

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA



**Respuesta Dinámica y Efectos de Interacción Suelo-Estructura
en Tres Edificios Instrumentados en México**

T E S I S
PRESENTADA POR

Verónica María Correa Giraldo

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRA EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)

DIRECTOR: Dr. David Murià Vila

México DF, Agosto de 2005

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue realizado bajo la supervisión del Dr. David Murià Vila y estuvo basado en los aportes de trabajos anteriores desarrollados por Ana María Toro, Arabella Zapata, Caludia Palacios y Ricardo Taborda.

Se reconoce la eficiente labor del grupo de técnicos académicos que han estado a cargo de la operación y mantenimiento de la instrumentación sísmica de los edificios. De igual forma, se agradezco la amable disponibilidad de Marco Antonio Macías, Gerardo Rodríguez y Miguel A. Mendoza en la provisión de información y registros sísmicos empleados en este trabajo.

Extiendo un cálido agradecimiento al Dr. David Murià Vila por la supervisión permanente y valiosos comentarios durante el proceso de elaboración de este trabajo. Así mismo, agradezco los enriquecedores comentarios de los jurados de tesis e investigadores, Drs. Javier Avilés López, Efraín Ovando Shelley, Francisco Sánchez Sesma, Roberto Meli Piralla y José Alberto Escobar Sánchez. Reconozco también la colaboración de Ricardo Taborda por sus comentarios e introducción a varios de los temas tratados en este trabajo.

También deseo manifestar mi gratitud a los profesores que han contribuido a mi formación académica, especialmente a aquellos adjuntos al programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería de la UNAM, así como a los pertenecientes a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Colombia en Manizales.

Es necesario agradecer la constante y afectuosa compañía de mi familia y valiosos amigos durante este camino de búsqueda personal y profesional.

Finalmente agradezco a todas las personas que no he mencionado, pero que de cualquier forma colaboraron en la realización y buen término de este trabajo.

RESUMEN

Se estudió la respuesta dinámica y las características e influencia de los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) de tres edificios instrumentados en México, de manera que partiendo de estudios anteriores, se uniformizaron cálculos, se exploraron nuevas propuestas de análisis y se compararon los resultados.

Se evaluaron las técnicas de identificación empleadas y se plantearon criterios generales para su aplicación. Así mismo, se buscó unificar la metodología empleada para generar alguna guía de análisis eficiente y útil para estudios posteriores de edificios instrumentados.

Para cada edificio se analizaron los registros de varios sismos con especial énfasis en el comportamiento bajo el evento más intenso. Las señales se estudiaron mediante métodos espectrales y paramétricos. Para el estudio de los efectos ISE también se emplearon métodos analíticos basados en la aplicación del programa Dyna5 y el procedimiento establecido en el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones de Distrito Federal (NTCDS-RCDF, 2004), con los cuales se obtuvieron las rigideces de la cimentación. Los resultados se compararon con los valores experimentales para encontrar una representación realista del comportamiento de la cimentación.

Se encontró que el comportamiento no lineal de los edificios, además de ser ocasionado por el deterioro de la rigidez del sistema debido a daños o reacomodos de los elementos estructurales y no estructurales, también puede deberse a la influencia de los efectos ISE.

Finalmente, se encontró que la consideración de los efectos de grupo de pilotes es fundamental en la representación del comportamiento real de la cimentación, especialmente cuando la cantidad de pilotes es mayor y la separación entre estos es pequeña, encontrándose reducciones en su rigidez hasta del 94%, respecto a la calculada cuando dichos efectos se desprecian.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	4
ANTECEDENTES	6
EL EDIFICIO JAL	7
EDIFICIO PC	8
EL EDIFICIO SIS	9
OBJETIVOS Y ALCANCE	10
CAPÍTULO 1. LOS EDIFICIOS	11
1.1. EL EDIFICIO JAL.....	12
1.1.1. Descripción de la estructura	12
1.1.2. Descripción del suelo de cimentación	15
1.1.3. Instrumentación sísmica del edificio	18
1.1.4. Eventos sísmicos estudiados	18
1.2. EL EDIFICIO PC.....	19
1.2.1. Descripción de la estructura	19
1.2.2. Descripción del suelo de cimentación	22
1.2.3. Instrumentación sísmica del edificio	23
1.2.4. Eventos sísmicos estudiados	24
1.3. EL EDIFICIO SIS.....	26
1.3.1. Descripción de la estructura	26
1.3.2. Descripción del suelo de cimentación	28
1.3.3. Instrumentación sísmica del edificio	31
1.3.4. Eventos sísmicos estudiados	33
CAPÍTULO 2. METODOS DE ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SISTEMA Y DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	34
2.1. ESTIMACIÓN NO PARAMÉTRICA	34
2.1.1. Procedimientos para la estimación de las propiedades del sistema	34
2.1.2. Procedimiento para la estimación de los efectos de interacción suelo-estructura	36
2.1.3. Método simplificado de Luco	38
2.2. ESTIMACIÓN PARAMÉTRICA	42
2.2.1. Estimación paramétrica modal	42
2.2.2. Procedimiento y modelos para la estimación de las propiedades del sistema	42
2.2.3. Procedimiento y modelos para la estimación de los efectos de interacción suelo-estructura	47
2.3. ESTIMACIÓN ANALÍTICA	50
2.3.1. Procedimiento propuesto en el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo	50

CONTENIDO

2.3.2. Modelos analizados con el programa Dyna5	57
CAPÍTULO 3. ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SISTEMA	61
3.1. EDIFICIO PC	61
3.2. EDIFICIO SIS	67
3.2.1. Análisis Espectral.....	67
3.2.2. Análisis Paramétrico Modal	68
CAPÍTULO 4. ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA PARA EL EDIFICIO PC.....	87
4.1. ESTIMACIÓN DE LAS FRECUENCIAS ASOCIADAS CON LOS MOVIMIENTOS DE LA ESTRUCTURA Y DE LA BASE	87
4.1.1. Análisis espectral de señales completas	88
4.1.2. Análisis espectral de las señales por ventanas.....	105
4.1.3. Análisis paramétrico modal	114
4.1.4. Comparaciones y comentarios	125
4.2. ESTIMACIÓN DE LAS RIGIDECE DE LA CIMENTACIÓN.....	128
4.2.1. Análisis de las señales completas	129
4.2.2. Análisis de las señales por ventanas.....	130
4.2.3. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.....	132
4.2.4. Modelos analizados con el programa Dyna5	133
4.2.5. Comparaciones y comentarios	139
CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS EDIFICIOS JAL, PC Y SIS.....	141
5.1. RESPUESTA DINÁMICA DEL SISTEMA.....	141
5.2. EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	142
5.2.1. Frecuencias de los movimientos de la estructura y de la base.....	142
5.2.2. Rigideces de la cimentación	148
CAPÍTULO 6. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	153
APÉNDICE A. CONSTRUCCIÓN Y CALIBRACIÓN DEL PERFIL DE VELOCIDADES DE ONDAS DE CORTE (Vs) PARA EL SITIO PC	158
APÉNDICE B. PROGRAMA PARA LA EXTRACCIÓN Y VISUALIZACIÓN DE DATOS PROCESADOS CON EL PROGRAMA MIMO.....	169
APÉNDICE C. TABLAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS.....	172
APÉNDICE D. COMPARACIÓN DE LAS SEÑALES CALCULADAS CON EL MÉTODO PARAMÉTRICO MODAL RESPECTO A LAS SEÑALES MEDIDAS.....	197
REFERENCIAS	205

INTRODUCCIÓN

Las grandes catástrofes ocurridas en el mundo a través de la historia, ocasionadas por fenómenos naturales inevitables tales como sismos, huracanes, incendios, inundaciones, etc., han motivado a la humanidad hacia la búsqueda de las causas y características de dichos fenómenos, así como hacia la creación de mecanismos de protección frente a ellos.

En las últimas décadas, los sismos han generado innumerables pérdidas humanas y económicas, lo cual ha incitado un gran desarrollo de investigaciones encaminadas al estudio de dichos movimientos terrestres y de las estructuras que están sometidas a sus acciones.

Gracias a la experiencia derivada del comportamiento de los diferentes tipos de estructuras afectadas por sismos severos, se han establecido criterios de diseño sismorresistente de edificios mediante reglamentos de diseño y construcción. La identificación de características que han dado lugar a fallas o por el contrario, a un buen desempeño de variadas estructuras, y el análisis de los tipos de daños y de sus causas, han contribuido en forma decisiva al entendimiento del comportamiento sísmico de estas.

Muchos de los criterios de diseño establecidos en la normatividad de México han sido resultado de investigaciones locales, así como de adaptaciones de metodologías extranjeras conforme a las particularidades propias de los suelos, materiales y estructuras convencionales del país. A pesar de que hasta la fecha se han logrado unificar criterios de concepción y diseño con bases confiables, es necesario continuar con estudios teóricos y experimentales que alimenten dicho conocimiento y permitan mejorar los criterios actuales.

En este sentido, la instrumentación sísmica resulta ser una efectiva herramienta en el estudio y monitoreo de la respuesta del suelo y estructuras construidas. Por medio de esta, es posible conocer las características de los movimientos impuestos por los sismos al suelo, así como la forma en que las estructuras se comportan antes, durante y después de ser afectadas por cualquier evento. Los registros de movimientos sísmicos son considerados como resultados de grandes experimentos realizados de manera natural, cuya complejidad no puede ser reproducida completamente de manera analítica o experimental.

A partir de los registros sísmicos y haciendo uso de técnicas de identificación de sistemas, ha sido posible determinar propiedades estructurales tales como frecuencias de vibración, fracciones de amortiguamiento crítico, factores de participación modal y formas modales del sistema. Al aplicar dichas técnicas para el estudio de edificios bajo los efectos de sismos consecutivos y durante un mismo evento, es posible conocer la variación de sus propiedades dinámicas y de esta forma detectar comportamientos no lineales del sistema estructural, los cuales pueden indicar algún daño estructural y/o no estructural.

INTRODUCCIÓN

Adicionalmente, cuando se tienen modelos analíticos de las estructuras instrumentadas, es posible calibrar su respuesta ajustando las propiedades derivadas del análisis de los registros. Este tipo de trabajo toma una importancia relevante a la hora de evaluar los criterios de diseño y construcción establecidos en los reglamentos existentes, con ayuda de los cuales, se ha realizado la planeación y ejecución de la estructura en cuestión.

Dentro del estudio del comportamiento de estructuras instrumentadas existe un fenómeno ampliamente investigado, el cual hace referencia a los efectos de interacción suelo-estructura (efectos ISE). A pesar de esto, en la práctica, los ingenieros suelen despreciar dichos efectos considerando que la base de la estructura se encuentra perfectamente empotrada en el suelo en que se apoya. Cuando se trata de edificios ubicados sobre suelos blandos, el no considerar los efectos ISE así como los efectos de sitio, puede conllevar a errores graves de concepción y diseño.

Cuando una estructura se ve afectada por cargas dinámicas, la oscilación de la cimentación depende de la naturaleza del suelo de soporte, de la geometría, rigidez y masa de la cimentación y la superestructura, así como del tipo de excitación a la que está siendo sometida.

El fenómeno de interacción suelo-estructura (ISE) consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de este ante una excitación sísmica (Whitman y Bielak, 1980). Dicha interacción modifica las propiedades dinámicas relevantes de la estructura, así como las características de movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación.

La interacción inercial existe toda vez que el movimiento de un punto cualquiera ubicado en el límite entre el suelo y la cimentación difiera del movimiento que ocurriría en dicho punto si la estructura no existiera. Es decir, este fenómeno está controlado por el contraste de rigidez entre la estructura y el suelo. El alargamiento del periodo fundamental, la modificación del amortiguamiento asociado y la reducción de la ductilidad, con respecto a los valores que tendría la estructura supuesta con base rígida, son producto de dicha interacción (Avilés y Pérez-Rocha, 2003) y conducen a respuestas de la estructura mayores o menores que las que sufriría en su condición de base rígida, dependiendo de la posición del periodo resonante del espectro de respuesta y los niveles de amortiguamiento y ductilidad (Avilés, 2004).

Por otro lado, la interacción cinemática se origina cuando debido a la rigidez de la cimentación, esta no puede ajustarse a las deformaciones del suelo, generándose un fenómeno de difracción de ondas que modifica el movimiento del suelo en la proximidad de la cimentación, con lo que la superposición de las ondas incidentes y reflejadas por la superficie del suelo con las ondas difractadas por el cimienta provoca un movimiento de entrada a la cimentación que resulta diferente del movimiento de campo libre. Este fenómeno entonces, depende de la geometría de la cimentación, la estratigrafía del suelo y la naturaleza de la excitación sísmica. Si el cimienta es suficientemente rígido, la interacción cinemática se manifiesta en una reducción de los movimientos de traslación de la cimentación, fenómeno conocido como filtrado de la excitación sísmica, así como en la generación de cabeceo y torsión de la cimentación (Luco y Wong, 1987), todo ello debido al efecto promediador de la losa de cimentación.

Cuando se habla del comportamiento de edificios altos cimentados sobre suelos blandos en donde los efectos ISE cobran relevancia, el conocimiento y buena modelación de las características geométricas y mecánicas del suelo y el sistema de cimentación, así como la

INTRODUCCIÓN

cantidad y distribución de los pilotes, es trascendental en la determinación de la influencia de dichos efectos en el comportamiento total del sistema. Las rigideces de una cimentación con pilotes suelen estar influenciadas principalmente por la interacción que hay entre estos cuando se ubican lo suficientemente cerca para que el movimiento de un pilote afecte el comportamiento de los que están cerca, lo que comúnmente se denomina como efectos de grupo de pilotes.

Teniendo en cuenta la complejidad del fenómeno de interacción dinámica entre el suelo y la estructura, el estudio de registros sísmicos resulta ser una fuente esencial de información para el esclarecimiento de las características asociadas a los efectos ISE. Los procedimientos utilizados en este trabajo para el estudio de los registros sísmicos se basan principalmente en los estudios de Luco (1980), Luco *et al.* (1987), Mendoza *et al.* (1991), Papageorgiou y Lin (1991), Stewart y Fenves (1998) y Stewart *et al.* (1999b).

De manera analítica, se recurrió a la aplicación de las metodologías planteadas por Veletsos y Wei (1971), Kaynia y Kausel (1982), Novak (1985 y 1991), Dobry y Gazetas (1988), Gazetas (1991), Novak (1991), Avilés (1999), Stewart *et al.* (1999b), entre otros.

En el presente trabajo se presentan resultados con base en algunos de estos procedimientos para evaluar la importancia de los efectos ISE en la respuesta dinámica de un edificio desplantado en la zona de suelo blando de la ciudad de México. Adicionalmente, se hará una comparación con resultados obtenidos en anteriores trabajos para otros dos edificios. Uno de estos también está ubicado en zona blanda de la ciudad de México, mientras que el último se ubica en zona de suelo blando de la ciudad de Acapulco.

ANTECEDENTES

El primer edificio instrumentado en México fue la Torre Latinoamericana (Zeevaert, 1960 y 1963), en la que se registraron los movimientos sísmicos de julio de 1957 y mayo de 1962. Los desplazamientos relativos y aceleraciones registradas fueron la base para establecer los coeficientes sísmicos del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de esos años. Se conoce que posteriormente no se dio continuidad a la operación de los aparatos instalados en este edificio, ni hubo alguna motivación de instrumentar más, por lo que cuando ocurrieron los sismos de 1985 no se contó con mediciones de la respuesta dinámica de alguna estructura ubicada en las zonas afectadas, por lo cual, la comprensión de su comportamiento se limitó a los resultados provenientes de las inspecciones realizadas a los edificios y estructuras especiales que sufrieron daños moderados y severos.

Dado lo anterior, surgió el interés de contar con datos experimentales para analizar la respuesta dinámica de edificios ante posteriores eventos sísmicos y de esta forma determinar las posibles fallas en los métodos de análisis, diseño y construcción vigentes.

De esta forma, a partir de 1986, el Instituto de Ingeniería, UNAM ha realizado una intensa promoción para la instrumentación de edificios, por lo que actualmente tiene a su cargo cinco de los 25 edificios instrumentados que existen aproximadamente en el país.

Dentro del presente trabajo se incluirá información de tres edificios, los cuales se nombrarán como JAL, PC y SIS. Estos fueron instrumentados en los años 1992, 1990 y 2000, respectivamente.

Es conveniente entonces presentar un panorama de los estudios realizados a estos edificios y así poder recrear en un contexto global el comportamiento de estructuras altas cimentadas en zonas sísmicas importantes y en suelos blandos con características de sitio diferentes, resaltando la importancia de los efectos ISE en su respuesta durante algunos eventos sísmicos relevantes.

