los siguientes datos para la aplicación del método de Luco:

	Vector De Alturas {h}	Forma Modal L(X) { $\Phi^{(1)}$ }	Vector Unitario {1}	Vector de Masas [Kgf s ² /m]
Azot	76.88	1.000	1	94742
N20	73.28	0.955	1	61106
N19	69.68	0.909	1	69321
N18	66.08	0.864	1	69367
N17	62.48	0.819	1	69581
N16	58.88	0.773	1	69794
N15	55.28	0.728	1	71454
N14	51.68	0.682	1	73273
N13	48.08	0.637	1	73546
N12	44.48	0.592	1	73546
N11	40.88	0.546	1	73546
N10	37.28	0.501	1	73822
N09	33.68	0.456	1	74183
N08	30.08	0.410	1	74817
N07	26.48	0.365	1	75858
N06	22.88	0.320	1	75858
N05	19.28	0.274	1	75858
N04	15.68	0.229	1	75858
N03	12.08	0.183	1	67291
N02	10.37	0.162	1	88527
N01	6.77	0.116	1	51199
NPB	4.1	0.083	1	107040
NEST	2.6	0.064	1	52412
SOT	1.3	0.048	1	1129892

Tabla 4.3.5

Los datos que se presentan en la tabla 4.3.5 se muestran en forma de vectores, para el cálculo de los parámetros se emplean matrices, en el caso de los tres primeros vectores se emplean matrices de mxn mientras que en el vector de masas se emplea una matriz diagonal de mxp, donde:

m= Número de niveles que se consideran del edificio

n= 1

m= p

Los parámetros modales y la masa modal se obtuvieron aplicando las mismas ecuaciones que para el edificio PC.

$$M_1 = \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.955 \\ 0.909 \\ 0.864 \\ 0.819 \\ 0.773 \\ 0.728 \\ 0.682 \\ 0.637 \\ 0.592 \\ 0.546 \\ 0.501 \\ 0.456 \\ 0.410 \\ 0.365 \\ 0.320 \\ 0.274 \\ 0.229 \\ 0.183 \\ 0.162 \\ 0.116 \\ 0.083 \\ 0.064 \\ 0.048 \end{pmatrix}^T \begin{pmatrix} \text{Matriz de} \\ \text{masas} \\ \text{(diagonal)} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.955 \\ 0.909 \\ 0.864 \\ 0.819 \\ 0.773 \\ 0.728 \\ 0.682 \\ 0.637 \\ 0.592 \\ 0.546 \\ 0.501 \\ 0.456 \\ 0.410 \\ 0.365 \\ 0.320 \\ 0.274 \\ 0.229 \\ 0.183 \\ 0.162 \\ 0.116 \\ 0.083 \\ 0.064 \\ 0.048 \end{pmatrix} = 617796 \text{ kgf-s}^2/\text{m} = 617.80 \text{ t-s}^2/\text{m}$$

$$\beta_1 = \frac{1}{617796} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.955 \\ 0.909 \\ 0.864 \\ 0.819 \\ 0.773 \\ 0.728 \\ 0.682 \\ 0.637 \\ 0.592 \\ 0.546 \\ 0.501 \\ 0.456 \\ 0.410 \\ 0.365 \\ 0.320 \\ 0.274 \\ 0.229 \\ 0.183 \\ 0.162 \\ 0.116 \\ 0.083 \\ 0.064 \\ 0.048 \end{pmatrix}^T \begin{pmatrix} \text{Matriz de} \\ \text{masas} \\ \text{(diagonal)} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} = 1.99$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{(76.88)(617796)} \begin{matrix} 1.000 \\ 0.955 \\ 0.909 \\ 0.864 \\ 0.819 \\ 0.773 \\ 0.728 \\ 0.682 \\ 0.637 \\ 0.592 \\ 0.546 \\ 0.501 \\ 0.456 \\ 0.410 \\ 0.365 \\ 0.320 \\ 0.274 \\ 0.229 \\ 0.183 \\ 0.162 \\ 0.116 \\ 0.083 \\ 0.064 \\ 0.048 \end{matrix} \begin{matrix} T \\ \end{matrix} \begin{matrix} 76.88 \\ 73.28 \\ 69.68 \\ 66.08 \\ 62.48 \\ 58.88 \\ 55.28 \\ 51.68 \\ 48.08 \\ 44.48 \\ 40.88 \\ 37.28 \\ 33.68 \\ 30.08 \\ 26.48 \\ 22.88 \\ 19.28 \\ 15.68 \\ 12.08 \\ 10.37 \\ 6.77 \\ 4.1 \\ 2.6 \\ 1.3 \end{matrix} = 0.968$$

Para la dirección T de la Torre del Edificio SRE se emplearon los siguientes datos para la aplicación del método de Luco:

	Vector de Alturas {h}	Forma Modal T(X) {Φ ⁽¹⁾ }	Vector Unitario {1}	Vector de Masas [Kgf s ² /m]
Azot	76.88	1.000	1	94742
N20	73.28	0.955	1	61106
N19	69.68	0.910	1	69321
N18	66.08	0.866	1	69367
N17	62.48	0.821	1	69581
N16	58.88	0.776	1	69794
N15	55.28	0.731	1	71454
N14	51.68	0.687	1	73273
N13	48.08	0.642	1	73546
N12	44.48	0.597	1	73546
N11	40.88	0.552	1	73546
N10	37.28	0.508	1	73822
N09	33.68	0.463	1	74183
N08	30.08	0.418	1	74817

N07	26.48	0.373	1	75858
N06	22.88	0.329	1	75858
N05	19.28	0.284	1	75858
N04	15.68	0.239	1	75858
N03	12.08	0.194	1	67291
N02	10.37	0.173	1	88527
N01	6.77	0.128	1	51199
NPB	4.1	0.095	1	107040
NEST	2.6	0.076	1	52412
SOT	1.3	0.060	1	1129892

Tabla 4.3.6

Los parámetros modales y la masa modal se obtuvieron aplicando las mismas ecuaciones que se emplearon en la dirección L.

$$M_1 = \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.955 \\ 0.910 \\ 0.866 \\ 0.821 \\ 0.776 \\ 0.731 \\ 0.687 \\ 0.642 \\ 0.597 \\ 0.552 \\ 0.508 \\ 0.463 \\ 0.418 \\ 0.373 \\ 0.329 \\ 0.284 \\ 0.239 \\ 0.194 \\ 0.173 \\ 0.128 \\ 0.095 \\ 0.076 \\ 0.060 \end{pmatrix}^T \begin{pmatrix} \text{Matriz de} \\ \text{masas} \\ \text{(diagonal)} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.955 \\ 0.910 \\ 0.866 \\ 0.821 \\ 0.776 \\ 0.731 \\ 0.687 \\ 0.642 \\ 0.597 \\ 0.552 \\ 0.508 \\ 0.463 \\ 0.418 \\ 0.373 \\ 0.329 \\ 0.284 \\ 0.239 \\ 0.194 \\ 0.173 \\ 0.128 \\ 0.095 \\ 0.076 \\ 0.060 \end{pmatrix} = 634890 \text{ kgf-s}^2/\text{m} = 634.89 \text{ t-s}^2/\text{m}$$

$$\beta_1 = \frac{1}{634890} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.955 \\ 0.910 \\ 0.866 \\ 0.821 \\ 0.776 \\ 0.731 \\ 0.687 \\ 0.642 \\ 0.597 \\ 0.552 \\ 0.508 \\ 0.463 \\ 0.418 \\ 0.373 \\ 0.329 \\ 0.284 \\ 0.239 \\ 0.194 \\ 0.173 \\ 0.128 \\ 0.095 \\ 0.076 \\ 0.060 \end{pmatrix}^T \begin{pmatrix} \text{Matriz de} \\ \text{masas} \\ \text{(diagonal)} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} = 2.03$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{(76.88)(634890)} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.955 \\ 0.910 \\ 0.866 \\ 0.821 \\ 0.776 \\ 0.731 \\ 0.687 \\ 0.642 \\ 0.597 \\ 0.552 \\ 0.508 \\ 0.463 \\ 0.418 \\ 0.373 \\ 0.329 \\ 0.284 \\ 0.239 \\ 0.194 \\ 0.173 \\ 0.128 \\ 0.095 \\ 0.076 \\ 0.060 \end{pmatrix}^T \begin{pmatrix} \text{Matriz de} \\ \text{masas} \\ \text{(diagonal)} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 76.88 \\ 73.28 \\ 69.68 \\ 66.08 \\ 62.48 \\ 58.88 \\ 55.28 \\ 51.68 \\ 48.08 \\ 44.48 \\ 40.88 \\ 37.28 \\ 33.68 \\ 30.08 \\ 26.48 \\ 22.88 \\ 19.28 \\ 15.68 \\ 12.08 \\ 10.37 \\ 6.77 \\ 4.1 \\ 2.6 \\ 1.3 \end{pmatrix} = 0.968$$

Para el cabeceo en el edificio se emplean las gráficas de densidad espectral, que se obtienen a partir de los aparatos que se colocaron verticalmente en los extremos del sótano y dependiendo de la dirección a analizar (L ó T), se asocian los espectros. En el caso del edificio SRE se asoció al espectro en dirección L con el espectro que involucra la relación SE/SO, mientras que para la dirección T se asoció al espectro con la relación SS/SN.

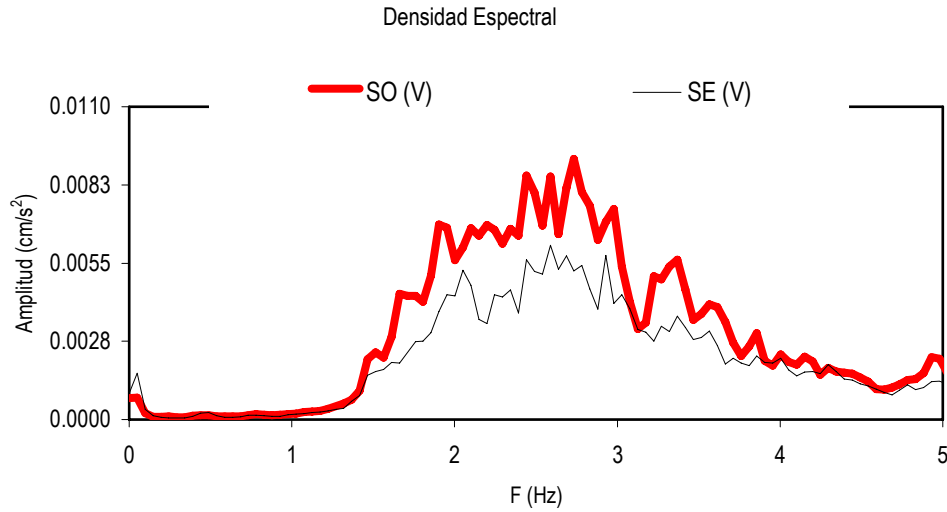


Fig. 4.3.4 Densidad espectral (SE/SO).

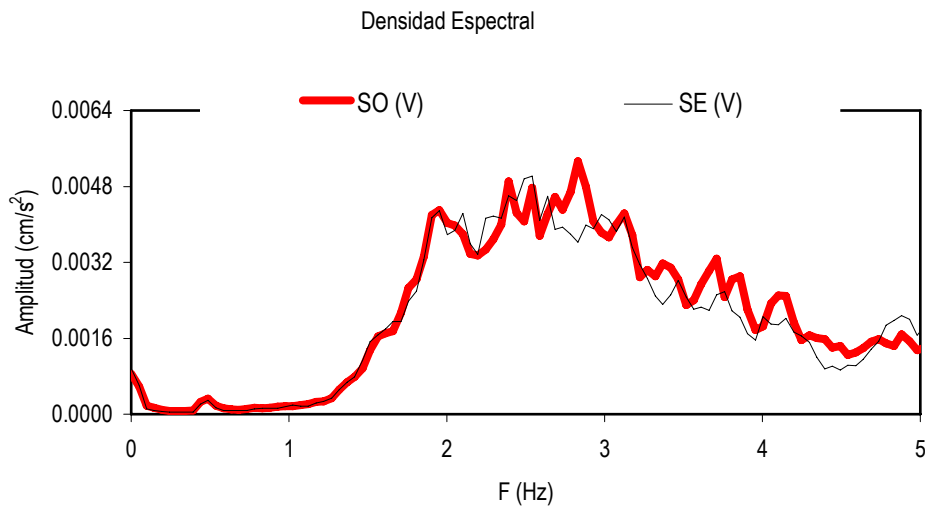


Fig. 4.3.5 Densidad espectral (SS/SN).

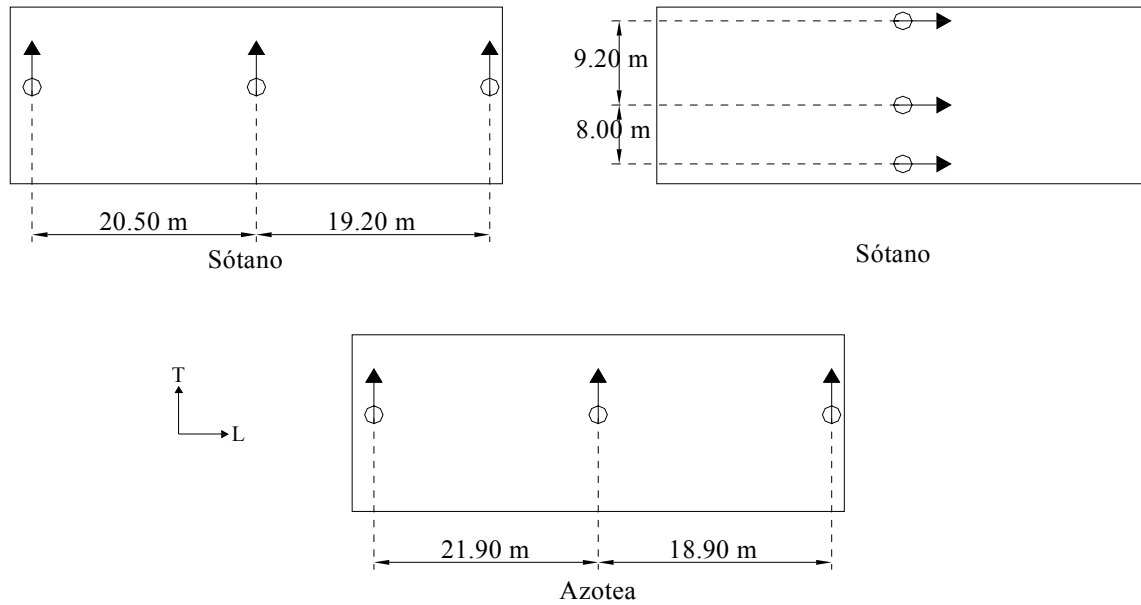


Fig. 4.3.6 Distancia entre los aparatos edificio Torre SRE

Para el caso del edificio Torre SRE con los cuerpos bajos incluidos dentro del análisis, se obtuvieron los datos que se muestran en las tablas 4.3.7 y 4.3.8, los parámetros obtenidos con estos datos (γ y β), así como la masa modal (M_1)

Nivel		CM+p.p. (t)	Masa total (ts^2/m)	Masa total ($kgfs^2/m$)	H (m)
N21	Torre	509.81	94.74	94741.50	76.88
N20	Torre	599.45	61.11	61105.89	73.28
N19	Torre	680.04	69.32	69320.86	69.68
N18	Torre	680.49	69.37	69366.73	66.08
N17	Torre	682.59	69.58	69580.80	62.48
N16	Torre	684.68	69.79	69793.85	58.88
N15	Torre	700.97	71.45	71454.40	55.28
N14	Torre	718.81	73.27	73272.95	51.68
N13	Torre	721.49	73.55	73546.14	48.08
N12	Torre	721.49	73.55	73546.14	44.48
N11	Torre	721.49	73.55	73546.14	40.88
N10	Torre	724.20	73.82	73822.39	37.28
N9	Torre	727.74	74.18	74183.25	33.68
N8	Torre	733.96	74.82	74817.29	30.08
N7	Torre	744.17	75.86	75858.07	26.48
N6	Torre	744.17	75.86	75858.07	22.88
N5	Torre	744.17	75.86	75858.07	19.28
N4	Torre	744.17	75.86	75858.07	15.68
N3	Torre	660.13	67.29	67291.30	12.08
N2	Torre	868.45	88.53	88526.77	10.37
N1	Torre	957.93	222.22	222216.13	6.77
N1	CB	1222.01	124.57		
NPB	CB	1585.89	161.66		

NPB	CB	3383.78	344.93		
NPB	CB	4099.20	417.86		
NPB	Torre	2226.18	1151.38	1151380.81	4.1
NVES	CB	156.20	15.92		
NVES	Torre	1380.87	156.68	156684.52	2.6
NSOT	CB	11944.56	1217.59		
NSOT	Torre	472.65	48.18		
NSOT	Torre	533.23	54.36		
NSOT	Torre	9057.83	2243.45	2243452.65	1.3

Tabla 4.3.7

	Vector De Alturas {h}	Forma Modal L(X) { $\Phi^{(1)}$ }	Forma Modal T(X) { $\Phi^{(1)}$ }	Vector Unitario {1}	Vector de Masas [Kgf s ² /m]
Azot	76.88	1.000	1.000	1	94742
N20	73.28	0.955	0.955	1	61106
N19	69.68	0.909	0.910	1	69321
N18	66.08	0.864	0.866	1	69367
N17	62.48	0.819	0.821	1	69581
N16	58.88	0.773	0.776	1	69794
N15	55.28	0.728	0.731	1	71454
N14	51.68	0.682	0.687	1	73273
N13	48.08	0.637	0.642	1	73546
N12	44.48	0.592	0.597	1	73546
N11	40.88	0.546	0.552	1	73546
N10	37.28	0.501	0.508	1	73822
N09	33.68	0.456	0.463	1	74183
N08	30.08	0.410	0.418	1	74817
N07	26.48	0.365	0.373	1	75858
N06	22.88	0.320	0.329	1	75858
N05	19.28	0.274	0.284	1	75858
N04	15.68	0.229	0.239	1	75858
N03	12.08	0.183	0.194	1	67291
N02	10.37	0.162	0.173	1	88527
N01	6.77	0.116	0.128	1	222216
NPB	4.1	0.083	0.095	1	1151381
NEST	2.6	0.064	0.076	1	156685
SOT	1.3	0.048	0.060	1	2243453

Tabla 4.3.8

4.3.3 Edificio PC. Torsión.

Los datos que se requieren en el caso de torsión, para la aplicación del método de Luco son los siguientes:

[I] Matriz de masas rotacionales

[$\Phi^{(1)}$] Representa la forma modal normalizada asociada a la frecuencia fundamental de vibrar de la estructura suponiendo base empotrada.

Estos fueron proporcionados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Con lo anterior se obtienen los parámetros modales asociados al modo fundamental de la estructura con base empotrada (β_1 y γ_1), así como la masa modal del primer modo de vibrar de la estructura suponiendo base empotrada (I_1) los cuales se obtienen como se indica en el capítulo 3.1 únicamente sustituyendo la matriz de masas de la estructura ($[M]$) por la matriz de masas rotacionales ($[I]$) y los valores correspondientes.

Los datos de la tabla 4.3.9 muestran los datos en forma de vectores, los cálculos se realizan tomando las mismas consideraciones que para las direcciones L y T.