EL EDIFICIO JAL

Sobre este edificio se tiene registro de eventos sísmicos que le han ocasionado daños estructurales y no estructurales. Como consecuencia de estos daños, la estructura ha sido sometida a dos rehabilitaciones. En varias ocasiones, se han realizado interesantes estudios que han permitido conocer la respuesta del sistema ante sismos de moderada y baja intensidad. En dichas investigaciones, usando técnicas paramétricas y no paramétricas (Toro, 1997; Murià y Rodríguez, 2001; Murià *et al.*, 2001b), se observaron cambios en las propiedades dinámicas del edificio, lo que evidenció un comportamiento no lineal asociado con daño estructural y no estructural.

En cuanto al estudio de los efectos ISE, en el trabajo de Meli *et al.* (1998) se destacó la importancia de tener una adecuada instrumentación, para poder conocer un panorama realista sobre la respuesta sísmica del sistema, del suelo y la influencia de los efectos ISE. En este se encontró que la respuesta del sistema fue sensible a la intensidad de los sismos, los cuales ocasionaron cambios en las frecuencias naturales de vibrar dentro de un mismo evento y entre eventos consecutivos, lo cual reveló un comportamiento no lineal de sistema. Dada la flexibilidad de la estructura, se encontró una moderada influencia de los efectos ISE, con reducciones en la frecuencia fundamental hasta del 10 y 25% en los componentes transversal y longitudinal del edificio. Se encontró que los efectos de interacción cinemática fueron significativos solamente para altas frecuencias. Además, dada la similitud entre los movimientos de la base y del terreno, se concluyó que el subsistema suelo-cimentación no tuvo contribuciones importantes al comportamiento no lineal del sistema completo suelo-estructura.

En el trabajo desarrollado por Murià-Vila *et al.* (2001b), se realizó la identificación de las propiedades dinámicas del sistema en los eventos posteriores a la segunda rehabilitación (1997) y además se evaluaron los efectos ISE para eventos ocurridos antes y después de esta. En concordancia con las investigaciones anteriores, también se encontró que la estructura incurrió en el rango de comportamiento no lineal, en especial después de la segunda rehabilitación, debido principalmente a que aumentaron los efectos ISE. También se encontró una relación de los amortiguamientos con la amplitud de la señal, lo que corrobora la existencia de comportamiento no lineal de la estructura. Es importante destacar, que gracias al estudio de la respuesta del edificio, se pudo identificar de manera acertada la falla del refuerzo colocado a la estructura durante la segunda rehabilitación, la cual consistió en el deslizamiento de las interfaces de los nuevos materiales adosados al concreto viejo, lo que ocasionó una importante pérdida de rigidez de la estructura.

En dicho trabajo se propuso un procedimiento para la identificación de la frecuencia de cabeceo de la base de manera espectral, basada en el procedimiento usado por Meli *et al.* (1998) para identificar la frecuencia de traslación de la estructura.

EDIFICIO PC

El edificio PC fue diseñado con las normas vigentes en 1977, se comenzó a construir en 1980 e inició su funcionamiento a partir de 1983.

Con los sismos ocurridos en septiembre de 1985 y en abril de 1989, el edificio PC sufrió daños estructurales, que motivaron su estudio. Entonces fue instrumentado en 1990 y de acuerdo con los análisis realizados, se encontró que la estructura incurrió en el rango no lineal de comportamiento, presentando siempre un evidente acoplamiento entre los componentes de movimiento horizontales con el de torsión (Murià *et al.*, 2000).

Durante las reparaciones realizadas en 1989 se realizaron pruebas dinámicas de vibración ambiental en el edificio y se desarrolló un modelo analítico incluyendo los efectos ISE (Martínez, 1989). Con este se observó que al incluir los efectos ISE, el periodo de la estructura con base empotrada sufría incrementos hasta del 45%; Además se observó un fuerte acoplamiento entre los modos traslacionales y el de torsión. En las pruebas de vibración ambiental se pudo comprobar un fuerte acoplamiento adicional entre los dos modos traslacionales, identificando para ambos una frecuencia de 0.56 Hz, mientras para torsión 0.8 Hz. Con este trabajo se reconoció la importancia de los efectos ISE en estructuras desplazadas sobre suelos blandos y se propuso la instrumentación del edificio PC para realizar un seguimiento de su comportamiento después de su reparación, pues era importante identificar en que proporción su respuesta no lineal era causada por daños en la estructura, por cambios en la rigidez del suelo o por alguna otra variable.

Después de ser instrumentado el edificio, los primeros registros obtenidos fueron analizados por Rodríguez-Cuevas y Quass (1990) y Rodríguez-Cuevas (1992). En estos trabajos se estudió la respuesta dinámica del edificio, teniendo en cuenta la influencia de los efectos ISE en el comportamiento del sistema.

Hasta 1999, el estudio del edificio PC estuvo limitado dado que no se contaba con un aparato que registrara la aceleración en campo libre. Gracias a la implementación de dicho acelerómetro, se lograron realizar estudios sobre las diferencias entre la respuesta del sistema y la estructura, estudiando los niveles de aceleración y desplazamiento máximos. Además, se determinaron las contribuciones en la respuesta estructural en el dominio del tiempo de los movimientos de cabeceo y traslación de la base asociados a los efectos ISE (Murià *et al.*, 2000). De acuerdo con esto y comparando las distorsiones máximas de entrepiso de la estructura y el sistema, se determinó que los efectos ISE tenían poca influencia en las distorsiones de entrepiso del edificio.

En el trabajo realizado por Ávila (2000) se generó un modelo analítico del edificio teniendo en cuenta el reforzamiento hecho en 1986, con el cual se evaluó la seguridad estructural, revisando los estados límites de servicio (desplazamientos laterales y verticales) y de falla (resistencias), según el RDF-93. En esta revisión se incluyeron los efectos tridimensionales de torsión, por cargas gravitacionales, por efectos de segundo orden, así como los efectos ISE. Los resultados fueron comparados y calibrados de acuerdo al trabajo experimental realizado por Murià *et al.* (2000). De acuerdo a este análisis, se pudo concluir que el edificio no tenía la rigidez lateral necesaria requerida por el reglamento vigente, en especial en la dirección transversal, además de estar insuficiente en resistencia vertical.

En el trabajo desarrollado por Murià *et al.* (2001c) se determinaron las propiedades dinámicas del edificio usando la técnica espectral de señales completas y la técnica paramétrica

modal. Gracias a este trabajo, principalmente al análisis paramétrico, se observó que en los eventos analizados, las frecuencias de vibrar de la estructura presentan variaciones entre sismos y dentro de un mismo evento. Además, se pudo detectar también un incremento del amortiguamiento a través del tiempo, asociado con las máximas amplitudes de los registros, lo que confirmó el comportamiento no lineal del edificio que había sido detectado en estudios anteriores.

EL EDIFICIO SIS

Este edificio se ubica en la ciudad de Acapulco, sitio que según los expertos presenta una alta probabilidad de ser zona epicentral debido a la brecha de Guerrero. Dada su ubicación, el edificio es afectado por excitaciones con amplio contenido de frecuencias, lo cual resulta contrastante con los edificios JAL y PC, en los que los movimientos sísmicos que los afectan son de tipo monocromático debido al filtrado de las ondas de alta frecuencia por la corteza de la tierra y la dispersión de las ondas superficiales, de tal forma que el periodo dominante de la excitación puede llegar a ser similar al periodo fundamental del depósito.

Además de esto, un aspecto interesante que motivó la elección del edificio, fue estudiar adicionalmente la respuesta dinámica de suelos blandos arenosos, de los cuales se espera, a diferencia de los suelos arcillosos comunes en la zona de Lago de México, que presenten respuestas no lineales para intensidades sísmicas relativamente bajas.

A diferencia de los edificios JAL y PC, el edificio SIS fue escogido de tal manera que en su estudio se evitaran complicaciones por acoplamientos en sus modos debidos a asimetrías importantes, además de cuidar que sus frecuencias fundamentales de vibración fueran cercanas a las frecuencias dominantes del suelo (Taborda *et al.*, 2002).

La operación de la red de instrumentación del edificio SIS comenzó a operar en septiembre de 2001 y hasta la fecha se han registrado más de 100 eventos de baja intensidad además de dos vibraciones ambientales. A partir de algunos de los eventos más representativos, se han realizado estudios de las propiedades dinámicas del sistema y efectos ISE (Taborda, 2003; Murià *et al.*, 2004).

En el trabajo realizado por Taborda (2003), se analizaron ocho de los sismos registrados y las dos vibraciones ambientales, con los cuales mediante un proceso espectral se identificaron las propiedades del sistema. Algunos de los eventos en los que se observó una variación importante en las frecuencias fueron sometidos a análisis por ventanas, mediante los cuales se evaluó la variación de las propiedades del sistema en el tiempo. Como resultado de dichos estudios, se observó que el sistema presentaba comportamiento no lineal a pesar de la baja intensidad de los eventos sísmicos, posiblemente atribuible a un reajuste inicial del sistema estructural y sus elementos no estructurales, además de la influencia evidente de los efectos ISE.

Finalmente, respecto a los efectos ISE, se concluyó que el movimiento de cabeceo de la base presenta la mayor influencia en la respuesta total del sistema, con participaciones hasta del 15 y 30% en las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente.

OBJETIVOS Y ALCANCE

De acuerdo con la variedad de investigaciones realizadas a los edificios JAL, PC y SIS, este trabajo busca uniformizar el estudio de la respuesta dinámica del sistema y del comportamiento de los efectos ISE y su influencia en la misma. Para esto, se revisarán los resultados obtenidos en trabajos anteriores y se realizarán los cálculos necesarios para complementar el panorama de los tres edificios.

El estudio del edificio JAL es el más completo, por lo que solamente será necesario realizar los cálculos asociados a los efectos ISE en torsión.

Para el edificio PC, se analizará la respuesta dinámica del sistema completo haciendo uso de la técnica paramétrica modal bajo los efectos del sismo de mayor intensidad registrado. Además, se realizará el estudio del comportamiento e influencia de los efectos ISE en la respuesta del sistema, especialmente durante el sismo más intenso. Dado que no se cuenta con la información completa de la estratigrafía del suelo sobre el cual se apoya el edificio, se construirá un perfil de velocidades de onda de corte a partir de la información del sitio, la cual será complementada por estudios realizados en puntos cercanos. Dicho perfil será calibrado con resultados experimentales.

En el caso del edificio SIS, se estudiará la respuesta del sistema mediante el análisis paramétrico modal de cuatro de los eventos sísmicos de mayor intensidad registrados y además se corregirán algunos cálculos asociados al estudio de los efectos ISE.

De acuerdo con los resultados completos en los edificios, se evaluarán las técnicas de identificación empleadas en el estudio de la respuesta del sistema y de los efectos ISE, con el fin de plantear criterios generales para su aplicación, destacando las virtudes y limitaciones de cada método empleado. Así, mediante la unificación de la metodología de análisis planteada, se buscará generar una guía de análisis basada en los modelos y procedimientos más eficientes, con el fin de que sea aplicada en trabajos posteriores enfocados al estudio de edificios instrumentados.

De igual forma, con los resultados obtenidos de los tres edificios se busca aportar un panorama general ilustrativo del comportamiento de edificios altos desplantados en suelo blando, con especial énfasis en la influencia que puedan tener los efectos ISE en su respuesta, de tal forma que se enriquezca su comprensión y tratamiento en el análisis y diseño.

Adicionalmente, se abordará la aplicación de métodos analíticos enfocados al análisis e implementación de los efectos ISE en el diseño, tales como el procedimiento propuesto en el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTCDS-RCDF, 2004) y el programa Dyna5.

Finalmente, los resultados analíticos provenientes de la aplicación de dichos métodos serán comparados con los valores experimentales obtenidos, con el fin de establecer recomendaciones para representar de formas más adecuadas el comportamiento real de los edificios en estudio cuando se consideran los efectos ISE.

CAPÍTULO 1

LOS EDIFICIOS

El presente trabajo aborda el estudio de tres edificios altos, instrumentados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM). Dichos edificios, pese a sus particularidades estructurales y distinto tiempo de servicio, presentan características en común tales como que están desplantados sobre suelo blando y cimentados mediante un cajón que se apoya sobre pilotes de fricción.

Los sistemas de instrumentación instalados actualmente en los edificios permiten que además del estudio de la respuesta dinámica del sistema estructural, también sea posible la caracterización de los efectos ISE y la determinación de su influencia en la respuesta total del sistema suelo-estructura.

En este trabajo los edificios se denotarán como JAL, PC y SIS. Los dos primeros están ubicados en la zona de suelo blando de la ciudad de México, específicamente en la colonia Roma (fig 1.1), mientras que el último se ubica en la ciudad de Acapulco (fig 1.2) en una zona cuyo suelo se caracteriza por ser de tipo blando arenoso conformado por depósitos de barra con arenas de compacidad variable.

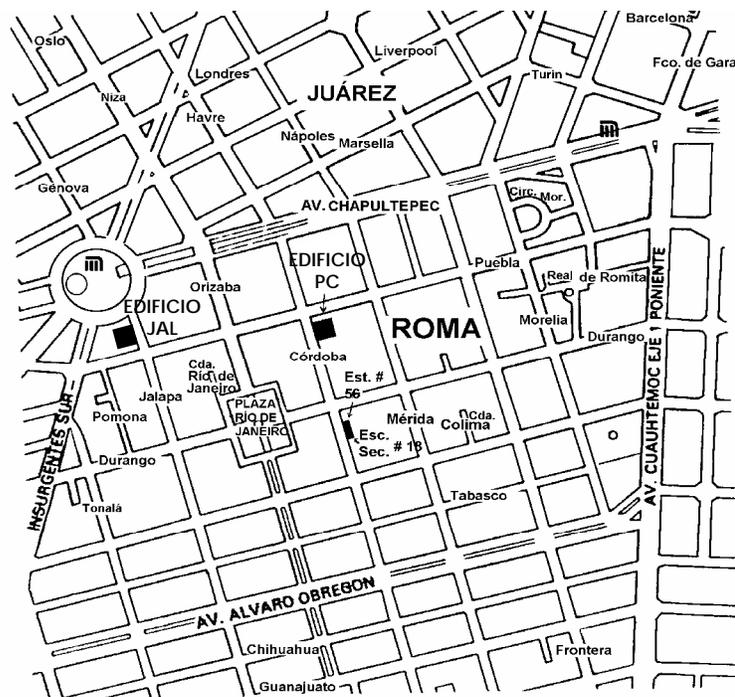


Fig 1.1 - Localización de los edificios JAL y PC

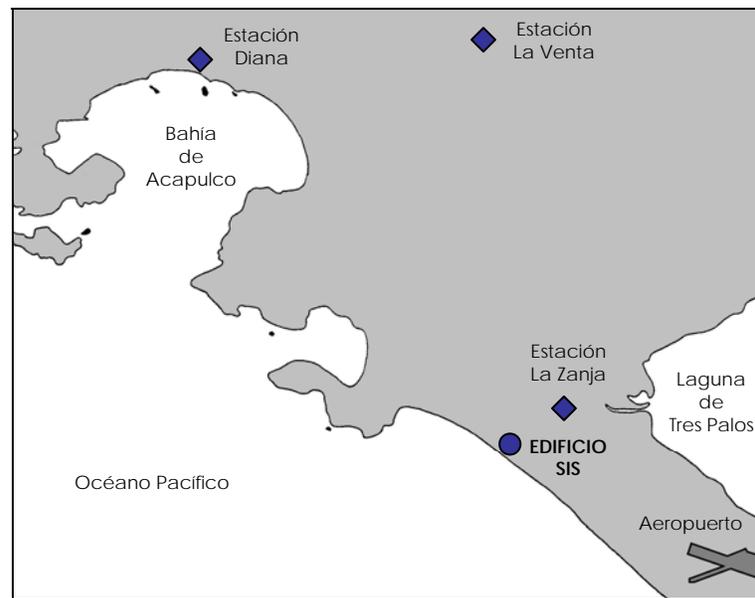


Fig 1.2 – Localización del edificio SIS

1.1. EL EDIFICIO JAL

El edificio JAL ha sido objeto de estudio desde su instrumentación en 1992, destacando los trabajos desarrollados por Meli *et al.* (1994), Pérez (1995), Murià-Vila *et al.* (1997), Toro (1997), Meli *et al.* (1998), Fuentes L. (2000), Murià-Vila y Rodríguez (2001), Murià-Vila *et al.* (2001a) y Zapata (2001), entre otros.