	Vector de Alturas {h}	Forma Modal T(X) { $\Phi^{(1)}$ }	Vector Unitario {1}	Masas Rotacionales [kgf s ² m]
Azot	54.35	1.000	1	18485232
N11	51.35	0.9996	1	23046310
N10	48.35	0.985	1	23116251
N9	45.35	0.957	1	23116251
N8	42.35	0.914	1	23297718
N7	39.35	0.857	1	23475404
N6	36.35	0.787	1	23579369
N5	33.35	0.635	1	23749495
N4	30.35	0.528	1	23921510
N3	27.35	0.422	1	23921510
N2	24.35	0.315	1	24445118
N1	21.35	0.208	1	24662501
E8	18.35	0.125	1	25226956
E7	16.85	0.115	1	23949747
E6	15.35	0.105	1	25033478
E5	13.85	0.095	1	24592091
E4	12.35	0.084	1	25187044
E3	10.85	0.074	1	24545754
E2	9.35	0.064	1	27994739
E1	7.85	0.054	1	24398950
Mez	6.35	0.043	1	32458230
PB	3	0.021	1	88294554

Tabla 4.3.9

$$I_1 = \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.9996 \\ 0.985 \\ 0.957 \\ 0.914 \\ 0.857 \\ 0.787 \\ 0.635 \\ 0.528 \\ 0.422 \\ 0.315 \\ 0.208 \\ 0.125 \\ 0.115 \\ 0.105 \\ 0.095 \\ 0.084 \\ 0.074 \\ 0.064 \\ 0.054 \\ 0.043 \\ 0.021 \end{pmatrix}^T \begin{pmatrix} \\ \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.9996 \\ 0.985 \\ 0.957 \\ 0.914 \\ 0.857 \\ 0.787 \\ 0.635 \\ 0.528 \\ 0.422 \\ 0.315 \\ 0.208 \\ 0.125 \\ 0.115 \\ 0.105 \\ 0.095 \\ 0.084 \\ 0.074 \\ 0.064 \\ 0.054 \\ 0.043 \\ 0.021 \end{pmatrix} = 1.62 \times 10^8 \text{ kgf-s}^2\text{-m} \\
 = 162220.4 \text{ t-s}^2\text{-m}$$

Matriz de masas rotacionales (diagonal)

$$\beta_1 = \frac{1}{1.62 \times 10^8} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.9996 \\ 0.985 \\ 0.957 \\ 0.914 \\ 0.857 \\ 0.787 \\ 0.635 \\ 0.528 \\ 0.422 \\ 0.315 \\ 0.208 \\ 0.125 \\ 0.115 \\ 0.105 \\ 0.095 \\ 0.084 \\ 0.074 \\ 0.064 \\ 0.054 \\ 0.043 \\ 0.021 \end{pmatrix}^T \begin{pmatrix} \\ \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} = 1.34$$

Matriz de masas rotacionales (diagonal)

Del capítulo 3.1 se tiene:

$$\frac{1}{\tilde{f}_{1t}^2} = \frac{1}{f_{1t}^2} + \frac{1}{f_R^2} \quad (4.8)$$

Donde :

\tilde{f}_{1t} frecuencia fundamental de torsión del sistema suelo-estructura.

f_{1t} frecuencia de torsión de la estructura suponiendo base empotrada.

f_R frecuencia de torsión del sistema, suponiendo una estructura infinitamente rígida y su base solo pudiera girar en su plano.

$$f_{1t} = \tilde{f}_{1t} \left(1 - \beta_1 \frac{\Phi_{bt}}{\Phi_R} \right)^{-1/2} \quad (4.9)$$

$$f_R = \tilde{f}_{1t} \beta_1 \left(\frac{\Phi_{bt}}{\Phi_R} \right)^{-1/2} \quad (4.10)$$

Donde:

Φ_{bt} y Φ_R son las respuestas rotacionales medias del sótano y la azotea respectivamente. Estos datos se obtienen de la diferencia de las amplitudes identificadas asociadas al periodo fundamental de la estructura en torsión, de los niveles de sótano y azotea y se divide entre la distancia donde se ubicaron los aparatos.

4.3.4 Edificio Torre SRE. Torsión.

Para la obtención de $[\Phi^{(1)}]$ en el caso de torsión del edificio Torre SRE se trabajó con una ecuación lineal, la cual se obtuvo a partir de los desplazamientos del sótano y la azotea asociados a la frecuencia fundamental del edificio identificada.

$$\Phi^{(1)} R = 0.0002459208002h_i + 0.0004377029597 \quad (4.11)$$

A partir de la ecuación (4.11) se obtuvieron las formas modales de cada nivel del edificio Torre SRE (con y sin cuerpos bajos), h_i es la altura del i -ésimo nivel del edificio con respecto al sótano.

Para la obtención de la matriz de masas rotacionales del edificio Torre SRE, se empleó la siguiente expresión:

$$M_{ri} = (M_{ti}/(I_{xi} + I_{yi})) A_i \quad (4.11)$$

Donde:

M_{ri} masa rotacional del i -ésimo nivel

$M_{ti} = (C_{Mi} + p \cdot \rho_i)/g$

I_{xi} e I_{yi} momentos de inercia centroidales del i -ésimo nivel alrededor del eje x y eje y respectivamente.

A_i área del i -ésimo nivel

Nivel	H (m)	Area (m ²)	CM+p.p. (t)	I _{xc} (m ⁴)	I _{yc} (m ⁴)	Masa rotacional total (ts ² /m)	Masa rotacional total (kgs ² m)	
N21	Torre	76.88	638.96	509.81	1137	1066.1	9874.20	9874201.95
N20	Torre	73.28	556.6	599.45	3851	7722.1	6926.18	6926176.10
N19	Torre	69.68	707.37	680.04	19186	102220	11996.92	11996918.12
N18	Torre	66.08	707.37	680.49	15588	47501	12004.86	12004856.82
N17	Torre	62.48	707.37	682.59	19600	102820	12041.90	12041904.08
N16	Torre	58.88	707.37	684.68	19600	102820	12078.77	12078774.91
N15	Torre	55.28	707.37	700.97	19600	102820	12366.16	12366155.76
N14	Torre	51.68	707.37	718.81	19600	102820	12680.88	12680881.00
N13	Torre	48.08	707.37	721.49	19600	102820	12728.16	12728160.36
N12	Torre	44.48	707.37	721.49	19600	102820	12728.16	12728160.36
N11	Torre	40.88	707.37	721.49	19600	102820	12728.16	12728160.36
N10	Torre	37.28	707.37	724.20	19600	102820	12775.97	12775968.96
N9	Torre	33.68	707.37	727.74	19600	102820	12838.42	12838420.04
N8	Torre	30.08	707.37	733.96	19600	102820	12948.15	12948150.48
N7	Torre	26.48	707.37	744.17	19600	102820	13128.27	13128270.70
N6	Torre	22.88	707.37	744.17	19600	102820	13128.27	13128270.70
N5	Torre	19.28	707.37	744.17	19600	102820	13128.27	13128270.70
N4	Torre	15.68	707.37	744.17	19600	102820	13128.27	13128270.70
N3	Torre	12.08	707.37	660.13	19600	102820	11645.67	11645674.87
N2	Torre	10.37	707.37	868.45	19600	102820	15320.76	15320762.49
N1	Torre	6.77	707.37	502.26	19600	102820	8860.61	8860607.45
NPB	Torre	4.1	952.31	1050.07	45933	138600	22454.49	22454489.54
NVES	Torre	2.6	248.55	514.16	10288	17593	5879.29	5879290.13
NSOT	Torre	1.3	750.83	1216.58	33590	81137	18949.42	18949419.74

Tabla 4.3.10

La tabla 4.3.10 muestra las masas rotacionales de cada nivel de la Torre del edificio Torre SRE.

Con lo anterior se obtienen los parámetros modales asociados al modo fundamental de la estructura con base empotrada (β_1 y γ_1), así como la masa rotacional del primer modo de vibrar de la estructura suponiendo base empotrada (I_1) los cuales se obtienen como se indica en el capítulo 3.1 únicamente sustituyendo la matriz de masas de la estructura ($[M]$) por la matriz de masas rotacionales ($[I]$) y los valores correspondientes.

Los datos de la tabla 4.3.11 muestran los datos en forma de vectores de la Torre del edificio Torre SRE, los cálculos se realizan tomando las mismas consideraciones que para las direcciones L y T.

	Vector de Alturas {h}	Forma Modal T(X) { $\Phi^{(1)}$ }	Vector Unitario {1}	Masas Rotacionales [Kgf s ² m]
Azot	76.88	1.000	1	11056910
N20	73.28	0.987	1	6926176
N19	69.68	0.940	1	11996918
N18	66.08	0.892	1	12004857
N17	62.48	0.845	1	12041904
N16	58.88	0.798	1	12078775
N15	55.28	0.750	1	12366156
N14	51.68	0.703	1	12680881
N13	48.08	0.656	1	12728160
N12	44.48	0.608	1	12728160
N11	40.88	0.561	1	12728160
N10	37.28	0.514	1	12775969
N09	33.68	0.466	1	12838420
N08	30.08	0.419	1	12948150
N07	26.48	0.372	1	13128271
N06	22.88	0.324	1	13128271
N05	19.28	0.277	1	13128271
N04	15.68	0.230	1	13128271
N03	12.08	0.182	1	11645675
N02	10.37	0.160	1	15320762
N01	6.77	0.112	1	8860607
NPB	4.1	0.077	1	22454490
NEST	2.6	0.058	1	5879290
SOT	1.3	0.040	1	19565915

Tabla 4.3.11

$$I_1 = \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.987 \\ 0.940 \\ 0.892 \\ 0.845 \\ 0.798 \\ 0.750 \\ 0.703 \\ 0.656 \\ 0.608 \\ 0.561 \\ 0.514 \\ 0.466 \\ 0.419 \\ 0.372 \\ 0.324 \\ 0.277 \\ 0.230 \\ 0.182 \\ 0.160 \\ 0.112 \\ 0.077 \\ 0.058 \\ 0.040 \end{pmatrix}^T \begin{pmatrix} \text{Matriz de} \\ \text{masas} \\ \text{rotacionales} \\ \text{(diagonal)} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.987 \\ 0.940 \\ 0.892 \\ 0.845 \\ 0.798 \\ 0.750 \\ 0.703 \\ 0.656 \\ 0.608 \\ 0.561 \\ 0.514 \\ 0.466 \\ 0.419 \\ 0.372 \\ 0.324 \\ 0.277 \\ 0.230 \\ 0.182 \\ 0.160 \\ 0.112 \\ 0.077 \\ 0.058 \\ 0.040 \end{pmatrix} = 99760677 \text{ kgf-s}^2\text{-m} = 99760.68 \text{ t-s}^2\text{-m}$$

$$\beta_1 = \frac{1}{84034973} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.987 \\ 0.940 \\ 0.892 \\ 0.845 \\ 0.798 \\ 0.750 \\ 0.703 \\ 0.656 \\ 0.608 \\ 0.561 \\ 0.514 \\ 0.466 \\ 0.419 \\ 0.372 \\ 0.324 \\ 0.277 \\ 0.230 \\ 0.182 \\ 0.160 \\ 0.112 \\ 0.077 \\ 0.058 \\ 0.040 \end{pmatrix}^T \begin{pmatrix} \text{Matriz de} \\ \text{masas} \\ \text{rotacionales} \\ \text{(diagonal)} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} = 1.77$$

Para el análisis del edificio Torre SRE con cuerpos bajos, se obtuvieron los siguientes datos para el caso de torsión del edificio, los cuales se muestran en las tablas 4.3.12 y 4.3.13.

Nivel	H (m)	CM+p.p. (t)	Area (m ²)	Ixc (m ⁴)	Iyc (m ⁴)	Masa rotacional total (ts ² /m)	Masa rotacional total (kgs ² m)
NCE Torre		98.60	114.94	1137.00	1066.10	192.64	
NCE		57.87	22.55	46.04	39.00	22.25	
NPM Torre		168.60	231.01	3851.00	7722.10	861.01	
NPM		94.55	48.26	451.45	83.40	106.81	
N21 Torre	76.88	509.81	638.96	19186.00	102220.00	9874.20	11056909.66
N20 Torre	73.28	599.45	556.6	15588.00	47501.00	6926.18	6926176.10
N19 Torre	69.68	680.04	707.37	19600.00	102820.00	11996.92	11996918.12
N18 Torre	66.08	680.49	707.37	19600.00	102820.00	12004.86	12004856.82
N17 Torre	62.48	682.59	707.37	19600.00	102820.00	12041.90	12041904.08
N16 Torre	58.88	684.68	707.37	19600.00	102820.00	12078.77	12078774.91
N15 Torre	55.28	700.97	707.37	19600.00	102820.00	12366.16	12366155.76
N14 Torre	51.68	718.81	707.37	19600.00	102820.00	12680.88	12680881.00
N13 Torre	48.08	721.49	707.37	19600.00	102820.00	12728.16	12728160.36
N12 Torre	44.48	721.49	707.37	19600.00	102820.00	12728.16	12728160.36
N11 Torre	40.88	721.49	707.37	19600.00	102820.00	12728.16	12728160.36
N10 Torre	37.28	724.20	707.37	19600.00	102820.00	12775.97	12775968.96
N9 Torre	33.68	727.74	707.37	19600.00	102820.00	12838.42	12838420.04
N8 Torre	30.08	733.96	707.37	19600.00	102820.00	12948.15	12948150.48
N7 Torre	26.48	744.17	707.37	19600.00	102820.00	13128.27	13128270.70
N6 Torre	22.88	744.17	707.37	19600.00	102820.00	13128.27	13128270.70
N5 Torre	19.28	744.17	707.37	19600.00	102820.00	13128.27	13128270.70
N4 Torre	15.68	744.17	707.37	19600.00	102820.00	13128.27	13128270.70
N3 Torre	12.08	660.13	707.37	19600.00	102820.00	11645.67	11645674.87
N2 Torre	10.37	868.45	707.37	19600.00	102820.00	15320.76	15320762.49
N1 Torre	6.77	957.93	707.37	19600.00	102820.00	16899.33	127110546.29
N1 CB		1222.01	2372.84	293947.30	1805415.90	110211.22	
NPB CB		1585.89	3097.44				
NPB CB		3383.78	855.36	932541.90	1341220.90	916916.73	
NPB CB		4099.20	4512.2	236489.90	15718.90	23356.17	
NPB Torre	4.1	2226.18	952.31	2536637.90	4515683.40	676698.30	1616971202.87
NVES CB		156.20	600.78	258637.50	115205.80	9908.18	
NVES Torre	2.6	1380.87	248.55	10288.00	17593.00	15789.89	25698070.69

NSOT	CB	11944.56	7603.16				
NSOT	Torre	472.65	6.19	2.60	3.90	50.59	
NSOT	Torre	533.23	27.24	269.40	14.20	565.90	
NSOT	Torre	1.3	9057.83	750.83	3126191.20	13149351.90	4171010.82 4171627316.93

Tabla 4.3.12

	Vector de Alturas {h}	Forma Modal T(X) { $\Phi^{(1)}$ }	Vector Unitario {1}	Masas Rotacionales [Kgf s ² m]
Azot	76.88	1.000	1	11056910
N20	73.28	0.987	1	6926176
N19	69.68	0.940	1	11996918
N18	66.08	0.892	1	12004857
N17	62.48	0.845	1	12041904
N16	58.88	0.798	1	12078775
N15	55.28	0.750	1	12366156
N14	51.68	0.703	1	12680881
N13	48.08	0.656	1	12728160
N12	44.48	0.608	1	12728160
N11	40.88	0.561	1	12728160
N10	37.28	0.514	1	12775969
N09	33.68	0.466	1	12838420
N08	30.08	0.419	1	12948150
N07	26.48	0.372	1	13128271
N06	22.88	0.324	1	13128271
N05	19.28	0.277	1	13128271
N04	15.68	0.230	1	13128271
N03	12.08	0.182	1	11645675
N02	10.37	0.160	1	15320762
N01	6.77	0.112	1	127110546
NPB	4.1	0.077	1	1616971203
NEST	2.6	0.058	1	25698071
SOT	1.3	0.040	1	4171627317

Tabla 4.3.13

Los parámetros obtenidos con los datos anteriores (β y γ), así como la masa rotacional (I_1), se muestran en el capítulo 5.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 Efectos ISE en el edificio Torre SRE

A continuación se presentan los resultados obtenidos al aplicar el método de Luco, debido a que en el edificio Torre SRE se realizaron dos análisis, se presentara una comparación entre ambos.

DIRECCIÓN L									
Edificio Torre SRE									
	Masa (M_1)	β_1	γ_1	H	He				
Prueba	$t\text{-s}^2/m$			cm	cm				
Torre SRE (SCB)	617.800	1.99	0.968	7688	7442				
Torre SRE (CCB)	660.930	2.51	0.951	7688	7313				

	T1 (s)	f1 (Hz)	Azotea	Sotáno	BaseV1	BaseV2	Traslación	Xo/XT
Prueba	ident	ident	XT	Xb	V1	V2	Xo	
Torre SRE (SCB)	2.558	0.391	0.003173	0.000151	0.000123	-0.000118	0.000151	0.0476
Torre SRE (CCB)	2.558	0.391	0.003173	0.000151	0.000123	-0.000118	0.000151	0.0476

	Φ	H. Φ	H. Φ /XT	f _h (Hz)	f _c (Hz)	f ₁ (Hz)	f ₁ /f _{1ident}	Kh (t/m)	Kr (t-m/r)
Prueba	giro						(Hz)	X10E3	X10E6
Torre SRE (SCB)	6.045E-08	0.000465	0.14650	1.27	1.04	0.45	1.14	156.00	145.623
Torre SRE (CCB)	6.045E-08	0.000465	0.14650	1.13	1.05	0.45	1.16	210.50	153.054

Tabla 5.1.1

La tabla 5.1.1 muestra los datos obtenidos gráficamente, se aprecia el periodo fundamental de la estructura asociado al primer modo de vibrar, los desplazamientos en la azotea y el sótano así como el cabeceo que presenta la estructura en la dirección L.

Con la razón f_1/f_{1ident} se aprecia que los efectos de interacción suelo-estructura en el edificio Torre SRE resultan moderados en la dirección L para ambos casos (con y sin cuerpos bajos), por lo tanto, los periodos que se obtuvieron con el método de Luco, resultarían muy conservadores (como lo señalan algunos autores) al emplearlos en el diseño de la estructura.

La fig. 5.1.1 muestra la traslación total en la azotea (XT) y el sótano (Xo), así como el cabeceo normalizado (H Φ) en la dirección T. La suma de los desplazamientos anteriores da como resultado el desplazamiento total de la cima del edificio ($XT+Xo+H\Phi=\tilde{X}$).

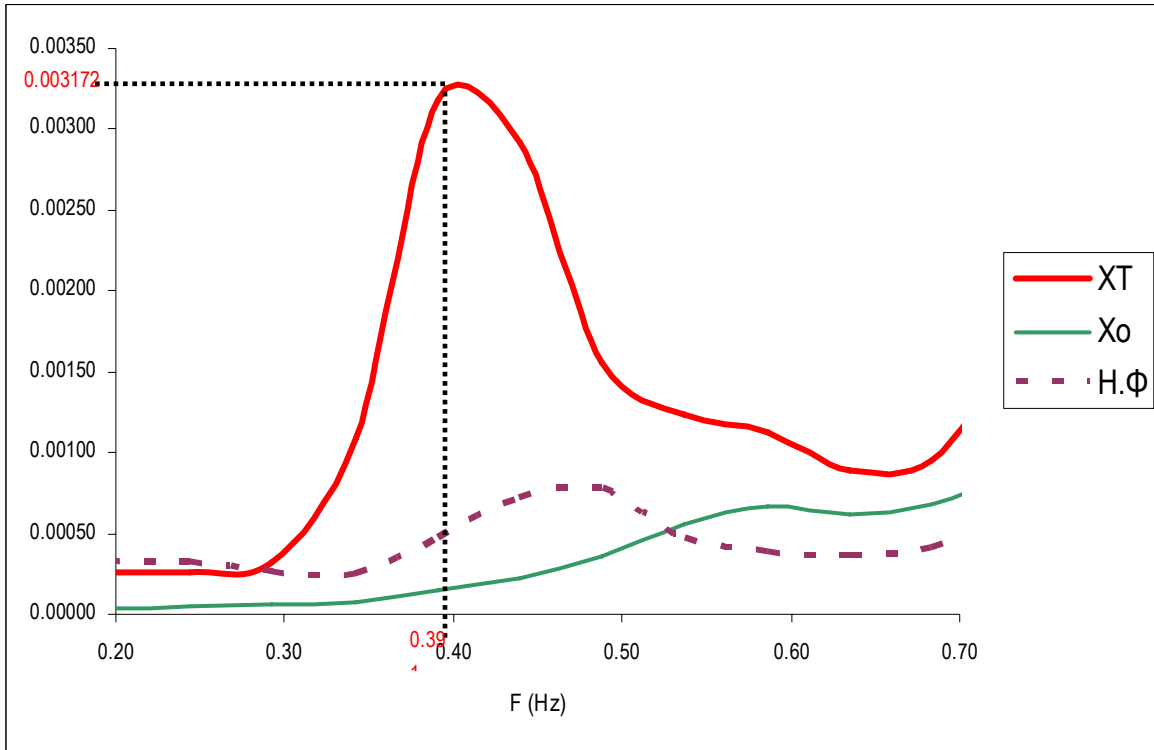


Fig. 5.1.1

DIRECCIÓN T
Edificio Torre SRE

	Masa (M_1)	β_1	γ_1	H	He
Prueba	t-s ² /m			cm	cm
Torre SRE (SCB)	634.890	2.03	0.968	7688	7321
Torre SRE (CCB)	689.050	2.58	0.927	7688	7127