1.1.1. Descripción de la estructura

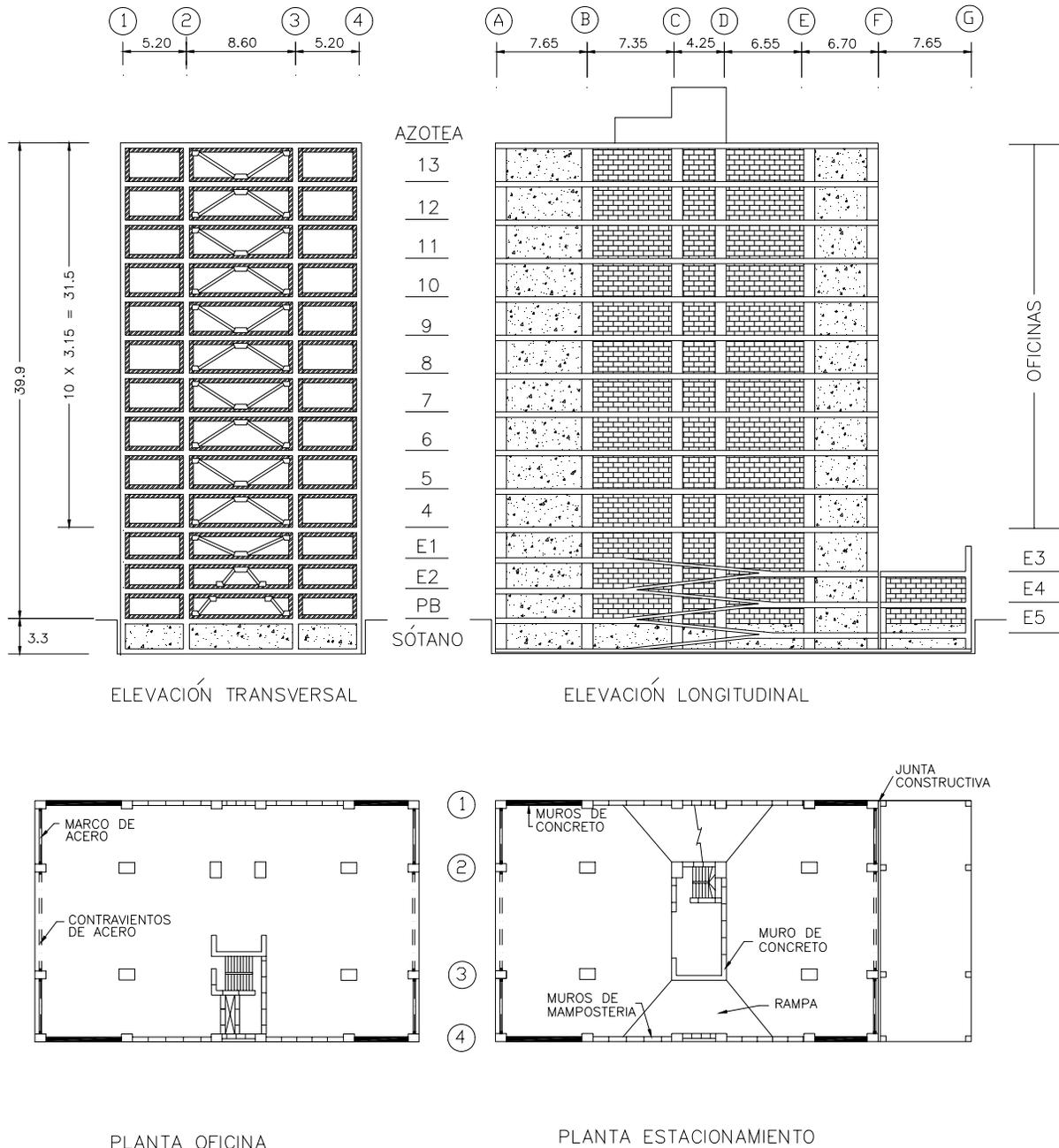
El edificio JAL es una estructura de concreto reforzado de 14 niveles, de los cuales los tres primeros sirven como estacionamiento y el resto están destinados a oficinas. Posee un apéndice en la azotea y además tiene un cuerpo anexo de tres niveles separado 15 cm de la estructura principal, pero unido a esta en la base. Los componentes longitudinal, transversal y vertical del edificio se denotarán como L, T y V, respectivamente. En la fig 1.3 se detallan las plantas y elevaciones del edificio.

La estructura original consiste en un sistema de losas reticulares de 45 cm de espesor apoyadas sobre columnas rectangulares, con muros de mampostería en las fachadas laterales en el componente longitudinal (L) y en el cubo de escaleras, además de un pequeño núcleo de concreto de muros de corte conformando el cubo de elevadores. Se conoce que el detallado del refuerzo no cumple completamente con los requerimientos para estructuras dúctiles, especialmente el asociado al refuerzo transversal en columnas y en las uniones losa-columna, por lo que la estructura ha un notable deterioro, como se explicará posteriormente.

La resistencia nominal del concreto de las columnas y muros de los primeros siete niveles es de 314 kg/cm², mientras que para los tres niveles restantes es de 272 kg/cm² (Murià-Vila y Rodríguez, 2002).

CAPÍTULO 1. LOS EDIFICIOS

La cimentación está conformada por un cajón de concreto reforzado desplantado a 3.3 m de profundidad, el cual posee una losa reticular de 80 cm de peralte, apoyada sobre 54 pilotes de fricción de sección triangular de 60 cm de lado y 28 m de longitud. Además cuenta con 10 pilotes cuadrados de 40 cm de lado y 26 m de longitud, cuyo extremo superior se encuentra a una profundidad de 9 m, de manera que se asume que el peso del edificio se transmite parcialmente a estos, de tal forma que se previene una posible falla de la cimentación a la vez que permite que la estructura siga el hundimiento propio del terreno (figs 1.4 y 1.5).



DIMENSIONES EN m

Fig 1.3 - Plantas y elevaciones del edificio

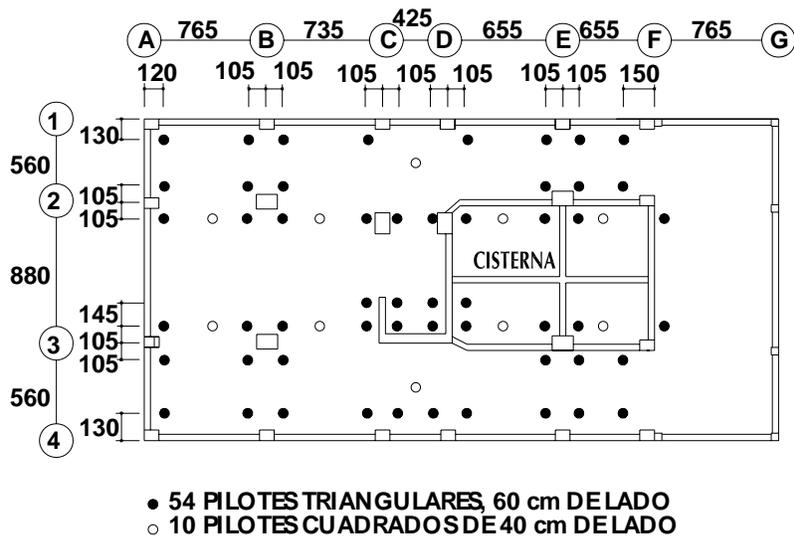


Fig 1.4 - Planta de la cimentación del edificio JAL

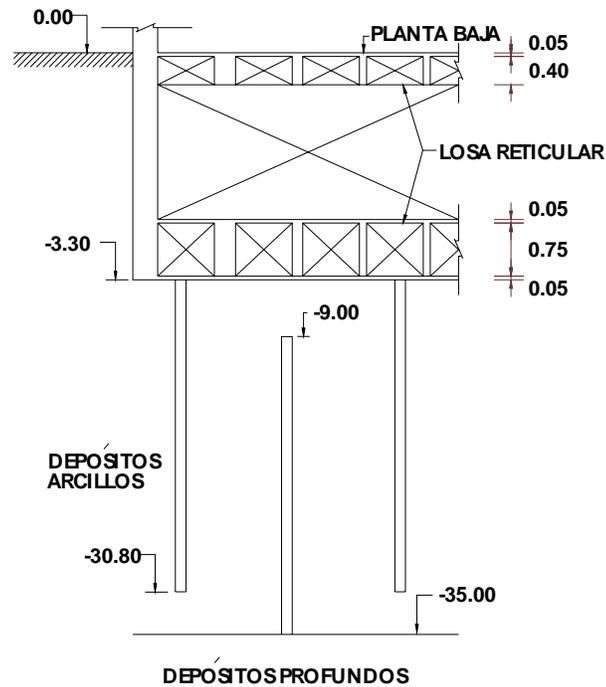


Fig 1.5 - Corte de la cimentación del edificio JAL

El edificio sufrió daños estructurales moderados por causa de los sismos de 1985, los cuales se reflejaron con la aparición de grietas por cortante y flexión en columnas y otras mayores en algunos muros de mampostería. Además, se presentaron fisuras en las nervaduras de las losas aligeradas de entrepiso.

Debido a esto, en 1986 se efectuó una rehabilitación del edificio, en la cual se reforzaron las columnas interiores con un encamisado de concreto de 20 cm de espesor y se construyeron muros de concreto reforzado en los marcos exteriores en el componente L, los cuales solamente fueron anclados a la losa por la cara superior. Los muros de mampostería fueron resanados, pero las fisuras de las losas no se repararon.

Después, con el sismo de diciembre de 1994, se produjeron daños moderados en elementos no estructurales (agrietamientos en muros de mampostería), además de leves daños estructurales (agrietamientos en muros de concreto), atribuibles en buena parte a la acumulación de efectos de sismos anteriores (1985 y 1989). Además apareció un leve agrietamiento por cortante en algunas columnas del estacionamiento, sobretodo en aquellas ubicadas a lo largo de la junta constructiva del sótano. Posteriormente, con el sismo de septiembre de 1995, aumentaron los daños no estructurales y los anchos de las grietas en las columnas del estacionamiento alcanzaron valores de hasta 0.85 mm. Adicionalmente, el sismo puso al descubierto pequeñas fisuras en los muros de concreto de la primera rehabilitación, las cuales fueron atribuidas a los daños causados por el sismo de 1989 (Murià-Vila y Rodríguez, 2002).

Dado el deficiente comportamiento de la estructura bajo los eventos de intensidad moderada de 1994 y 1995, se realizó una segunda rehabilitación entre 1996 y 1997. La estructura fue reforzada principalmente en el componente T mediante trabes de concreto y encamisado de columnas, de tal forma que se conformaron marcos compuestos de concreto y acero en las fachadas. En la cruzía central se colocaron diagonales metálicas y los marcos de concreto se recubrieron con placas de acero estructural. Los muros de mampostería que resultaron más dañados fueron parcial o totalmente reemplazados y las grietas principales que aparecieron en estos y en las columnas de los niveles de estacionamiento fueron inyectadas con resina epóxica. Adicionalmente, se construyó un cuerpo metálico de escaleras de emergencia en la esquina sur occidente del edificio, la cual se apoyó sobre dos columnas de acero y se unió a la estructura en cada uno de los niveles.

Pese a las rehabilitaciones, en los sismos del 15 de junio y el 30 de septiembre de 1999 se presentaron daños no estructurales y agrietamientos moderados en muros de mampostería del cubo de escaleras, de las fachadas laterales y de muros y columnas de los niveles de estacionamiento, además de la reaparición de antiguas grietas en muros de concreto y columnas de los niveles de estacionamiento. También se observaron fisuras en la junta de las diagonales de acero estructural y las interfaces concreto viejo-concreto nuevo, evidenciando un deslizamiento entre los materiales, a lo cual se atribuye la pérdida de rigidez lateral de la estructura.

1.1.2. Descripción del suelo de cimentación

En 1992 se efectuó un estudio de las propiedades mecánicas del suelo, incluyendo sus características dinámicas. En este, se realizaron mediciones *in situ* con cono de penetración en el suelo situado bajo el edificio y en el lote de estacionamiento donde está localizado el aparato del terreno. En este último lugar también se realizó un sondeo con cono sísmico.

En la fig 1.6 se presenta el perfil estratigráfico de velocidad de ondas de corte del suelo (V_s) que resultó de las pruebas. La estratigrafía describe inicialmente de una costra de 5 m aproximadamente, bajo la cual existe un depósito de arcilla blanda hasta 29.5 m de profundidad, seguida por una capa delgada y dura de 3 m de espesor. La segunda capa blanda se extiende

desde 32.5 hasta 38.5 m, bajo la cual se encontraron los depósitos profundos firmes. En esta figura se presentan los valores de resistencia de punta (q_c) y velocidad de ondas de corte (V_s).

De acuerdo con el perfil de velocidad de ondas de corte, mediante la expresión 1.1 (Gómez, 2000) se calculó el periodo dominante del suelo (T_s). Esta expresión se deriva de acuerdo con el método de Rayleigh-Timoshenko, usando una aproximación estática para el modo fundamental del depósito de suelo y haciendo una corrección empírica para predecir el valor del periodo fundamental de un estrato homogéneo. Con este criterio se subsanan las deficiencias de los criterios tradicionales basados en el concepto de promedio de velocidades o lentitudes (Rosenblueth y Rezéndiz, 1988), los cuales no tienen en cuenta la distribución de los estratos en la formación de suelo.

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{G_i} \right) \left(\sum_{i=1}^N \gamma_i h_i (W_i^2 + W_i W_{i-1} + W_{i-1}^2) \right)} \quad (1.1)$$

donde

- T_s periodo dominante del depósito de suelo
- g aceleración de la gravedad
- h_i espesor del estrato i
- G_i módulo de rigidez a cortante dinámico
- γ_i peso volumétrico
- N número total de estratos

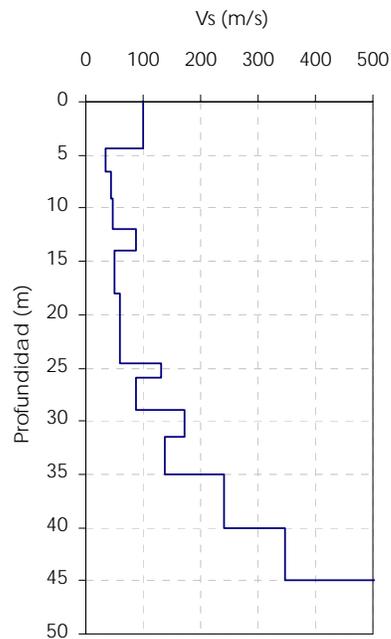


Fig 1.6 – Perfil de velocidades de onda de corte (V_s) para el suelo de apoyo del edificio JAL

Teniendo en cuenta que

$$G_i = \frac{\gamma_i}{g} \cdot V_{si} \quad (1.2)$$

donde

V_{si} velocidad de ondas de corte en el estrato i

Y que $W_0=0$ (en la base) y W_i ($i= 1, 2, \dots, N$) está dada por

$$W_i = \frac{\sum_{j=1}^i h_j / G_j}{\sum_{j=1}^N h_j / G_j} \quad (1.3)$$

De acuerdo con lo anterior y conociendo que la profundidad de los depósitos profundos (H_s) es de 35 m, el periodo fundamental del suelo (T_s) resulta ser 2.2 s. Este resultado es consistente con el periodo experimental del sitio obtenido por Murià y Rodríguez (2002) el cual osciló alrededor de 1.9 s.

Con estos valores, usando la teoría unidimensional de las vibraciones de un manto homogéneo (Newmark y Rosenblueth, 1971) descrita por la ec 1.4, se calculó la velocidad media de propagación (\bar{V}_s) del depósito sobre el que se ubica el edificio JAL, que resultó ser 65 m/s.

$$\bar{V}_s = \frac{4H_s}{T_s} \quad (1.4)$$

Los resultados incluidos en este trabajo (capítulos 4 y 5) asociados al edificio JAL, se obtuvieron del trabajo de Murià *et al.* (2004). En este, la velocidad media (\bar{V}_s) usada fue de 68 m/s, la cual se calculó mediante la expresión clásica de lentitudes (Rosenblueth y Rezéndiz, 1988), que se presenta en la ec 1.5.

$$V_s = \frac{H_s}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}} \quad (1.5)$$

donde

V_i velocidad de onda de corte del estrato i .

h_i espesor del estrato i .

H_s profundidad a la que se encuentran los depósitos profundos, más allá de la cual se considera un suelo infinitamente rígido

Esta velocidad aunque mayor, es cercana a la obtenida con la fórmula de Gómez, por lo cual los resultados presentados aquí se consideran válidos, teniendo en cuenta que al considerar un poco más rígido el suelo las rigideces del sistema suelo-cimentación obtenidas son mayores a las asociadas con la velocidad V_s de 65 m/s.

1.1.3. Instrumentación sísmica del edificio

El edificio fue instrumentado en 1992 con una red de 14 acelerógrafos, de los cuales 11 se ubicaron en la estructura y los demás en el terreno, dos en estratos profundos y el último en la superficie aproximadamente a 45 m del edificio (fig 1.7).

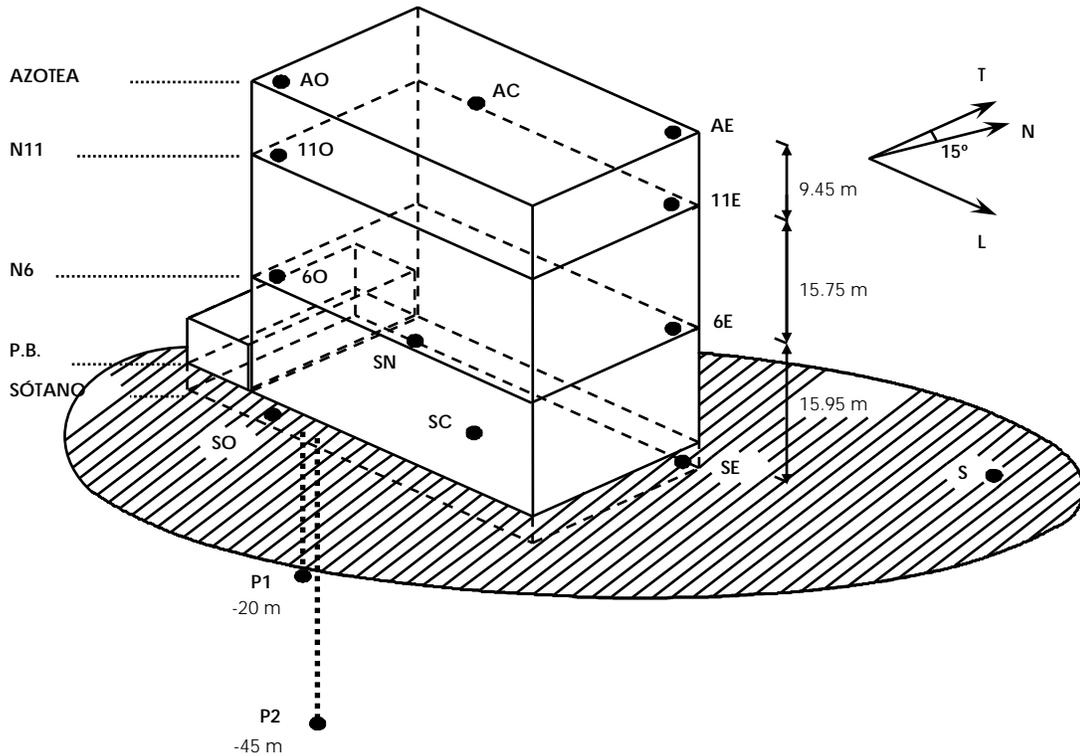


Fig 1.7 – Esquema de ubicación de los acelerógrafos en el edificio

Todos los instrumentos tienen sensores triaxiales para medir los movimientos en los componentes L, T y V. Son acelerómetros digitales (terratech DCA-333R) interconectados en una configuración maestro-esclavo, que permite activarlos de manera simultánea cuando el sensor de azotea (AE) alcanza cierto umbral, de manera que el tiempo de referencia es común en todos los aparatos.

Además, para optimizar la calidad en la resolución de los registros, cada instrumento fue ajustado a una escala tal que estuviera de acuerdo con la amplitud de vibración esperada en su ubicación.

1.1.4. Eventos sísmicos estudiados

Desde que comenzó la operación de la red acelerográfica en el edificio en noviembre de 1992, se han registrado una gran variedad de sismos, entre los cuales se escogieron los eventos más significativos para efectuar el análisis de las propiedades dinámicas del sistema y los efectos ISE, así como el estudio del fenómeno de amplificación de las ondas que ocurre desde entre los estratos más profundos y la superficie.

Las aceleraciones máximas registradas en el edificio y en el terreno se asocian con los eventos 95-1, 99-1 y 99-3, cuyas ubicaciones y características principales se presentan en la fig 1.8 y tabla 1.1. Los resultados presentados en este trabajo se refieren a los registros del sismo 99-3, dado que es el evento más reciente.

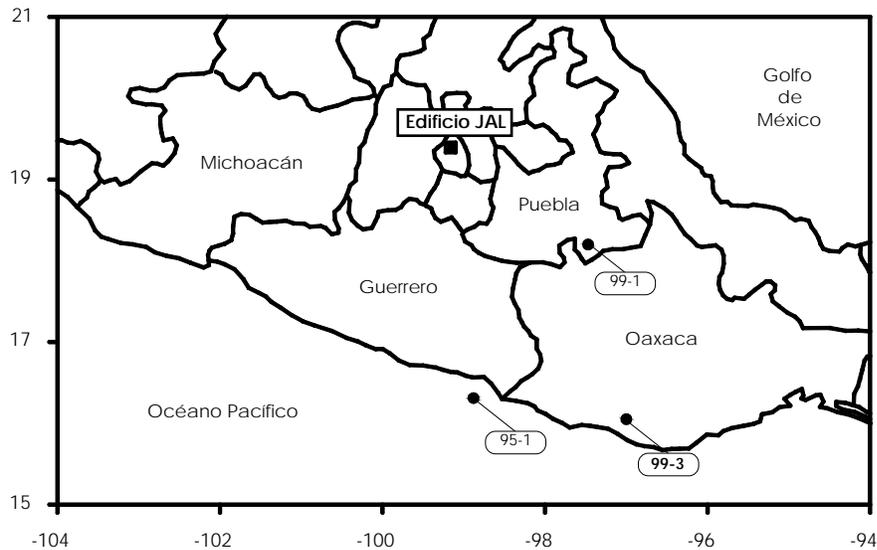


Fig 1.8 – Localización de los epicentros de los eventos sísmicos de mayor intensidad

Tabla 1.1 – Características de los eventos sísmicos de mayor intensidad registrados

Evento	Fecha (D/M/A)	M_w	Dist. Ep. (km)	I_{atias} (cm/s)	$A_{max} L$ (cm/s ²)			$A_{max} T$ (cm/s ²)		
					Terreno	Sótano	Azotea	Terreno	Sótano	Azotea
95-1	14/09/95	7.5	298	19.3	35	32	116	37	34	130
99-1	15/06/99	6.70	222	13.7	20	19	86	25	23	225
99-3	30/09/99	7.40	455	19.4	22	21	116	34	33	304

1.2. EL EDIFICIO PC

El edificio PC ha sido estudiado desde 1989 (Martínez, 1989; Rodríguez-Cuevas y Quass., 1990; Alcántara *et al.*, 1991; Rodríguez-Cuevas, 1992; Alcántara *et al.*, 1997; Murià-Vila *et al.*, 1997; Alcántara *et al.*, 2001) y en los últimos años se han desarrollado investigaciones enfocadas a la revisión del diseño (Ávila, 2000) y al análisis de la respuesta dinámica del sistema (Murià-Vila *et al.*, 2001b; Palacios, 2003).

1.2.1. Descripción de la estructura

La estructura está conformada por 16 niveles completos (entre estos un mezanine), dos niveles de área parcial sobre la azotea que funcionan como cuartos de máquinas del sistema de elevadores, un sótano de 54 por 38 m y un sistema de cimentación compuesto por un cajón al que están unidos 266 pilotes de fricción (figs 1.9 a 1.12). Los subniveles inferiores (E1, E2, E3, E4, E5, E6, E7 y E8) destinados a estacionamiento, están dispuestos de forma escalonada y se unen entre

CAPÍTULO 1. LOS EDIFICIOS

si por medio de rampas. Los restantes 11 niveles de oficinas, se agrupan en una torre de 39 por 24 m. La altura total del edificio es de aproximadamente 55.4 m.

En las figs 1.9 a 1.12 los ejes L, T y V corresponden a las direcciones longitudinal, transversal y vertical del edificio, que en notación convencional a su vez se asocian con los ejes x , y y z , respectivamente.

La estructura del edificio es de concreto reforzado y está conformada por losas planas aligeradas con luces de aproximadamente 8 m que se apoyan directamente en columnas rectangulares, además existen muros de concreto de espesores de 20 y 25 cm. Como puede verse en la fig 1.12, el edificio presenta un fuerte cambio de rigidez en altura justo en la interfase entre los niveles de estacionamiento y oficinas.

La cimentación consta de un cajón con contratraveses que se desplanta a 3.3 m de profundidad. Y se apoya sobre 266 pilotes de fricción triangulares de 65 cm de lado con una longitud promedio de 27.35 m. Los pilotes son de concreto prefabricado y están conformados por tres tramos unidos con soldadura *in situ*. En la fig 1.11 puede verse la distribución de los pilotes en arreglos que se concentran en las zonas central y norte de la planta del edificio, donde se concentra la torre de oficinas. Dichos arreglos se conforman por dados de hasta 3.6 m de profundidad en los que llegan a estar embebidos unos 16 pilotes.

Durante los sismos de 1985 el edificio sufrió algunos daños estructurales, los cuales se presentaron principalmente en las columnas ubicadas en la transición entre los niveles de estacionamiento y la torre de oficinas. Debido a esto, en 1986 la estructura fue reforzada ampliando las secciones de algunas columnas y conexiones losa plana-columna y colocando muros de concreto en toda su altura, varios de los cuales reemplazaron a muros de mampostería existentes.

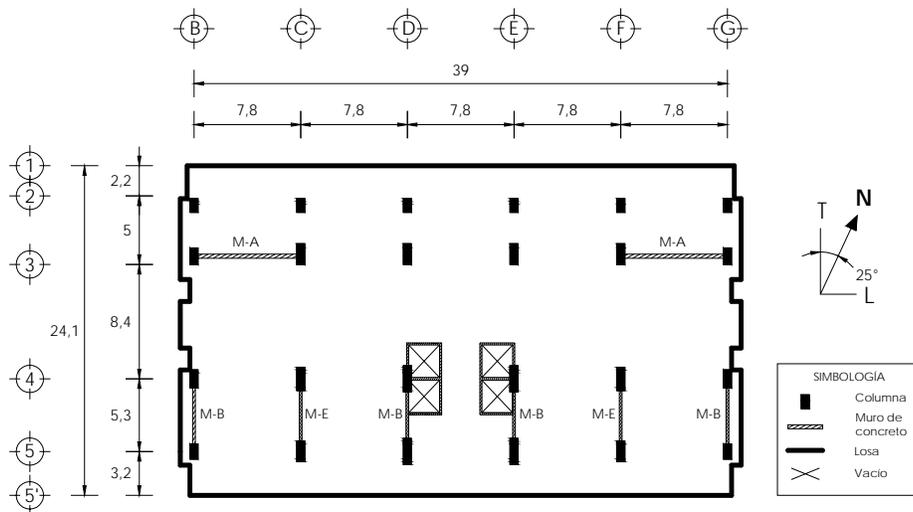
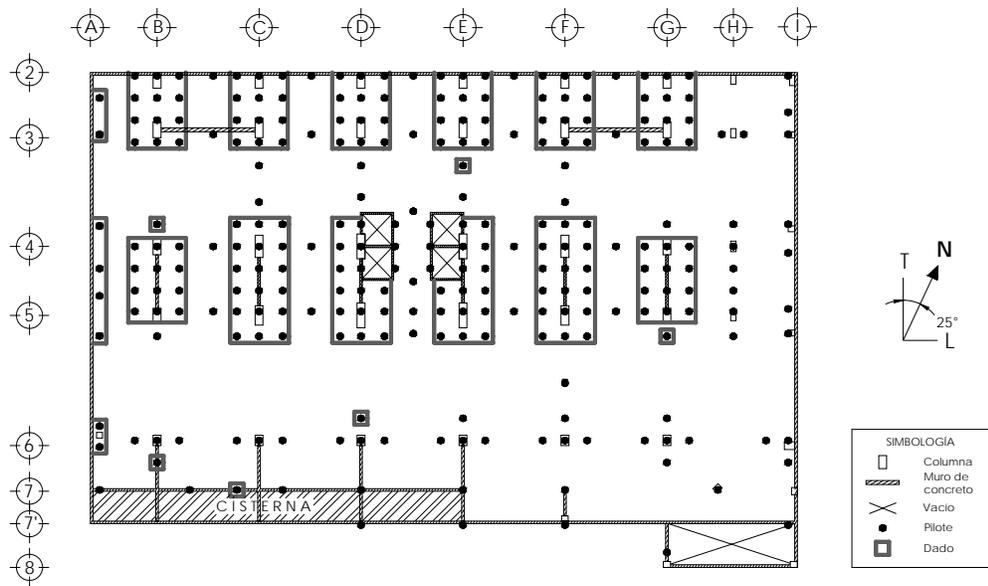
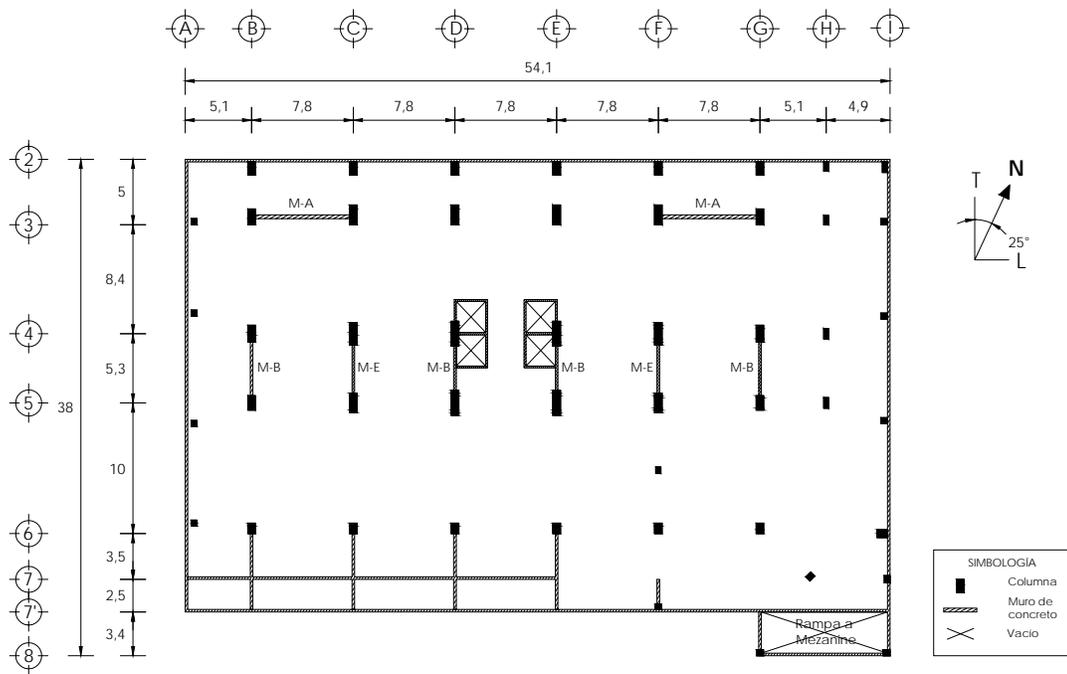


Fig 1.9 – Planta tipo



En el sismo de 1989 ocurrieron daños menores como vidrios rotos, caída del recubrimiento y fisuras en muros y columnas. También se presentaron grietas alrededor del cajón de cimentación, las cuales se atribuyeron a los efectos de ISE. Adicionalmente, aunque no se tiene una evidencia precisa, se conoce que en los sismos de 1999 el edificio sufrió algunos daños, de los cuales no se tiene certeza si fueron de tipo estructural o no estructural.

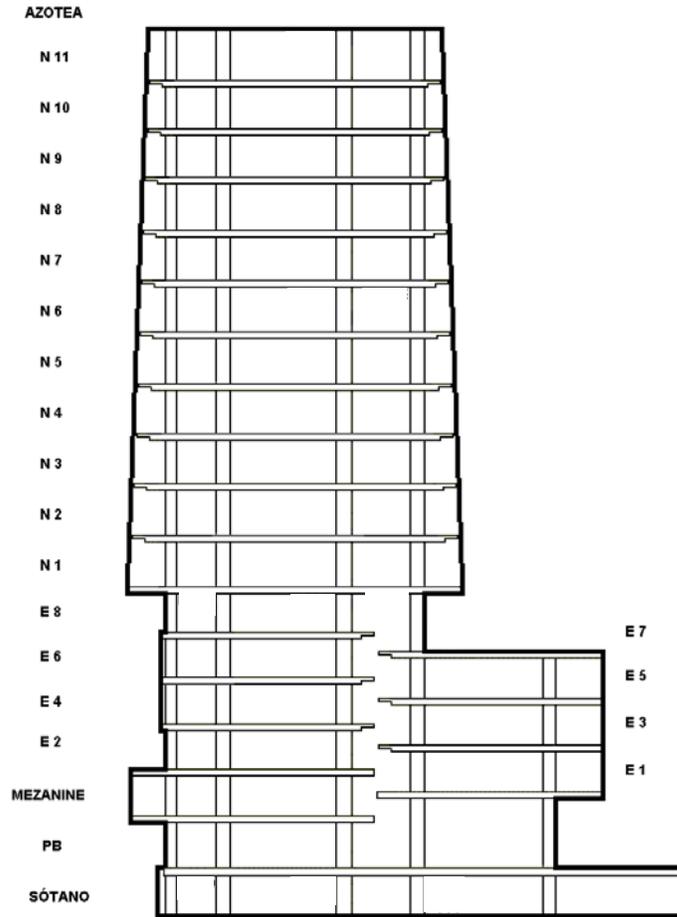


Fig 1.12 – Esquema de la estructura del edificio PC

1.2.2. Descripción del suelo de cimentación

El edificio está localizado en la esquina de las calles de Puebla y Córdoba, en la colonia Roma. El suelo sobre el cual se apoya el edificio PC pertenece a la zona de depósitos arcillosos de la cuenca de México, específicamente del antiguo lago de Texcoco, clasificada como zona IIIb en las NTCDS-RCDF (2004).