Prueba	T1 (s)	f1 (Hz)	Azotea	Sotáno	BaseV1	BaseV2	Traslación	Xo/XT
	ident	ident	XT	Xb	V1	V2	Xo	
Torre SRE (SCB)	2.049	0.488	0.008326	0.000502	0.00033	-0.000291	0.000502	0.0603
Torre SRE (CCB)	2.049	0.488	0.008326	0.000502	0.00033	-0.000291	0.000502	0.0603

Prueba	Φ	H.Φ	H.Φ/XT	f _n (Hz)	f _c (Hz)	f ₁ (Hz)	f ₁ /f _{1ident}	Kh (t/m)	Kr (t-m/r)
	giro						(Hz)	X10E3	X10E6
Torre SRE (SCB)	3.612E-07	0.002777	0.33348	1.39	0.87	0.65	1.34	200.98	100.716
Torre SRE (CCB)	3.612E-07	0.002777	0.33348	1.24	0.88	0.67	1.37	277.22	106.437

Tabla 5.1.2

La tabla 5.1.2 muestra los datos obtenidos gráficamente, se aprecia el periodo fundamental de la estructura asociado al primer modo de vibrar, los desplazamientos en la azotea y el sótano así como el cabeceo que presenta la estructura en la dirección T.

Con la razón f_1/f_{1ident} se aprecia que los efectos de interacción suelo-estructura en el edificio Torre SRE resultan considerables, ya que se puede apreciar que el periodo fundamental de la estructura para el caso únicamente de la Torre obtenido por el método de

Luco aumentó un 34%, mientras que al incluir los cuerpos bajos en el análisis, el periodo fundamental de la estructura aumentó un 37%.

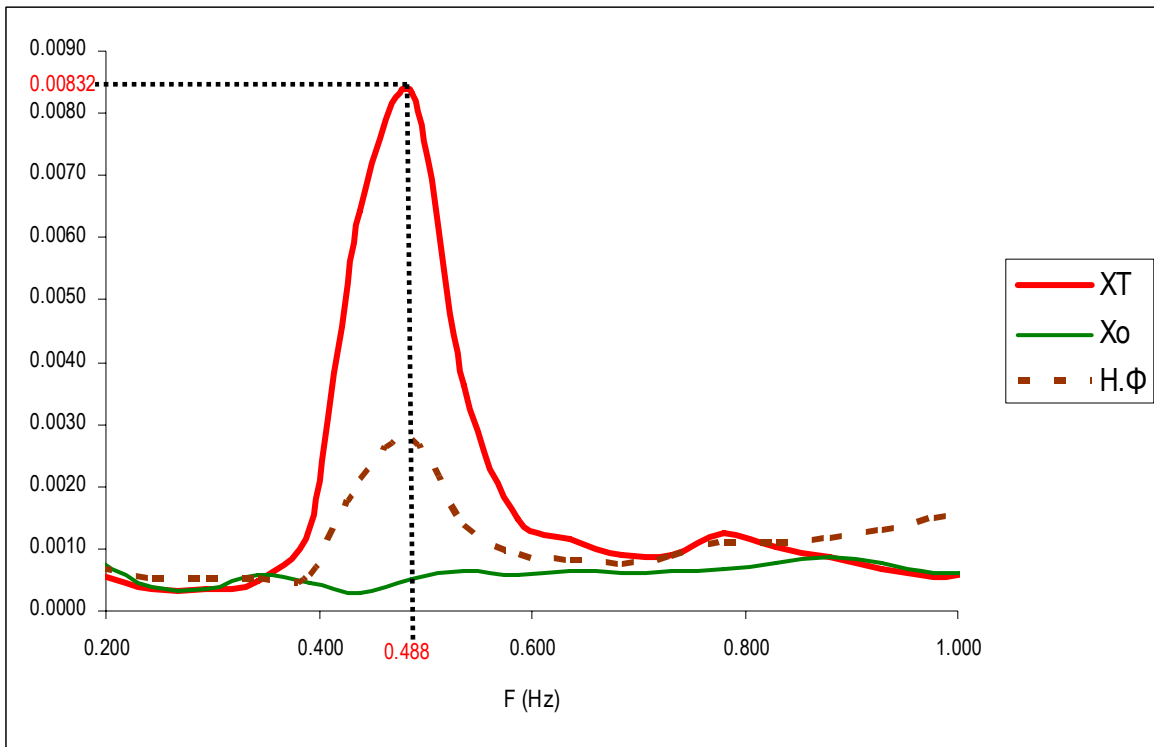


Figura 5.1.2

La fig. 5.1.2 muestra la traslación total en la azotea (XT) y el sótano (Xo), así como el cabeceo normalizado (HΦ) en la dirección L. La suma de los desplazamientos anteriores da como resultado el desplazamiento total de la cima del edificio en la dirección L ($XT+Xo+H\Phi=\tilde{X}$).

TORSIÓN Edificio Torre SRE

	Masa (I_1)	β_1	γ_1	H	He
Prueba	$t \cdot s^2 \cdot m$			cm	cm
Torre SRE (SCB)	99760.68	1.77	0.952	7688	7320
Torre SRE (CCB)	172329.85	6.31	0.896	7688	6980

	T1 (s)	f1 (Hz)	Azotea	Azotea	BaseV1	BaseV2
Prueba	ident	ident	O	E	O	E
Torre SRE (SCB)	1.280	0.781	0.018705	0.010841	0.000757	0.000653
Torre SRE (CCB)	1.280	0.781	0.018705	0.010841	0.000757	0.000653

	Φ_u	Φ_b	Φ_b/Φ_u	fR (Hz)	f1t (Hz)	f1t/f1tident	K_R (t/m)
Prueba							$\times 10E6$
Torre SRE (SCB)	1.93E-06	3.315E-08	0.0172004	4.48	0.79	1.02	7.76
Torre SRE (CCB)	1.93E-06	3.315E-08	0.0172004	2.37	0.83	1.06	185.34

Tabla 5.1.3

La tabla 5.1.3 muestra el periodo fundamental torsional de la estructura, así como los registros que se obtuvieron en los extremos de la azotea y del sótano.

La razón f_{1T}/f_{1ident} muestra que los efectos de interacción suelo-estructura para el caso de torsión resultan insignificantes en el caso de la Torre, ya que el alargamiento del periodo resultado del 2%, mientras que al considerar los cuerpos bajos, el parámetro modal β_1 aumenta considerablemente, por lo cual sería poco confiable el método de Luco para estructuras de este tipo en el caso de torsión.

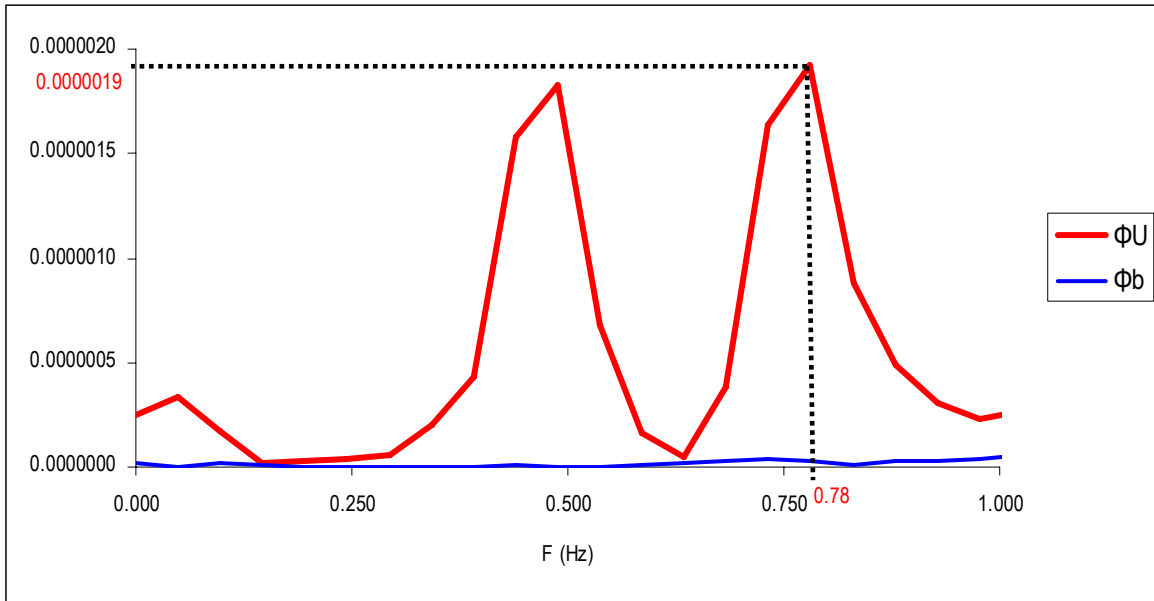


Fig. 5.1.3

La figura 5.1.3 muestra la respuesta rotacional media de la azotea (Φ_U) y del sótano (Φ_b). La línea punteada nos indica el periodo fundamental de la estructura para torsión del edificio Torre SRE y los valores de las respuestas rotacionales.