De acuerdo con estudios de mecánica de suelos realizados en la zona de construcción del edificio así como en zonas cercanas a este (Jaime y Romo, 1987; Ovando y Romo, 1991; Contreras, 1997) y calibrando con resultados de estudios experimentales de registros sísmicos realizados en el sitio (Murià *et al.*, 1997), se construyó el perfil estratigráfico hasta los 40 m, profundidad aproximada a la cual se encuentran los depósitos profundos (fig 1.13). Dicha calibración fue asesorada por el Dr. Efraín Ovando S. mediante comunicación personal.

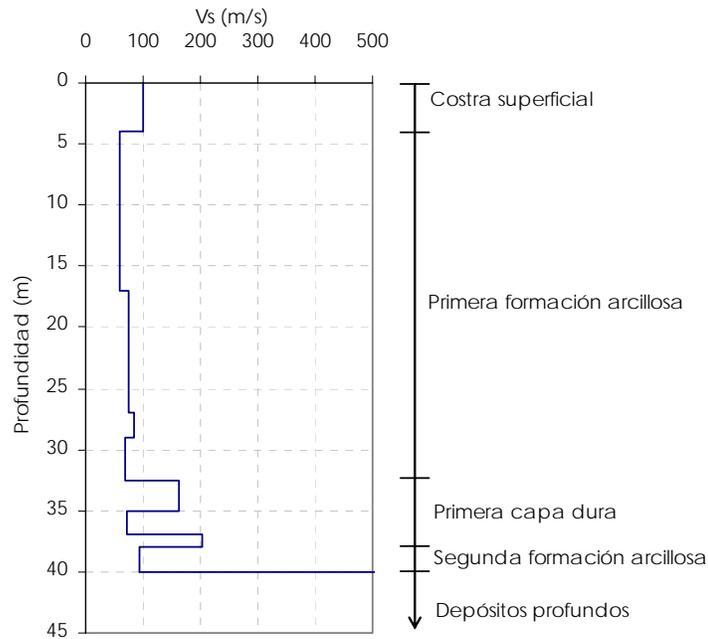


Fig. 1.13 - Perfil de velocidades de onda de corte (V_s) para el suelo de apoyo del edificio PC

Adicionalmente, con el perfil completo se hicieron pruebas sencillas usando el Método de Tompson-Haskell de propagación de ondas en medios elásticos usando el programa Haskell (Sánchez-Sesma, 1996), mediante el cual se obtuvo una respuesta analítica del sitio asociada a los eventos sísmicos estudiados. En el apéndice A se detalla el procedimiento de obtención y calibración del perfil, con el cual, de acuerdo con la ec 1.1 (Gómez, 2000) se obtuvo un periodo dominante del sitio de (T_s) 2.2 s, el cual se asocia a una velocidad media de ondas de corte (\bar{V}_s) de 72 m/s, obtenida con la ec 1.4 (Newmark y Rosenblueth, 1971). El periodo es consistente con el periodo experimental del suelo obtenido por Murià-Vila *et al.* (1997), que se encuentra entre 2.1 y 2.4 s.

1.2.3. Instrumentación sísmica del edificio

En 1990 se instaló en el edificio una red acelerográfica compuesta por 11 acelerógrafos digitales triaxiales distribuidos en la estructura y el sótano. En 1999 se instalaron dos acelerógrafos más, uno de ellos en la parte sur del sótano y el otro en el jardín, con fin de estudiar los efectos ISE y su influencia en la respuesta dinámica del edificio.

En la fig 1.14 se presenta la distribución de los 13 instrumentos instalados en el edificio. Los acelerógrafos ubicados en la estructura son digitales modelo DCA-333R, mientras que el que está localizado en el terreno es un instrumento de pozo modelo IDS-3602 y se encuentra a unos 3 m de profundidad. Todos los instrumentos están conectados entre si y están sincronizados en el tiempo con una configuración maestro-esclavo, en donde el equipo maestro es el 6C.

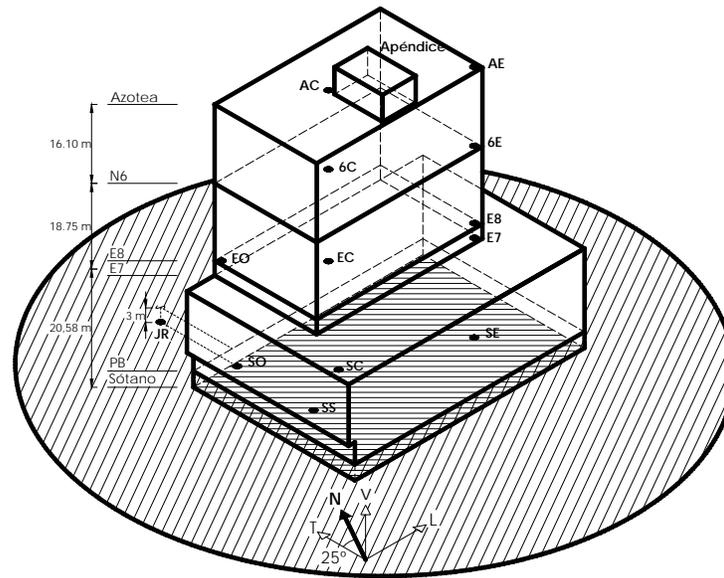


Fig 1.14 – Esquema de ubicación de los acelerógrafos en el edificio

Dada esta configuración se tienen conformando una línea vertical al sureste del edificio los instrumentos SE, SS, E7, E8, 6E y AE, así como en el centro se tiene otra línea por los aparatos SC, EC, 6C y AC. Es importante tener en cuenta que la ubicación de los aparatos depende en buena medida de la menor incomodidad que se pueda ocasionar a los usuarios del edificio, así como de la facilidad de la instalación y recolección de los resultados.

Con el fin de optimizar el estudio del comportamiento del edificio, a partir de los registros obtenidos, se generaron señales en puntos estratégicos con base en la hipótesis de diafragma rígido usando la rutina extrapolar (Taborda y Murià-Vila, 2002). De esta forma se obtuvieron señales de movimiento en las tres direcciones de interés L, T y V en el centro de masa de la azotea (Az-cen) y del sótano (Sot-cen) y en los costados este y oeste del edificio (Az-est, Az-oes, Sot-est y Sot-oes) como se presenta en las figs 1.15 y 1.16. Adicionalmente, para el estudio del movimiento de cabeceo asociado a los efectos ISE, se generaron señales en el componente V en los costados norte y sur del sótano (Sot-nor y Sot-sur, respectivamente), tal como se aprecia en la fig 1.15.

1.2.4. Eventos sísmicos estudiados

Desde que la red acelerométrica comenzó su funcionamiento en 1990, se han registrado un gran número de sismos. Pero solo a partir de 1999, como se mencionó en la sección anterior, pudo conocerse el movimiento del terreno gracias a la instalación un aparato adicional en el jardín.

Dada la necesidad de conocer el movimiento del terreno para el estudio de los efectos ISE, en este trabajo solamente se estudiaron los eventos sísmicos de mayor intensidad registrados a partir de 1999, correspondientes al 15 de junio (evento 99-1) y al 30 de septiembre de 1999 (evento 99-3). Adicionalmente, se estudiaron los eventos de baja intensidad subsecuentes a cada uno de estos, con el fin de conocer la variación de las propiedades dinámicas del edificio. En la tabla 1.2 se presentan las principales características de los eventos de interés y en la fig 1.17 se indica la ubicación de los epicentros de los mismos.

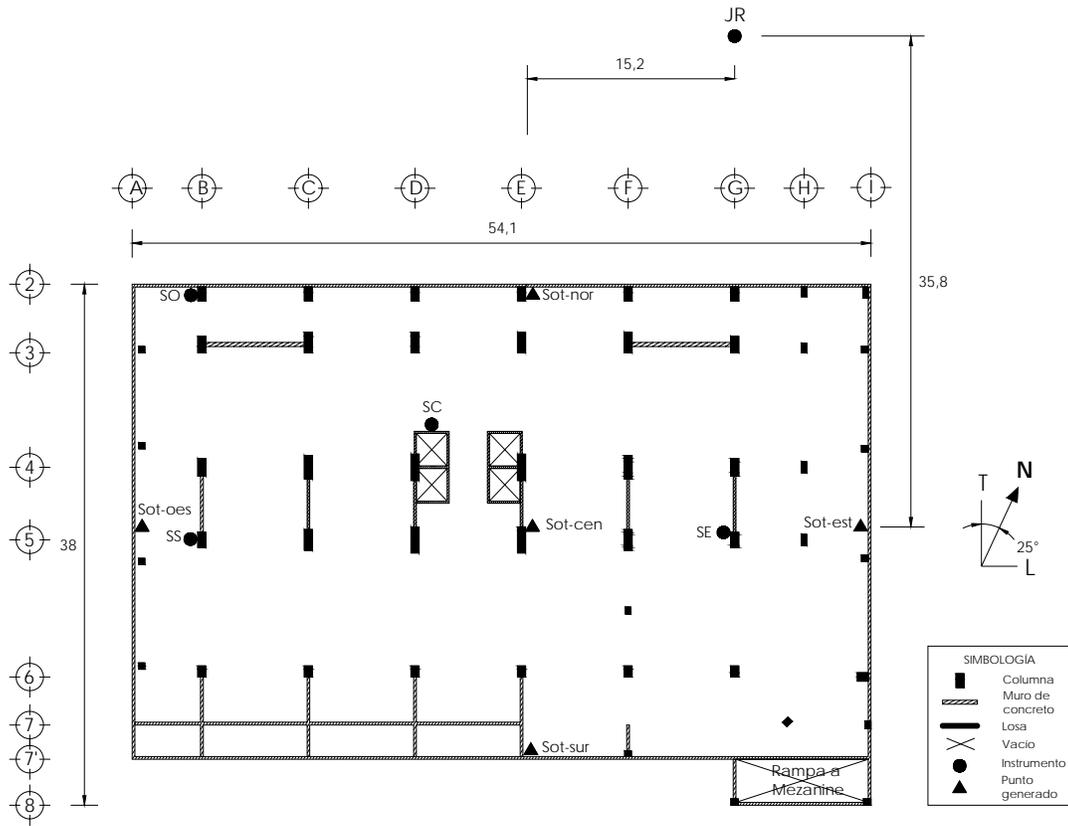


Fig 1.15 – Localización de las señales registradas y generadas en azotea

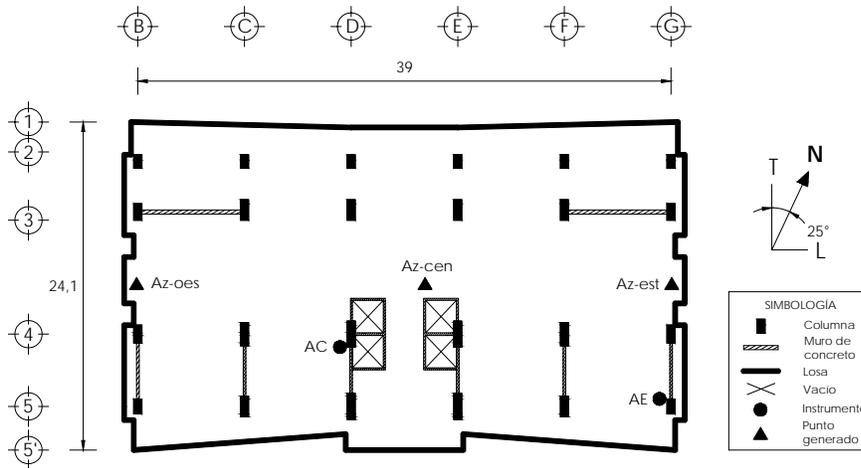


Fig 1.16 – Localización de las señales registradas generadas en el sótano y jardín

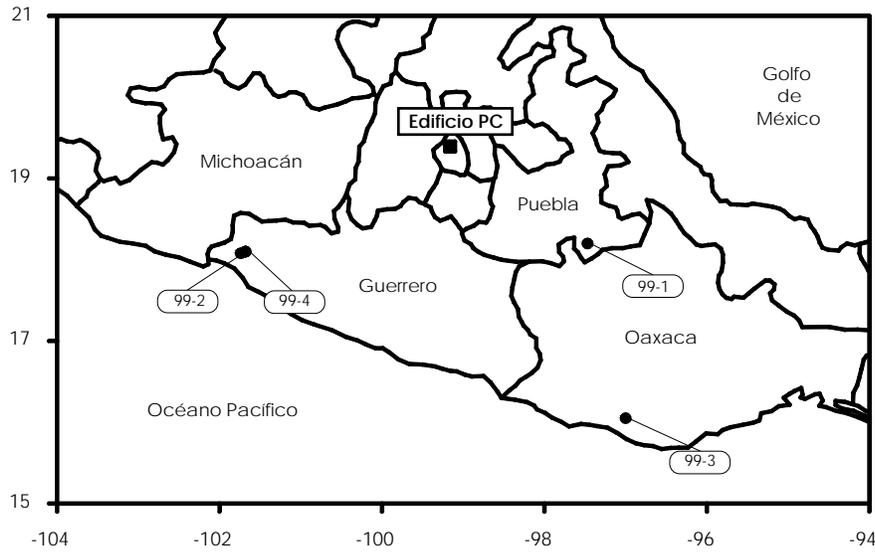


Fig 1.17- Localización de los epicentros de los eventos sísmicos seleccionados

Tabla 1.2 – Características de los eventos sísmicos

Evento	Fecha (D/M/A)	M_w	Dist. Ep. (km)	I_{latias} (cm/s)	$A_{max} L$ (cm/s ²)			$A_{max} T$ (cm/s ²)		
					Terreno	Sótano	Azotea	Terreno	Sótano	Azotea
99-1	15/06/99	6.70	223	17.56	24	19	70	28	24	108
99-2	21/06/99	5.80	311	0.71	6	5	15	6	6	23
99-3	30/09/99	7.40	437	20.88	23	23	116	27	28	141
99-4	29/12/99	5.90	304	0.65	6	5	24	6	5	18

1.3. EL EDIFICIO SIS

1.3.1. Descripción de la estructura

El edificio fue construido para uso residencial y está conformado por 16 niveles de apartamentos, la azotea, una planta baja y un semisótano usado como estacionamiento. La planta del semisótano mide 32.4 m en dirección longitudinal (L) y 36.4 m en dirección transversal (T), mientras que la planta típica es de 23.4 por 24.6 m en las direcciones L y T respectivamente (figs 1.18 y 1.19).

El semisótano tiene una altura de 2.9 m y está desplantado a una profundidad de 0.8 m. La altura total del edificio es de 71.5 m, como se aprecia en las figs 1.21 y 1.22.

La estructura de concreto reforzado se compone de marcos y muros unidos a losas macizas con espesores de 10 y 12 cm que están construidas monolíticamente con las vigas perimetrales de 90 cm de peralte. Las columnas en general tienen forma rectangular, aunque algunas poseen secciones en T y L. Los muros de concreto existentes se ubican conformando el cubo de elevadores y en la dirección longitudinal del edificio, mientras que los muros estructurales de mampostería están presentes en ambas direcciones. Las resistencias nominales del concreto y el acero de los elementos estructurales son 250 y 4200 kg/cm², respectivamente.