5.2 Efectos ISE en el edificio PC

A continuación se presentan los resultados obtenidos al emplear el método de Luco:

DIRECCIÓN L							
Edificio PC							
	Masa (M_1)	β_1	γ_1	H	He		
Prueba	$t\text{-s}^2/m$			cm	cm		
Edificio PC	670.270	1.54	1.090	5435	3805		

T1 (s)	f1 (Hz)	Azotea	Sotano	BaseV1	BaseV2	Traslación	Xo/XT
ident	ident	XT	Xb	V1	V2	Xo	
2.049	0.488	0.010871	0.000435	0.000236	-0.000163	0.000435	0.0400

Φ	H. Φ	H. Φ /XT	f _h (Hz)	f _c (Hz)	f ₁ (Hz)	f ₁ /f _{1ident}	Kh (t/m)	Kr (t-m/r)
giro						(Hz)	X10E3	X10E6
1.27E-07	0.000690	0.06350	1.97	1.85	0.52	1.07	242.46	319.524

Tabla 5.2.1

La tabla 5.2.1 muestra los datos obtenidos gráficamente, se aprecia el periodo fundamental de la estructura asociado al primer modo de vibrar, los desplazamientos en la azotea y el sótano así como el cabeceo que presenta la estructura en la dirección L.

Con la razón $f1/f1_{ident}$ se aprecia que los efectos de interacción suelo-estructura en la dirección L del edificio PC, son moderados, de igual manera resultarían muy conservadores el empleo de estos periodos determinados por el método de Luco para el diseño de la estructura.

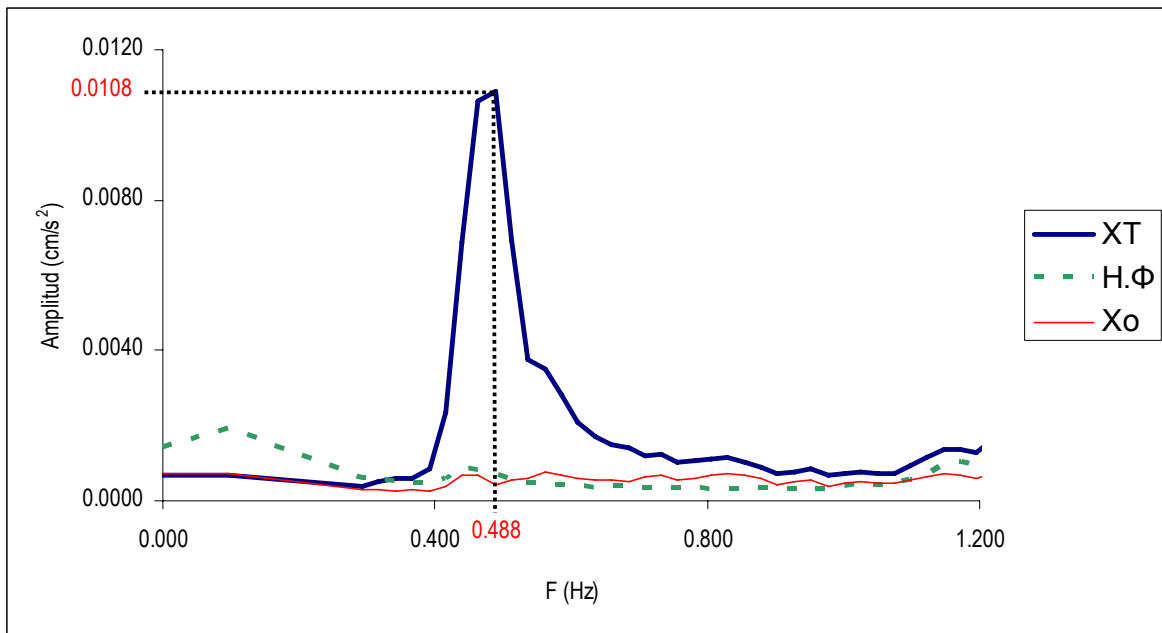


Fig. 5.2.2

La fig. 5.2.2 muestra la traslación total en la azotea (XT) y el sótano (Xo), así como el cabeceo normalizado (HΦ) en la dirección L. La suma de los desplazamientos anteriores da como resultado el desplazamiento total de la cima del edificio en la dirección L ($XT+Xo+H\Phi=\tilde{X}$).

DIRECCIÓN T
Edificio PC

	Masa (M_1)	β_1	γ_1	H	He
Prueba	$t\text{-s}^2/m$			cm	cm
Edificio PC	567.030	1.62	1.170	5435	3805

T1 (s)	f1 (Hz)	Azotea	Sotano	BaseV1	BaseV2	Traslación	Xo/XT
ident	ident	XT	Xb	V1	V2	Xo	
2.278	0.439	0.010921	0.000592	0.000189	-0.000264	0.000592	0.0542

Φ	H.Φ	H.Φ/XT	f _h (Hz)	f _c (Hz)	f ₁ (Hz)	f ₁ /f _{1ident}	Kh (t/m)	Kr (t-m/r)
giro						(Hz)	X10E3	X10E6
1.182E-07	0.000642	0.05882	1.48	1.67	0.48	1.09	128.93	253.491

Tabla 5.2.2

La tabla 5.2.2 muestra los datos obtenidos gráficamente, se aprecia el periodo fundamental de la estructura asociado al primer modo de vibrar, los desplazamientos en la azotea y el sótano así como el cabeceo que presenta la estructura en la dirección T.

Con la razón $f1/f1_{ident}$ se aprecia que los efectos de interacción suelo-estructura en el edificio PC resultan moderados en la dirección T, por lo tanto, los periodos que se obtuvieron con el método de Luco, resultarían muy conservadores (como lo señalan algunos autores) al emplearlos en el diseño de la estructura.

La fig. 5.2.1 muestra la traslación total en la azotea (X_T) y el sótano (X_o), así como el cabeceo normalizado ($H\Phi$) en la dirección T. La suma de los desplazamientos anteriores da como resultado el desplazamiento total de la cima del edificio ($X_T+X_o+H\Phi=\tilde{X}$).

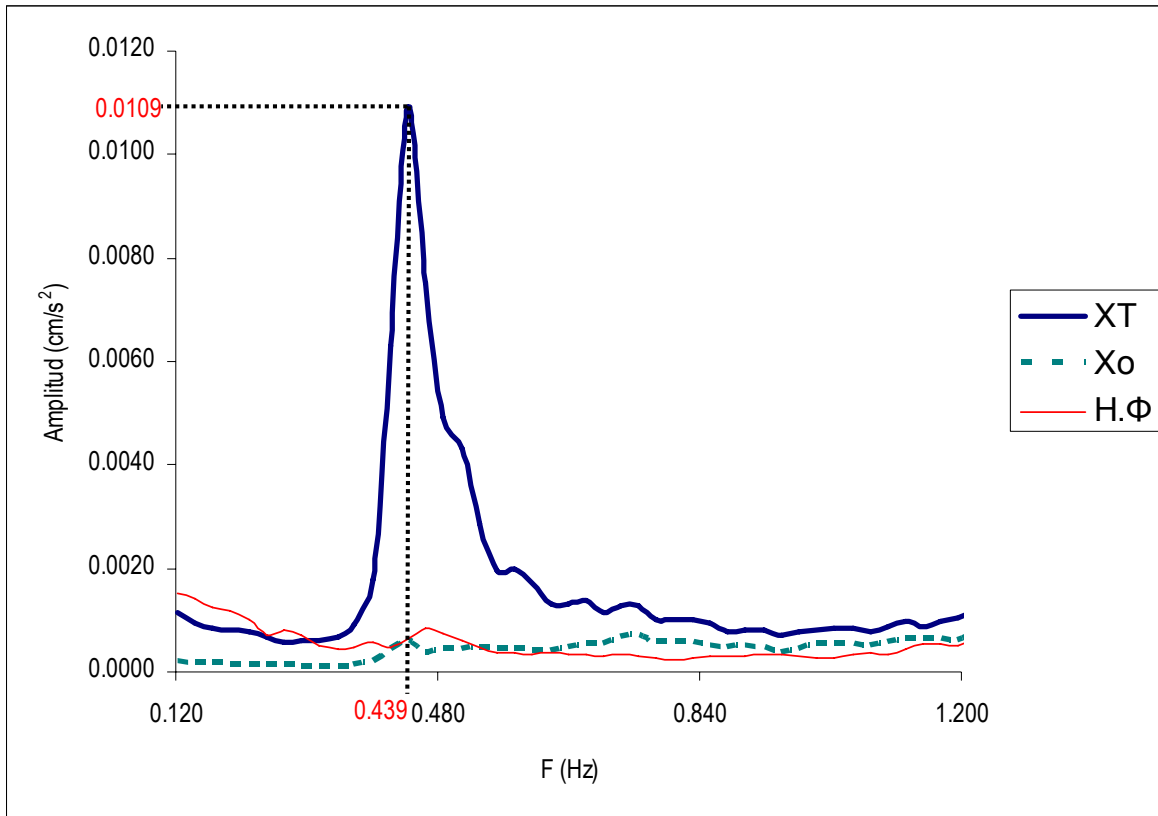


Fig. 5.2.1

TORSIÓN Edificio PC					
	Masa (l_1)	β_1	γ_1	H	He
Prueba	$t-s^2m$			cm	cm
Edificio PC	162220.40	1.34	0.951	5435	3805

T1 (s)	f1 (Hz)	Azotea	Azotea	BaseV1	BaseV2
ident	ident	O	E	O	E
1.706	0.586	0.012546	0.010023	0.000499	0.000559

Φ_u	Φ_b	Φ_b/Φ_u	f_R (Hz)	f_{1t} (Hz)	$f_{1t}/f_{1tident}$	K_R (t/m) X10E3
0.0000007	0.00000002	0.02818	3.02	0.60	1.02	4137.71

Tabla 5.2.3

La tabla 5.2.3 muestra el periodo fundamental torsional de la estructura, así como los registros que se obtuvieron en los extremos de la azotea y del sótano.