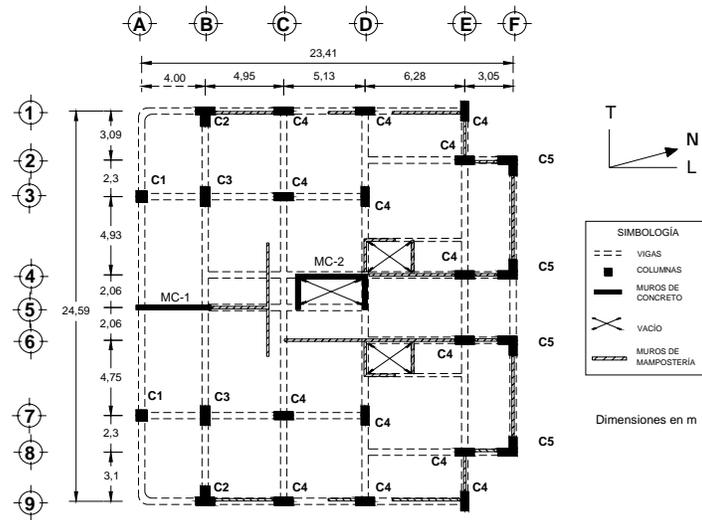


Fig 1.18 - Planta tipo

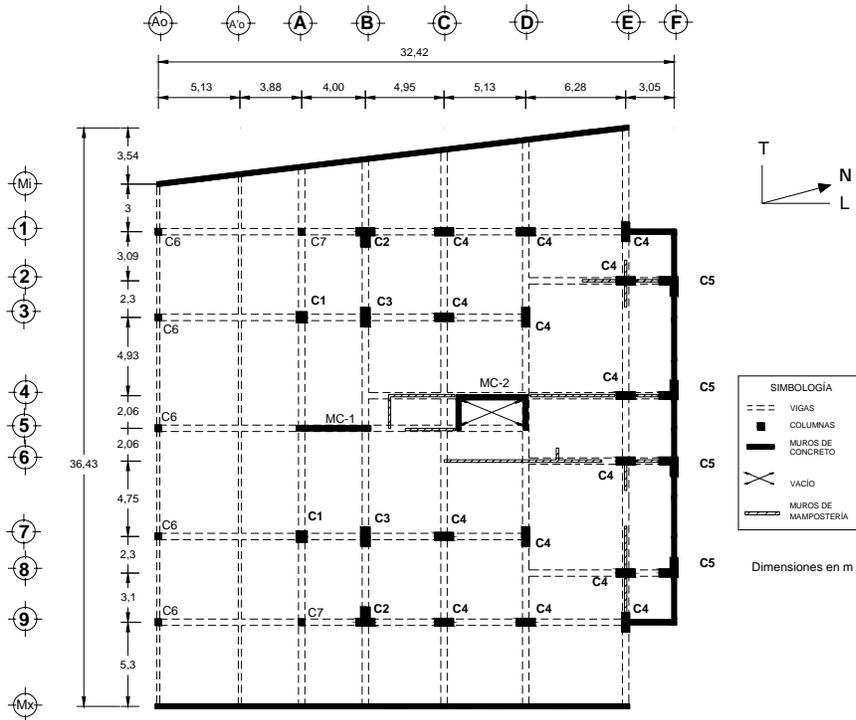


Fig 1.19 - Planta del sótano

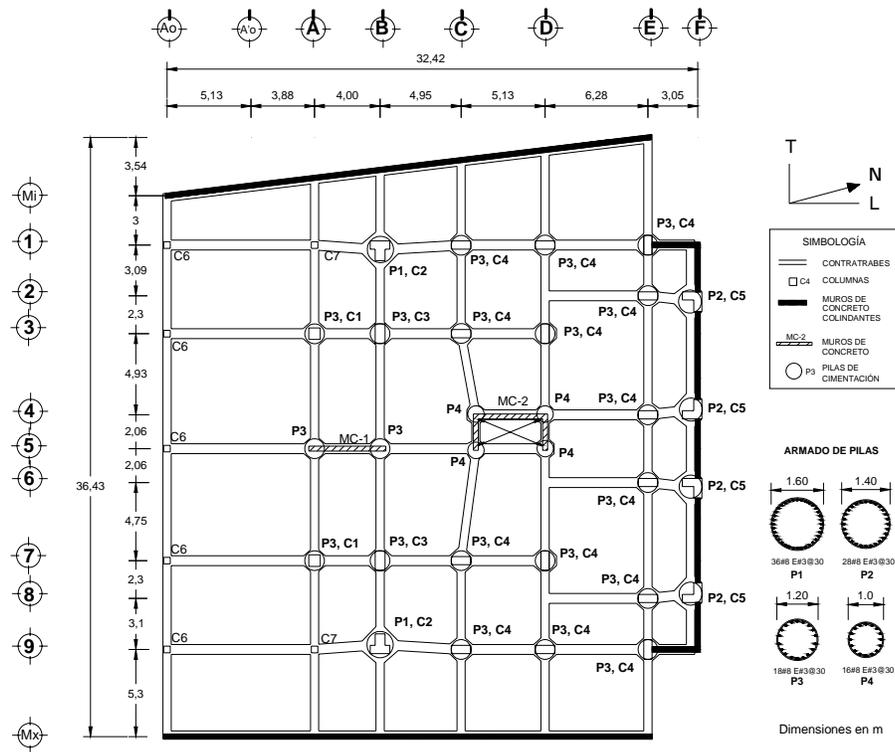


Fig 1. 20 – Cimentación del edificio

La cimentación está compuesta por muros de concreto reforzado en los costados norte, este y oriente del sótano, contratrabes de 2 m de peralte y 30 pilotes de fricción con secciones circulares de 1, 1.2, 1.4 y 1.6 m de diámetro, vaciados in situ y cuya longitud es de 12.5 m (fig 1.20). Los pilotes están ligados a las contratrabes, que a su vez están conectadas con las columnas y muros de la estructura.

1.3.2. Descripción del suelo de cimentación

El suelo sobre el que se desplanta el edificio SIS pertenece a una zona geotécnica de depósitos de barra, la cual se caracteriza por la presencia de arena fina a media y cuya formación pertenece a los médanos producto de la acción eólica y marítima. Los espesores de estos materiales pueden llegar a superar los 20 m de profundidad (Ovando y Romo, 1992; Gutiérrez y Singh, 1992; Chávez-García y Cuenca, 1998).

En la zona de construcción del edificio y en un terreno adyacente fue realizado un estudio geotécnico (Lermo, 2002) con el cual se determinó la estratigrafía del lugar, así como la frecuencia fundamental del suelo, la cual se ajustó a un valor promedio de 0.75 Hz. A la vez se determinó que el peso específico promedio del suelo era 1.8 t/m³, el amortiguamiento crítico de 0.02 y se estimó el perfil de velocidades de ondas de corte (V_s) presentado en la fig 1.23.

Es importante mencionar que el valor de frecuencia identificado por Lermo (2002) concuerda con los resultados derivados del análisis espectrales de los primeros eventos sísmicos registrados en el edificio (Murià *et al.*, 2002), en los que se encontró que las frecuencias dominantes del suelo variaron entre 0.71 y 0.79 Hz.

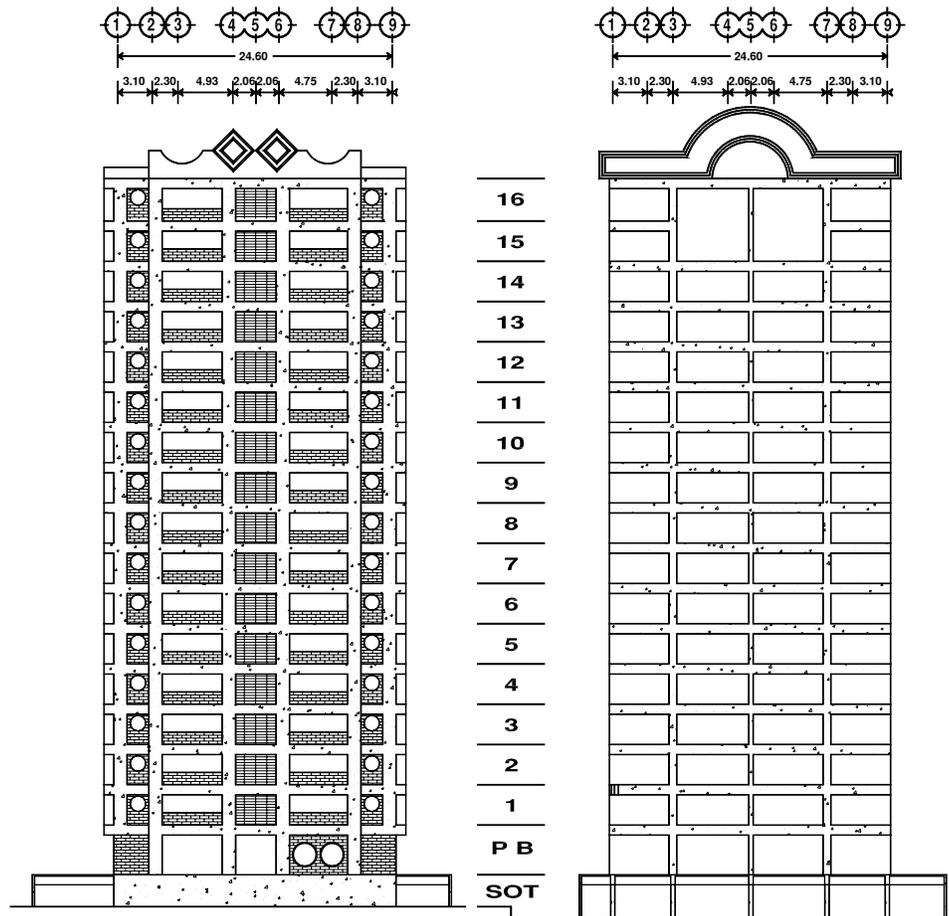


Fig 1.21 – Fachada norte (izquierda) y fachada sur (derecha)

De acuerdo con la estratigrafía presentada en la fig 1.23 y haciendo uso de la ec 1.1 (Gómez, 2000) se calculó un periodo dominante del suelo de 1.5 s (0.7 Hz), el cual, de acuerdo con la ec 1.4 (Newmark y Rosenblueth, 1971) se asocia a una velocidad de ondas de corte (\bar{V}_s) de 117 m/s. Estos parámetros describen un suelo más flexible que el que se usó en el trabajo de Muriá *et al.* (2004) para el estudio de los efectos ISE del edificio, cuyos resultados se incluyen en los capítulos 5 y 6. En dicho trabajo los parámetros medios se calcularon a partir de ec 1.5 que se refiere a la fórmula clásica de lentitudes (Rosenblueth y Rezéndiz, 1988) y resultaron ser $\bar{V}_s = 148 \text{ m/s}$ y $T_s = 1.2 \text{ s}$.

Cabe entonces anotar que la ubicación de los estratos de suelo en el cálculo de la velocidad media de ondas de corte de un depósito, llega a ser relevante especialmente cuando los estratos más rígidos se ubican cerca de la superficie.

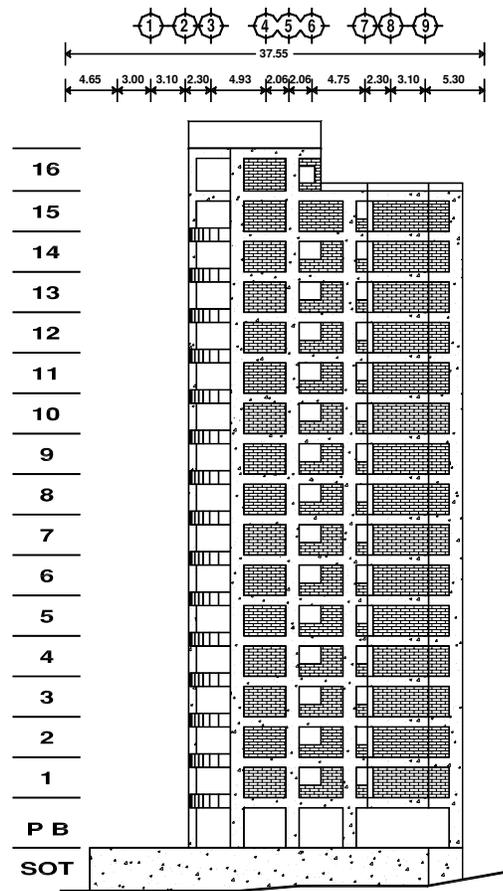


Fig 1.22 – Fachada lateral (oriente)

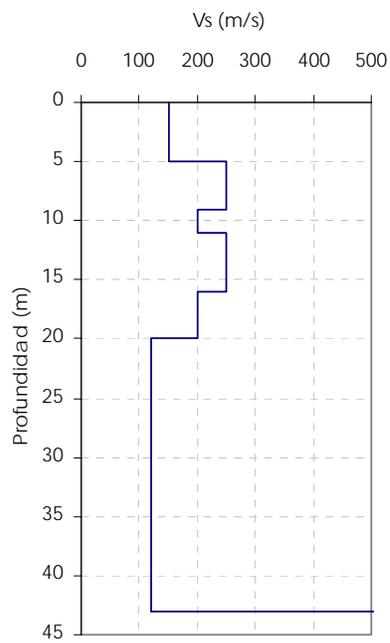


Fig. 1.23 – Perfil de velocidades de onda de corte (V_s) para el sitio SIS

1.3.3. Instrumentación sísmica del edificio

Para el registro del movimiento del edificio, la cimentación y el suelo circundante, a finales del año 2001 fue instalada una red compuesta por 18 servoacelerómetros uniaxiales y dos triaxiales que conforman un sistema de 24 canales de registro. La ubicación y orientación de los instrumentos se muestra en la fig. 1.24, donde L, T y V corresponden a las direcciones longitudinal, transversal y vertical del edificio, respectivamente.

Los sensores están conectados en una configuración maestro-esclavo, en la que al pasar cierto umbral, el sensor maestro activa la operación simultánea de la red, la cual, al estar sincronizada en el tiempo permite conocer el movimiento relativo de todos los puntos instrumentados. La instrumentación permite registrar con suficiente resolución las vibraciones de sismos de pequeña a gran escala, así como de vibración ambiental.

Debido detalles de distribución y ocupación del edificio, algunos aparatos del sótano no pudieron ser ubicados de manera alineada con los demás niveles, como se observa en la fig 1.24. Así, con el fin de optimizar el estudio del comportamiento del edificio, especialmente respecto a los efectos de torsión e interacción suelo-estructura, mediante el programa extrapolar (Taborda y Muria-Vila, 2002) se generaron señales en puntos estratégicos, tal como se presenta en las figs 1.25 y 1.26.

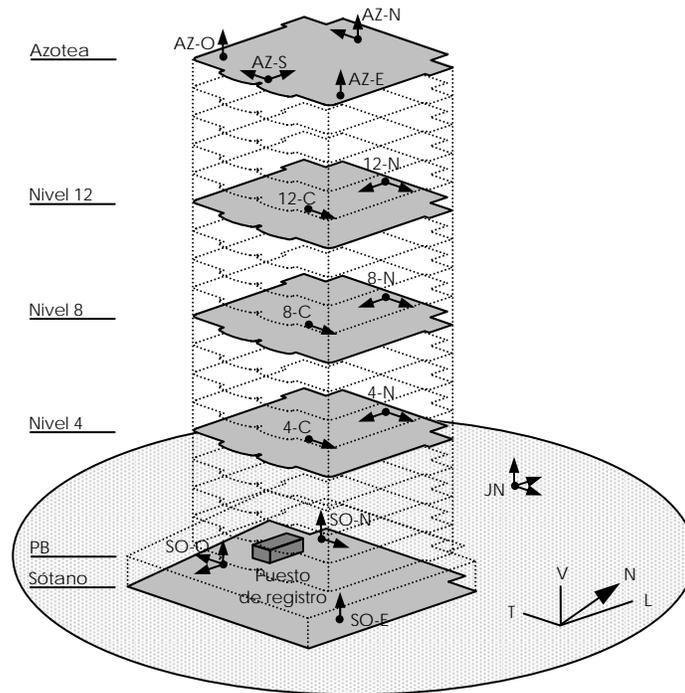


Fig 1.24 – Ubicación y dirección de los acelerómetros

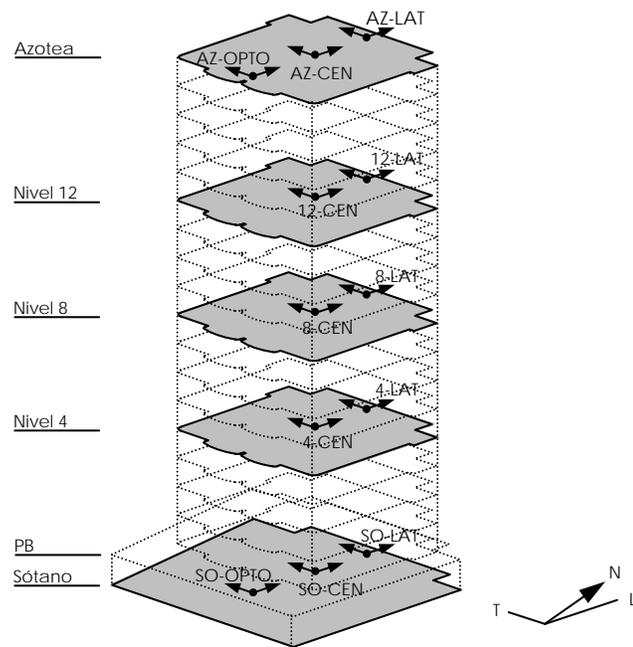


Fig 1.25 – Localización de las señales horizontales generadas

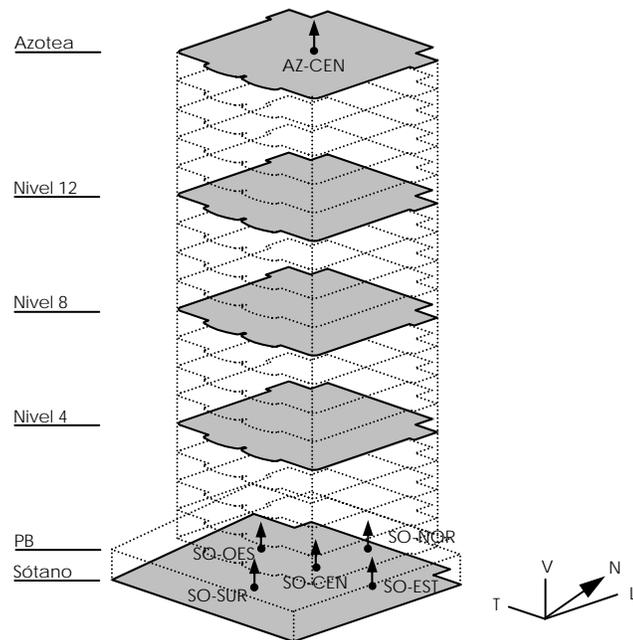


Fig 1.26 – Localización de las señales verticales generadas

1.3.4. Eventos sísmicos estudiados

Dentro de la colección de más de 100 sismos que se han registrado en el edificio, fueron elegidos para su estudio nueve eventos, de los cuales siete tuvieron epicentro en las costas y el interior del estado de Guerrero, uno se originó en las costas de Chiapas (Taborda, 2003) y el más reciente (03-1) tuvo epicentro en las costas de Colima, tal como se presenta en la fig 1.27. En la tabla 1.3 se observan las principales características de los sismos.