La razón $f_{1t}/f_{1tident}$ muestra que los efectos de interacción suelo-estructura para el caso de torsión resultan insignificantes, ya que el alargamiento del periodo resultó del 2%.

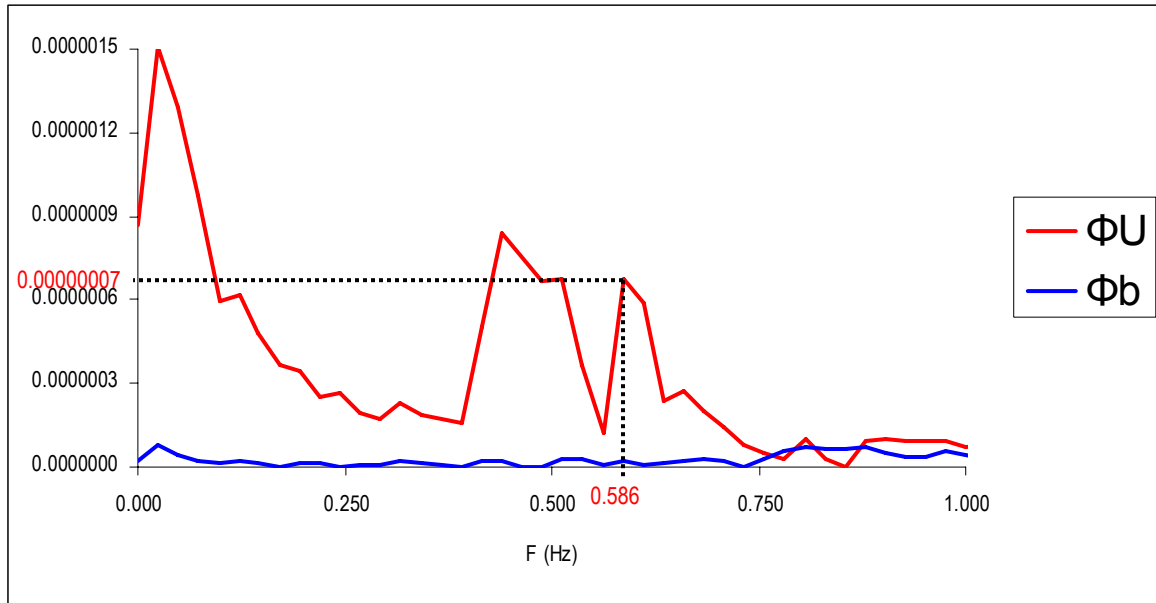


Fig. 5.2.3

La figura 5.2.3 muestra la respuesta rotacional media de la azotea (Φ_U) y del sótano (Φ_b). La línea punteada nos indica el periodo fundamental de la estructura para torsión del edificio PC y los valores de las respuestas rotacionales.

5.3 Comparación con las NTC

5.3.1 Edificio Torre SRE

Para la aplicación de las NTC, se empleará una simplificación (CISE, Marzo 2004) ya que no se cuentan con los datos necesarios de la cimentación de los edificios PC y Torre SRE.

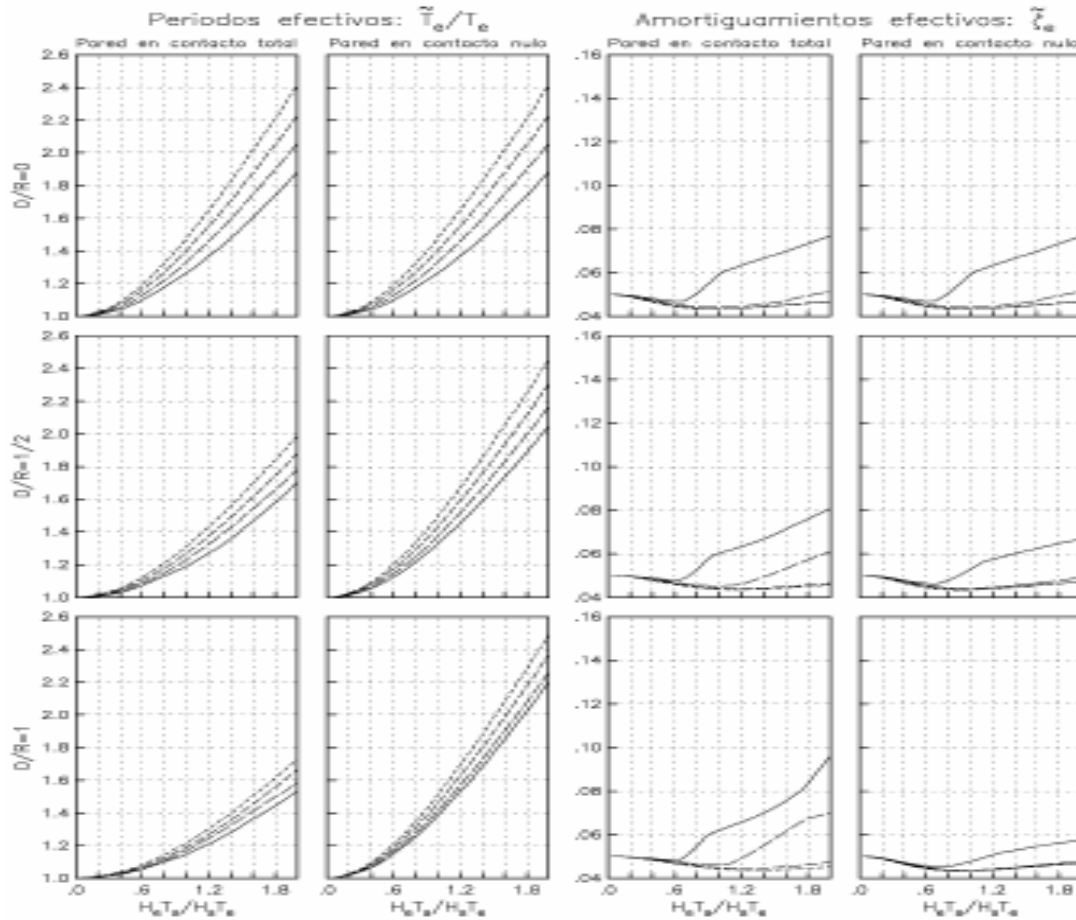


Fig. 5.3.1

La figura 5.3.1 muestra el método simplificado empleado para evaluar los efectos de interacción suelo-estructura, ya que se pueden obtener los periodos y amortiguamientos efectivos. La línea continua representa la solución para $H_e/R=2$, y las líneas punteadas para $H_e/R = 3, 4$ y 5.

De la misma manera que para el método de Luco, se analizaron dos casos, el primero incluye solamente el análisis de la Torre del edificio Torre SRE, el segundo caso incluye a los cuerpos bajos que componen al edificio Torre SRE.

Como se mencionó en el capítulo 1.3, al no cumplir con la expresión 5.3.1 en ambos análisis del edificio Torre SRE (CCB y SCB), entonces los efectos de interacción suelo-estructura deben de tomarse en cuenta.

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5 \quad (5.3.1)$$

El primer caso que se muestra, es únicamente la Torre sin cuerpos bajos (SCB).

Edificio Torre SRE (SCB)		
	Dirección L	Dirección T
$T_s H_e / T_e H_s$	1.10	1.35
T_e (s)	2.56	2.05
T_s (s)	1.71	1.71
H_s (m)	45	45
H_e (m)	74.42	73.21
A (m ²)	784.26	784.26
I (m ⁴)	33862	81155.10
R_x (m)	15.80	15.80
R_r (m)	14.41	17.93
R (m)	15.10	16.86
D_f (m)	7	7
H_s/R	2.98	2.67
D_f/R	0.46	0.42
H_e/R	4.93	4.34
\tilde{T}_e / T_e	1.39	1.60
\tilde{T}_e (s)	3.55	3.28
$\tilde{\zeta}_e$	0.043	0.043

Tabla 5.3.1

La tabla 5.3.1 muestra los resultados obtenidos al aplicar las NTC, para la obtención del periodo efectivo \tilde{T}_e así como el amortiguamiento efectivo $\tilde{\zeta}_e$, se emplearon unas tablas donde se toma en cuenta la razón entre la profundidad de desplante de la cimentación (D_f), y el radio promedio del área neta ($R = (R_x + R_r)/2$), así como la razón $T_s H_e / T_e H_s$.

El cálculo de los valores restantes se indica en el capítulo 1.3, a excepción de T_e y T_s , ya que el primero se obtuvo de las pruebas de vibración ambiental, mientras que el periodo de sitio se obtuvo al aplicar el método de Nakamura (cap. 3.2).

Como se puede ver en la tabla, los efectos de interacción suelo-estructura que se obtuvieron empleando las NTC, resultan considerables en las direcciones analizadas (L y T), ya que el periodo efectivo de la estructura en la dirección L aumentó un 39%, mientras que en la dirección T aumentó un 60%.

El siguiente caso que se muestra a continuación, es la Torre junto con los cuerpos bajos (CCB).

Edificio Torre SRE (CCB)		
	Dirección L	Dirección T
$T_s H_e / T_e H_s$	1.08	1.32
T_e (s)	2.56	2.05
T_s (s)	1.71	1.71
H_s (m)	45	45
H_e (m)	73.13	71.27
A (m ²)	8387.42	8387.42
I (m ⁴)	3126463.2	13149370.0
R_x (m)	51.67	51.67
R_r (m)	44.67	63.97
R (m)	48.17	57.82
D_f (m)	4.28	4.28
H_s/R	0.93	0.78
D_f/R	0.09	0.07
H_e/R	1.52	1.23
\tilde{T}_e/T_e	1.31	1.41
\tilde{T}_e (s)	3.35	2.89
$\tilde{\zeta}_e$	0.062	0.066

Tabla 5.3.2

La tabla 5.3.2 muestra que al aplicar las NTC al edificio Torre SRE CCB, los efectos de interacción suelo-estructura resultan menores que si solamente se considera la Torre, aunque estos efectos resultan considerables, ya que el periodo efectivo de la estructura en la dirección L, aumentó en un 31%, mientras que para la dirección T, el periodo efectivo de la estructura aumentó en un 41%.