En la tabla 1.3 se puede observar que el evento 01-1 sobresale con una alta intensidad respecto a los demás sismos, por lo que en los capítulos posteriores se hará énfasis en el estudio del comportamiento del edificio ante dicho evento.

Tabla 1.3 – Características de los eventos sísmicos

Evento	Fecha (D/M/A)	M _w	Dist. Ep. (km)	I _{atías} (cm/s)	A _{max} L (cm/s ²)			A _{max} T (cm/s ²)		
					Terreno	Sótano	Azotea	Terreno	Sótano	Azotea
01-1	8/10/01	6.1	44	16.420	77.5	57.6	165.9	88.4	48.0	164.7
01-2	8/10/01	3.4	43	0.184	9.7	3.7	8.0	15.0	6.5	18.6
01-3	29/10/01	4.0	30	0.019	4.0	2.4	4.0	8.1	2.9	10.5
01-4	28/11/01	6.0	688	0.017	2.7	0.4	2.5	2.0	0.4	8.5
02-1	20/01/02	4.7	52	0.873	28.8	19.4	7.0	28.6	13.1	41.9
02-2	17/02/02	4.6	19	1.490	32.1	19.4	40.5	47.8	19.3	37.0
02-3	19/02/02	4.6	36	0.530	18.0	9.2	22.9	31.2	12.8	32.8
02-4	19/02/02	5.5	213	0.004	0.7	0.3	3.0	0.9	0.4	6.5
03-1	21/01/03	7.6	573	0.985	7.2	4.1	49.2	7.5	4.2	63.1

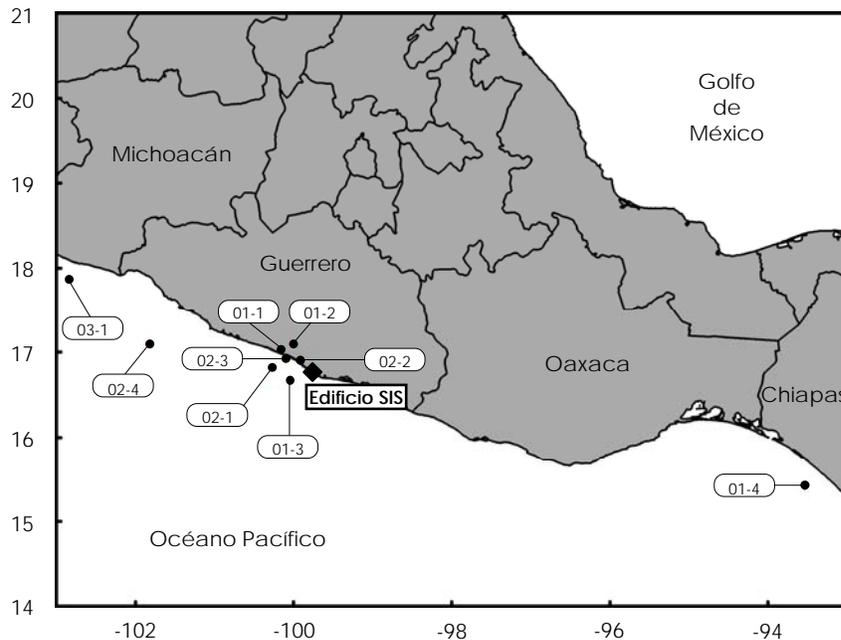


Fig 1.27 – Localización de los epicentros de los eventos sísmicos seleccionados

CAPÍTULO 2

MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SISTEMA Y DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

De acuerdo con la experiencia obtenida en trabajos sobre el estudio de edificios instrumentados en México (Toro, 1997; Zapata, 2001; Murià-Vila *et al.*, 2001b; Palacios, 2003; Taborda, 2003; Murià-Vila *et al.*, 2004), se han encontrado modelos y procedimientos eficientes para la identificación y cálculo de las propiedades dinámicas del sistema y los efectos ISE en estructuras instrumentadas, mediante la aplicación de métodos experimentales y analíticos.

2.1. ESTIMACIÓN NO PARAMÉTRICA

La estimación no paramétrica se refiere al análisis de sistemas mediante la observación de la información contenida en los registros sísmicos, sin recurrir a la representación del comportamiento por medio de modelos.

Esta estimación puede ser realizada en el dominio del tiempo o de la frecuencia. En el primer caso, el análisis de la información se basa en la interpretación de las señales registradas, mientras que en el segundo se analizan funciones que relacionan los registros de excitación y de respuesta del sistema. En ambos casos, la selección y manipulación de las señales depende de las propiedades dinámicas que se desee identificar.

De acuerdo con observaciones derivadas de estudios anteriores (Murià-Vila *et al.*, 2001b; Palacios, 2003; Taborda, 2003), en este trabajo se presentan resultados asociados al análisis espectral convencional (Bendat y Piersol, 1989), en el que mediante la transformada de Fourier se realiza la conversión de las señales registradas en el dominio del tiempo a funciones en el dominio de la frecuencia. Una vez obtenidas dichas funciones, es conveniente realizar operaciones para facilitar su interpretación.

2.1.1. Procedimientos para la estimación de las propiedades del sistema

Haciendo uso del análisis espectral es posible identificar las frecuencias, amortiguamientos y formas modales del sistema en estudio. El proceso de identificación depende de la adecuada instrumentación o en su defecto, de la posibilidad de generar señales en posiciones estratégicas.

Dichas propiedades se identifican para los dos componentes en traslación horizontal del edificio (L y T), así como para el componente R asociado al giro alrededor del eje vertical por efectos de torsión.

En el caso de la traslación se procede como sigue:

- Se determinan los espectros de Fourier de las diferentes señales ubicadas en el centro de los niveles instrumentados (nivel-cen), así como de las señales registradas en el terreno (Jr).

- Se calculan las funciones de transferencia, ángulos de fase y coherencia entre las señales de los niveles instrumentados respecto a la señal del terreno (nivel-cen/Jr), en el componente en estudio.
- En el cociente Az-cen/Jr, se seleccionan las frecuencias o intervalos de frecuencia asociados a las ordenadas máximas, las cuales caracterizan los modos de vibrar del sistema en el componente en estudio. Los valores o intervalos de frecuencia seleccionados se confrontan con aquellos obtenidos con los cocientes de las señales de los niveles intermedios respecto a Jr, de tal manera que los valores o intervalos coincidentes se establecen como característicos del sistema. Es útil verificar que para estas frecuencias se tengan valores de coherencia cercanos a uno, aunque este no es un aspecto determinante. Adicionalmente se deben verificar las fases asociadas al modo identificado, por ejemplo en el caso del primer modo de vibrar, los movimientos de todos los niveles deben estar en fase con el movimiento de azotea (ángulos de fase cercanos a cero).
- Las formas modales se construyen con las ordenadas de los cocientes nivel-cen/Jr asociadas a la frecuencia del modo estudiado en el componente de interés. Por medio de los ángulos de fase se determina la polaridad de cada una de las señales respecto a la señal de excitación (Jr), así, cuando el ángulo de fase se encuentra alrededor de 0° las señales se encuentran en fase, mientras que cuando este valor es cercano a 180° las señales están en fase opuesta. Generalmente las amplitudes modales se normalizan respecto a la amplitud de la azotea.
- Mediante el factor de amplificación dinámico es posible determinar aproximadamente la fracción de amortiguamiento crítico del primer modo de vibrar del sistema, el cual depende de la amplitud espectral asociada con la frecuencia fundamental del sistema.

Para la estimación de las propiedades en el componente R, el procedimiento descrito anteriormente sufre algunas variaciones:

- El movimiento de giro se caracteriza con pares de señales registradas en el mismo componente, de tal forma que la excitación general corresponde al movimiento del terreno (Jr), mientras que la excitación en cada nivel se refiere a la señal registrada en el centro (nivel-cen). Las señales de respuesta se asocian a puntos ubicados en los costados de los niveles en el mismo componente, de tal forma que ambas señales (de excitación y respuesta) son perpendiculares al brazo que la separa. En un mismo nivel, es recomendable escoger el par de señales con mayor brazo entre sí, cuidando usar el mismo componente en todos los niveles.
- El procedimiento a seguir es similar al caso de traslación, aunque se debe tener en cuenta que dada la naturaleza traslacional de las señales, suelen aparecer amplitudes asociadas a la frecuencia del sistema en traslación en el componente involucrado. Dichas amplitudes se deben descartar del análisis.
- Adicionalmente, es necesario verificar que los ángulos de fase entre los dos movimientos en el mismo nivel tengan valores cercanos a 180° , lo que indica que los movimientos están fuera de fase y por lo tanto existe un giro. Cabe aclarar que cuando el ángulo de fase sea cercano a 0° , no se puede descartar el giro, pues aunque los dos puntos se trasladen en el mismo sentido, pueden tener movimientos desiguales que ocasionan el giro por torsión.
- Finalmente, de forma similar al caso de traslación, se pueden determinar las formas modales y las fracciones de amortiguamiento crítico mediante las ordenadas en las funciones de transferencia de las señales de los costados respecto a las del terreno (Jr).

Estos mismos procedimientos se pueden usar para tramos de señales en forma secuencial, de tal forma que se pueda determinar el cambio de las propiedades del sistema en el tiempo. En la

elección del tamaño de las ventanas se debe cuidar que no se comprometa la resolución de las frecuencias a identificar.

2.1.2. Procedimiento para la estimación de los efectos de interacción suelo-estructura

Para conocer la importancia de los efectos ISE, es frecuente recurrir al cálculo de los cocientes espectrales entre los registros del centro del sótano (Sot-cen) y los del terreno (Jr) en los tres componentes ortogonales de movimiento T, L y V. De esta forma se puede observar si el movimiento en la base de la estructura se amplifica o abate revelando así la presencia de dichos efectos.

Los efectos ISE producen que la respuesta del sistema completo además de ser afectada por el movimiento de la estructura y su deformación, sea influenciada por movimientos de traslación, cabeceo y torsión de la base, como se observa en la fig 2.1. De esta forma, el desplazamiento total del nivel j, asumiendo que la base es infinitamente rígida puede expresarse como

$$x_T^j = x_s + x_0 + h_j \phi_{ri} + x_e^j \tag{2.1}$$

donde

- x_T^j desplazamiento total en el centro del nivel j
- x_0 desplazamiento relativo de la base con respecto al terreno
- x_s desplazamiento del terreno
- $h_j \phi_{ri}$ desplazamiento en el nivel j debido al cabeceo de la base alrededor del eje i
- x_e desplazamiento en el nivel j debido a la deformación de la estructura.

La superposición del movimiento del terreno y el movimiento de la base relativo al terreno, es equivalente al movimiento absoluto de la base

$$x_T^b = x_s + x_0 \tag{2.2}$$

En el dominio de la frecuencia la ec 2.1 se expresa así

$$X_T^j = X_T^b + h_j \Phi_{ri} + X_e^j \tag{2.3}$$

Si se estudia el fenómeno de interacción en el componente R, el movimiento total en un nivel dado resulta de la suma de las respuestas rotacionales de la base y de la estructura así

$$\Phi_R^j = \Phi_{rV}^b + \Phi_{rV}^j \tag{2.4}$$

donde

- Φ_R^j giro total por torsión en el nivel j
- Φ_{rV}^b giro por torsión en la base alrededor del eje V
- Φ_{rV}^j giro por torsión de la estructura en el nivel j alrededor del eje V.

Cuando se estudian los efectos ISE en los componentes L y T, es necesario identificar las frecuencias asociadas con los movimientos de traslación y cabeceo de la base, así como la

frecuencia propia de la estructura con base empotrada. Además es importante conocer el aporte de cada uno de los movimientos de la base en la respuesta total del sistema.

Para identificar dichas frecuencias, es necesario conocer los registros en traslación en L y T en el centro de la azotea (Az-cen) y el sótano (Sot-cen), además de los del terreno (Jr). En el caso del cabeceo se requiere conocer los registros verticales en cuatro costados opuestos del sótano (Sot-nor, Sot-sur, Sot-est, Sot-oes), de tal forma que se pueda calcular el giro alrededor de cada uno de los ejes de rotación (ϕ_{rL} y ϕ_{rT}). Adicionalmente, como referencia es conveniente conocer la señal vertical en el centro del sótano.

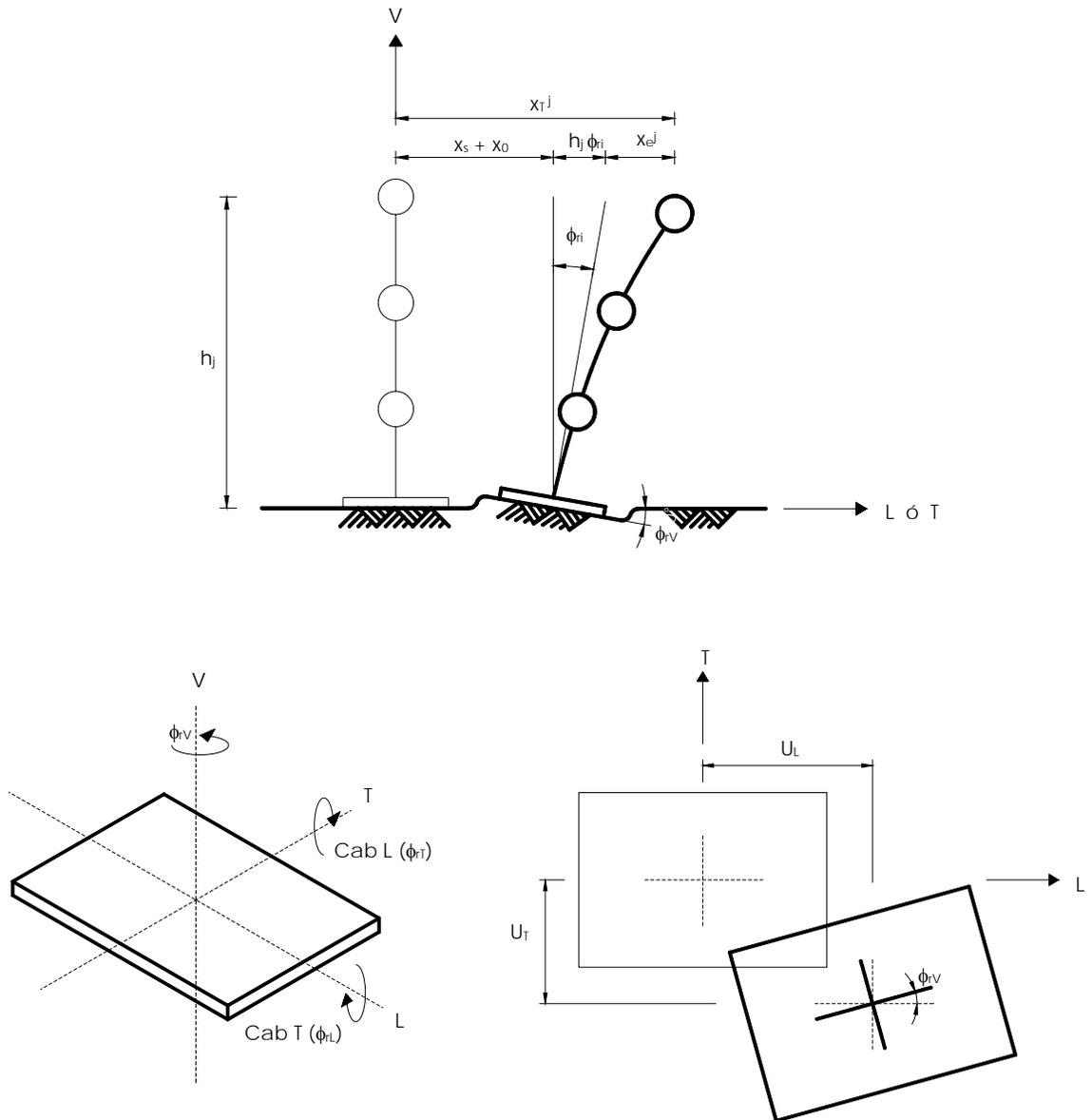


Fig 2.1 – Modelo para el análisis de los efectos ISE

En este trabajo, teniendo en cuenta que los componentes de traslación se denominan L y T, se entenderá el cabeceo en L como el giro alrededor del eje T (ϕ_{LT}) y el cabeceo en T como el giro alrededor del eje L (ϕ_{TL}), tal como se observa en la figura 2.1.