5.3.2 Edificio PC.

Para el edificio PC se empleo el mismo procedimiento que para el edificio Torre SRE para el cálculo de los efectos de interacción suelo-estructura, ya que de la misma forma no cumple con la expresión 5.3.1.

Edificio PC		
	Dirección L	Dirección T
$T_s H_e / T_e H_s$	0.70	0.63
T_e (s)	2.05	2.28
T_s (s)	1.52	1.52
H_s (m)	40	40
H_e (m)	38.045	38.045
A (m ²)	2052	2052
I (m ⁴)	505197	256799.81
R_x (m)	25.557	25.557
R_r (m)	28.320	23.913
R (m)	26.939	24.735
D_f (m)	3.3	3.3
H_s/R	1.48	1.62
D_f/R	0.12	0.13
H_e/R	1.41	1.54
\tilde{T}_e/T_e	1.12	1.09
\tilde{T}_e (s)	2.30	2.48
$\tilde{\zeta}_e$	0.047	0.046

Tabla 5.3.3

La tabla 5.3.3 muestra los resultados obtenidos de los efectos de interacción suelo-estructura al aplicar las NTC. Se puede apreciar que para ambas direcciones (L y T), los efectos resultan moderados, ya que el periodo efectivo de la estructura aumentó en un 12% en la dirección L, mientras que en la dirección T el periodo efectivo de la estructura aumentó en un 9%.

6. COMENTARIOS FINALES.

6.1 El caso del edificio Torre SRE.

A partir de las pruebas de vibración ambiental realizadas al edificio Torre SRE, se puede ver que en la dirección T, el periodo fundamental de la estructura asociado al primer modo de vibrar ($T=2.049$ s), resultó menor al que se obtuvo en la dirección L ($T=2.558$ s), por lo tanto, el edificio Torre SRE es mucho más rígido en la dirección T.

En la dirección L del edificio, los efectos de interacción suelo-estructura resultaron moderados para los dos análisis que se realizaron (con y sin cuerpos bajos), a pesar de que la masa modal de el análisis de la torre con los cuerpos bajos, resultó ser un poco mayor. El incremento del periodo de la estructura suponiendo base empotrada, fue de un 15 % en promedio para ambos casos.

En el caso de la dirección T, los efectos de interacción suelo-estructura, resultaron considerables, ya que el periodo fundamental de la estructura suponiendo base empotrada, aumentó en un 36% en promedio para ambos análisis.

En el caso de las rigideces horizontales en ambas direcciones y para ambos análisis, se tuvo un aumento considerable, mientras que para la rigidez de cabeceo, la diferencia no resultó muy notoria.

Para el caso de torsión, se presentó un aumento en el periodo torsional de la estructura insignificante, esto para el caso de la Torre SCB, mientras que en el análisis de la Torre CCB, el parámetro modal β_1 resultó muy grande, esto de acuerdo a pruebas realizadas en otras estructuras anteriormente, ya que el valor de este parámetro oscila entre 1-2.5 (GRG, 2007), aún así, el aumento del periodo torsional de la Torre CCB, tuvo un incremento insignificante.

Sin embargo en la rigidez rotacional se puede apreciar un aumento considerable en el caso de la Torre CCB.

Al aplicar las NTC del D.F. 2006, se presentaron cambios considerables, ya que para el análisis de la Torre SCB, el periodo fundamental de la estructura con base empotrada, aumentó en un 39% en la dirección L, mientras que en la dirección T aumentó en un 60%. Estos resultados pueden resultar lógicos, ya que como se mencionó en el capítulo anterior, debido a que no se contaban con los datos necesarios para la aplicación de las NTC, se empleó un método simplificado, lo que llevo a obtener resultados mucho más conservadores.

En el análisis de la Torre CCB, el periodo fundamental de la estructura aumentó un 31% en la dirección L. mientras que en la dirección T aumentó un 41 %, ocurrió lo mismo que para el análisis de la Torre SCB.

6.2 El caso del edificio PC.

De las pruebas de vibración ambiental realizadas al edificio PC, se obtuvieron los periodos fundamentales de la estructura en las direcciones L y T asociados al primer modo de vibrar, de donde se puede apreciar que en la dirección L resulto menor el periodo ($T= 2.049$ s), que en la dirección T ($T= 2.278$ s), por lo cual se presenta una mayor respuesta estructural en la dirección L.

En la aplicación del método de Luco, el incremento del periodo fundamental de la estructura suponiendo base empotrada en ambas direcciones (L y T), resultó moderado, menor del 10%.

En el caso de las rigideces de desplazamiento y de cabeceo, resultaron menores en la dirección T que en la dirección L, de esta forma podemos corroborar que en verdad existe una mayor respuesta estructural en la dirección L.

Para el caso de torsión, los efectos de interacción suelo estructura resultaron insignificantes, ya que el periodo fundamental de la estructura para torsión aumentó 2%.

Cuando se emplearon las NTC 2006, los resultados que se obtuvieron de los efectos de interacción suelo-estructura, resultaron moderados, ya que en la dirección L, el periodo fundamental de la estructura suponiendo base empotrada, aumentó 12%, mientras que en la dirección T aumentó 9%. Se puede apreciar que existe una gran similitud entre los resultados obtenidos por el método de Luco y las NTC 2006.

Se puede concluir que de los edificios analizados, el edificio PC mostró una menor influencia de los efectos de interacción suelo-estructura, tanto en la aplicación del método de Luco como en las NTC-2006, a diferencia de los análisis que se realizaron en el edificio Torre SRE, sin embargo, hay que recalcar que el edificio PC cuenta con una estación permanente, de donde se realizan registros de vibraciones ambientales desde hace más de diez años, por lo tanto es indispensable contar con la misma tecnología en el edificio Torre SRE, para así tener una mayor precisión en cuanto a la influencia de los efectos de interacción suelo-estructura.

Otro aspecto importante que sobresale en los resultados obtenidos es la razón $H \Phi/XT$, la cual denota el desplazamiento de los edificios debido al cabeceo, entre el desplazamiento de la azotea.

En términos de porcentaje para el edificio Torre SRE (CCB y SCB), en la dirección L resultó de 14.65%, mientras que en la dirección T resultó de 33.35%.

En el caso del edificio PC, los porcentajes obtenidos fueron de 6.35% y 5.88% en la dirección L y T respectivamente.

Comparando ambos edificios, se puede apreciar que el edificio PC presenta un menor desplazamiento, a diferencia del edificio Torre SRE. Físicamente, los resultados nos indican que existe un menor trabajo de fricción por parte de la cimentación del edificio PC, ya que al igual que el edificio Torre SRE, su cimentación esta compuesta por pilotes, sin

embargo, en el caso del edificio Torre SRE al parecer los pilotes muestran un mayor trabajo de fricción.

Puede esperarse que los pilotes del edificio PC puedan estar hincados en un estrato que presenta deformaciones muy pequeñas, lo que impediría que los pilotes trabajaran como de fricción, sin embargo, el pequeño desplazamiento que se aprecia en los resultados, indica que los pilotes presentan un trabajo de punta.

REFERENCIAS

CORREA Giraldo Verónica M., “Respuesta dinámica y efectos de interacción suelo-estructura en tres edificios instrumentados en México”, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2005.

GAZETAS George & Mylonakis George, “Seismic soil-structure interaction : beneficial or detrimental?”, Journal of earthquake Engineering, Vol. 4, No. 3 (2000) 277-301, Imperial College press, 3 March 2000.

LERMO Javier & Chávez-García Francisco J., “Are microtremors useful in site response evaluation?” Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 84, No. 5, pp. 1350-1364, October 1994.

LUCO J. E., Trifunac M.D. & Wong H.L., “On the apparent change in dynamic behavior of a nine-story reinforced concrete building”, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 77, No. 6, pp. 1961-1983, December 1987.

LUCO, J. E., “Soil Structure Interaction and Identification of Structural Models”, Proceedings 2nd ASCE Conference on Civil Engineering and Nuclear Power, Knoxville, Tennessee, September 15-17, 1980, Vol. II, Geotechnical Topics, pp. 10.1.1-10.1.30.

MENDOZA L., Reyes A., & Luco J.E., “Ambient vibration test of the Mexicali General Hospital”, Earthquake Spectra, Vol. 7, No.2, 1991.

MURIÁ Vila David, Rodríguez Gutiérrez Gerardo, Fuentes Olivares Luis y Zapata Escobar Arabella, “Monitoreo del edificio JAL”, Instituto de Ingeniería, UNAM, Diciembre 1999.

NAKAMURA Yutaka, “Clear identification of fundamental idea of Nakamura’s technique and its applications”.

PARMELEE Richard A., “Building-Foundation Interaction Effects”, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, April 1967.

RESÉNDIZ Núñez Daniel, “Cimentaciones en la Ciudad de México: Cambios de Reglamentación y Práctica tras los Sismos de 1985”, Instituto de Ingeniería, UNAM, Mayo 1991.

ROESSET Jose M., “Interacción suelo-estructura un estado del arte”, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Guanajuato-León, México, Noviembre 2003.

ROSENBLUETH Emilio, Gómez Roberto, “Comentarios y ejemplos a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, DDF”, Instituto de Ingeniería, UNAM, Mayo 1991.

TRIFUNAC D. Mihailo, Todorovska María I. & Tzong-Ying Hao, “Full-scale experimental studies of soil-structure interaction”, U.S.-Japan Workshop on Soil-Structure Interaction, March 6-8, 2001, Tsukuba City, Japan.

VERDUGO R., Pastén C., Campos J. y Bonilla F., “Uso de la razón espectral H/V en superficie para la caracterización sísmica de Santiago”, Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Noviembre 2005.

“Curso de Interacción Suelo-Estructura”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural & Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Marzo 2004.