En el caso de la estimación de la frecuencia de la estructura, se hizo uso la expresión propuesta por Meli *et al.* (1998)

$$FT_e = \frac{\dot{X}_T^{Az}}{\dot{X}_T^{Az} - \dot{X}_e^{Az}} \quad (2.5)$$

De forma similar, para encontrar la frecuencia que se asocia a la traslación de la base, suponiendo que la estructura actúa como cuerpo rígido, se propone usar la ec 2.6, de tal forma que en la señal de excitación se suprime la parte que se asocia a la traslación del sótano, con el fin de identificar las frecuencias que se asocian a su movimiento.

$$FT_{lb} = \frac{\dot{X}_T^{Az}}{\dot{X}_T^{Az} - \dot{X}_T^b} \quad (2.6)$$

En el caso de la frecuencia de cabeceo de la base, esta puede ser identificada por medio del análisis espectral de los registros de aceleración vertical en dos costados opuestos del sótano respecto a la señal vertical en el centro del mismo. Así, en las funciones de transferencia de los costados respecto al centro se identifican las frecuencias asociadas a las ordenadas máximas, las cuales caracterizan el cabeceo en la dirección en estudio.

Es natural encontrar que en dichas frecuencias se encuentre que el ángulo de fase entre ambas señales sea cercano a 180°, lo que indica que los movimientos son opuestos. Por otro lado, también es posible encontrar que los movimientos se encuentren en fase (ángulo de fase cercano a 0°), lo cual no descarta la existencia del movimiento de cabeceo, ya que este puede ser generado por la diferencia de los movimientos verticales.

En ocasiones, con el anterior procedimiento se ha encontrado que las frecuencias fundamentales del sistema interfieren en la identificación de las frecuencias propias de cabeceo. Debido a esto, en el trabajo de Murià *et al.* (2001b) se propone identificar las frecuencias asociadas al movimiento de cabeceo mediante la expresión

$$FT_c = \frac{\dot{X}_T^{Az}}{\dot{X}_T^{Az} - H\ddot{\Phi}_{TL}} \quad (2.7)$$

Donde H es la altura medida desde el sótano hasta la azotea.

2.1.3. Método simplificado de Luco

La metodología propuesta por Luco (1980) ha sido aplicada con resultados satisfactorios en varios trabajos en los que se analizan los efectos ISE de estructuras instrumentadas (Luco *et al.*, 1987; Mendoza *et al.*, 1991; Murià-Vila *et al.*, 2001; Murià-Vila *et al.*, 2004).

Este método consiste en concebir el problema de interacción como un subsistema de cinco grados de libertad, cuatro de ellos asociados con la traslación horizontal y el cabeceo de la base de la estructura en los componentes L y T, y un quinto correspondiente al movimiento de giro por torsión de la base, como se muestra en la figura 2.1. Esta descomposición del sistema acoplado es

con rigor válida para estructuras simétricas. Cuando las estructuras presentan asimetría en planta, la excentricidad estática (diferencia entre los centros de masa y rigidez) en cada nivel produce acoplamiento entre los componentes de traslación y de torsión del sistema, por lo cual con la aplicación del método de Luco se obtienen resultados aproximados.

En general, el modelo puede desacoplarse para ser analizado como dos sistemas de tres grados de libertad en los componentes L y T, y un tercer sistema de dos grados de libertad en el componente R. Así, es posible determinar las frecuencias asociadas al movimiento de cada subsistema, además de las respectivas rigideces de la cimentación.

De acuerdo con lo anterior, se establece que la frecuencia fundamental de traslación (L ó T) del sistema suelo-estructura está dada por

$$\frac{1}{\bar{f}_1^2} = \frac{1}{f_1^2} + \frac{1}{f_c^2} + \frac{1}{f_h^2} \quad (2.8)$$

donde

- \bar{f}_1 frecuencia fundamental del sistema determinada experimentalmente
- f_1 frecuencia fundamental de la superestructura suponiendo que esta se encuentra empotrada en la base
- f_c frecuencia de cabeceo de la base en la dirección de análisis suponiendo que la superestructura es infinitamente rígida
- f_h frecuencia de traslación de la base en la dirección de análisis suponiendo que la superestructura es infinitamente rígida

Los valores correspondientes a las frecuencias de cabeceo y traslación de la base pueden ser determinados aproximadamente de acuerdo con

$$f_c = \bar{f}_1 \left(\gamma_1 \frac{H\Phi_{ni}}{X_T^{az}} \right)^{-1/2} \quad (2.9)$$

$$f_h = \bar{f}_1 \left(\beta_1 \frac{X_T^b}{X_T^{az}} \right)^{-1/2} \quad (2.10)$$

donde

- Φ_{ni} amplitud espectral de la respuesta de giro por cabeceo de la base alrededor del eje i, asociada a la frecuencia fundamental del sistema
- H altura medida desde el sótano hasta la azotea.
- X_T^{az} amplitud espectral de la respuesta total medida en la azotea asociada a la frecuencia fundamental del sistema
- X_T^b amplitud espectral de la respuesta total medida en el sótano asociada a la frecuencia fundamental del sistema

Los valores γ_1 y β_1 son parámetros modales correspondientes al primer modo de la estructura considerando su base empotrada y están dados por

$$\beta_1 = \frac{1}{M_1} \{\phi_1\}^T [M] \{1\} \quad (2.11)$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{HM_1} \{\phi_1\}^T [M] \{h\} \quad (2.12)$$

donde

- $[M]$ matriz de masas de la estructura
- M_1 masa modal asociada al primer modo de la estructura cuando esta se supone con base empotrada
- $\{\phi_1\}$ vector que define la forma del primer modo de vibrar de la estructura (normalizada con respecto a la azotea) cuando esta se supone con base empotrada
- $\{h\}$ vector que posee las alturas de cada nivel de la estructura con respecto a la base.

Reemplazando las ecuaciones 2.9 y 2.10 en la ecuación 2.8, la frecuencia fundamental de la estructura con base empotrada puede definirse como

$$\bar{f}_1 = \bar{f}_1 \left(1 - \gamma_1 \frac{H\Phi_{r1}}{X_T^{az}} - \beta_1 \frac{X_T^b}{X_T^{az}} \right)^{1/2} \quad (2.13)$$

Finalmente, el método propone que las rigideces equivalentes de traslación horizontal y cabeceo de la base (K_h y K_c respectivamente) pueden determinarse aproximadamente así

$$K_h = \beta_1^2 M_1 (2\pi \bar{f}_h)^2 \quad (2.14)$$

$$K_c = \gamma_1^2 M_1 H^2 (2\pi \bar{f}_c)^2 \quad (2.15)$$

Como complemento, es importante conocer la contribución de los movimientos de traslación y cabeceo de la base con respecto a la respuesta total de traslación de la azotea, de acuerdo con los cocientes

$$\frac{X_T^b}{X_T^{az}} \quad \text{y} \quad \frac{H\Phi_{r1}}{X_T^{az}} \quad (2.16)$$

cuya suma representa la contribución de los efectos ISE en la respuesta de traslación total del sistema. Por lo que la contribución por traslación de la estructura se puede estimar como

$$\frac{X_T^e}{X_T^{az}} = 1 - \left(\frac{X_T^b}{X_T^{az}} + \frac{H\Phi_{r1}}{X_T^{az}} \right) \quad (2.17)$$

Ahora, en el caso del componente R, es posible también expresar a la frecuencia fundamental de torsión del sistema como una combinación de las frecuencias de giro de la base y de giro de la superestructura con base empotrada así

$$\frac{1}{\bar{f}_{1r}^2} = \frac{1}{f_{1r}^2} + \frac{1}{f_r^2} \quad (2.18)$$

donde

- \bar{f}_{1r} frecuencia fundamental de giro del sistema determinada experimentalmente
- f_{1r} frecuencia fundamental de giro de la superestructura con base empotrada

f_r frecuencia de giro de la base sobre su mismo plano

Entonces, la frecuencia de giro por torsión de la base (f_r) se puede determinar como

$$f_r = \bar{f}_r \left(\beta_1 \frac{\Phi_{rV}^b}{\Phi_{rV}^{az}} \right)^{-1/2} \quad (2.19)$$

donde

Φ_{rV}^b amplitud espectral de la respuesta de giro por torsión medida en la base

Φ_{rV}^{az} amplitud espectral de la respuesta de giro por torsión medida en la azotea

El parámetro β_1 está dado por

$$\beta_1 = \frac{1}{l_1} \{ \phi_{1r} \}^T [A] \{ 1 \} \quad (2.20)$$

donde

ϕ_{1r} vector de la forma modal asociada a la frecuencia fundamental de giro por torsión de la estructura con base empotrada

l_1 masa modal rotacional correspondiente al modo fundamental de giro por torsión de la estructura con base empotrada

Reemplazando la ec 2.19 en la ecuación 2.18 se tiene que la frecuencia fundamental del giro de la estructura con base empotrada esta dada por

$$f_r = \bar{f}_r \left(1 - \beta_1 \frac{\Phi_{rV}^b}{\Phi_{rV}^{az}} \right)^{1/2} \quad (2.21)$$

Y la rigidez de giro por torsión de la base K_r se calcula así

$$K_r = \beta_1^2 l_1 (2\pi f_r)^2 \quad (2.22)$$

Ahora, al igual que en el caso de traslación, es importante conocer los efectos ISE como una fracción de la respuesta total en torsión en azotea, de la siguiente manera

$$\frac{\Phi_{rV}^b}{\Phi_{rV}^{az}} \quad (2.23)$$

Con lo que el aporte de la estructura a la respuesta total queda definido como

$$\frac{\Phi_{rV}^e}{\Phi_{rV}^{az}} = 1 - \frac{\Phi_{rV}^b}{\Phi_{rV}^{az}} \quad (2.24)$$

Quedan entonces definidas las propiedades asociadas a los diferentes grados de libertad que componen el modelo simplificado de Luco (1980). Este procedimiento también puede ser aplicado en análisis por ventanas de tiempo, para estudiar la variación de las propiedades en un mismo evento.

2.2. ESTIMACIÓN PARAMÉTRICA

La estimación paramétrica hace referencia al análisis por medio del cual, partiendo de un modelo idealizado de la estructura se reproduce el comportamiento real de esta mediante la estimación de un número finito de parámetros. El procedimiento que se ha usado en el análisis de los edificios en estudio, consiste en el método de superposición modal propuesto por Beck y Jennings (1980) e implementado por Li y Mau (1990) en el programa MIMO (Multiple Input - Multiple Output).

2.2.1. Estimación paramétrica modal

El método parte de un sistema lineal, de segundo orden con múltiples grados de libertad, cuyo movimiento se caracteriza por n ecuaciones diferenciales, de tal forma que mediante su descomposición modal, dicho sistema queda definido por n sistemas de un grado de libertad, de segundo orden, desacoplados, los cuales corresponden a modos clásicos de vibrar.

De acuerdo con lo anterior, el método propone que la respuesta de un sistema se pueda representar por la superposición de una parte de la totalidad de modos que componen su movimiento. Cada modo se caracteriza por un número finito de parámetros que se estiman teniendo en cuenta el ajuste de las respuestas calculadas respecto a las obtenidas experimentalmente. Dicho ajuste se realiza minimizando el error cuadrático medio, obteniendo los parámetros que reproducen la respuesta del sistema dentro de intervalos de tiempo en los que se asume un comportamiento lineal. Los parámetros identificados se refieren a frecuencias, fracciones de amortiguamiento crítico, factores de participación modal, las configuraciones modales características y condiciones iniciales de movimiento.

2.2.2. Procedimiento y modelos para la estimación de las propiedades del sistema

Procedimiento

- Se define el modelo a usar de acuerdo con los parámetros dinámicos que se deseen conocer, procurando que dicho modelo reproduzca adecuadamente el sistema estudiado. Para esto, se seleccionan las señales de entrada (excitaciones) y de salida (respuestas) en los componentes necesarios, teniendo en cuenta que las respuestas deben ser relativas a las excitaciones.
- Se determina el tamaño de la ventana de análisis, cuidando que el intervalo de tiempo sea lo suficientemente corto para hacer válido el planteamiento lineal de comportamiento del sistema, y lo suficientemente amplio para captar adecuadamente las frecuencias de interés, por lo que es recomendable que el tamaño de la ventana sea por lo menos tres veces el periodo fundamental de la estructura (Pérez, 1995).
- Se prepara el archivo de datos para el programa MIMO, el cual contiene el número de modos a analizar, el diferencial de tiempo entre los puntos que definen los registros, el número de respuestas incluidas en el modelo, el número de excitaciones, el número de datos en la ventana a analizar, el punto de inicio de la ventana en el registro, el número de parámetros fijos y los valores asociados a estos, así como los valores iniciales propuestos de los parámetros a estimar para iniciar el proceso de iteración.
- Por medio del programa se identifican los parámetros modo por modo. Al finalizar con la identificación de un modo, se prepara un nuevo archivo de datos para el modo siguiente, proponiendo valores iniciales y fijando los valores encontrados en la iteración anterior, y así

sucesivamente hasta alcanzar un número de modos adecuado, de tal forma que el ajuste entre las señales calculadas y registradas sea aceptable.

- En el momento que se decide detener la identificación de los parámetros, el archivo con la información completa es aquel correspondiente a la última iteración efectuada por el programa.

De acuerdo con estudios anteriores (Toro, 1997; Zapata, 2001; Palacios, 2003) y teniendo en cuenta la experiencia derivada del presente trabajo, se pudo encontrar que un error total por debajo del 40% produce un ajuste aceptable de las señales calculadas y las registradas.

Es frecuente que en intervalos con baja resolución de la señal, dicho límite de error no sea alcanzado. En estos casos es necesario observar el ajuste entre las señales para verificar si en la ventana de análisis se está logrando una buena reproducción de la respuesta, en caso negativo se recomienda cambiar los límites de la ventana y comenzar con una nueva identificación.

También es posible encontrar mayores valores de error en la fase inicial del sismo, la cual se caracteriza por tener una mayor riqueza de frecuencias que produce una mayor participación de los modos superiores respecto al resto del evento. En dichas ventanas se ha encontrado que si se identifican modos superiores, el error se reduce. De acuerdo con esto, el ajuste de la señal también es proporcional a la participación total de los modos en la respuesta, de tal forma que mientras más cercana esté dicha suma al 100%, mejor ajuste habrá entre las señales.

Además, se recomienda verificar que los parámetros identificados sean representativos del sistema estructural en estudio, teniendo en cuenta la estructuración y tipo de materiales que conforman la estructura. También es válido corroborar que los valores que describen las formas modales correspondan a los modos que se pretenden identificar.

Los valores iniciales propuestos para la identificación de los parámetros de la ventana en estudio se toman de los resultados obtenidos en ventanas adyacentes. En el caso de la primera ventana a procesar, los valores iniciales pueden obtenerse de resultados de otros tipos de análisis, por ejemplo de un análisis espectral previo.

En cada nivel instrumentado, la señal de giro se obtiene como la diferencia de dos registros en el mismo componente, ambos perpendiculares a la dirección del brazo existente entre ellos. Cabe señalar que dichos registros antes de ser restados deben hacerse relativos al movimiento de traslación del terreno.

Debido al rudimentario formato de resultados que arroja el programa MIMO, fue necesario crear un programa en Excel para extraer, organizar, operar y graficar los datos finales de cada una de las ventanas procesadas, y de esta manera facilitar la visualización y comprensión de los resultados. Entonces, partiendo del trabajo de Palacios (2003), se crearon rutinas enfocadas a sistematizar el proceso de extracción y visualización de los resultados provenientes de modelos analizados con el programa MIMO. En el apéndice B se explica la forma en que dichas rutinas operan.

Modelos

Las propiedades del sistema suelo-estructura se identifican con modelos en los que como excitaciones se toman los registros del terreno y como respuestas las señales registradas en los niveles instrumentados relativas a las excitaciones en el componente asociado. En algunos trabajos (Toro, 1997 y Zapata, 2001) se encontró que también es posible usar como excitaciones los registros del sótano, lo cual llega a ser una buena solución en caso de no tener registros de

campo libre. En este caso es importante tener en cuenta que se están identificando las propiedades de un subsistema que omite el efecto ISE de traslación de la base (figura 2.1). En caso de que dicho efecto sea significativo, las propiedades obtenidas por el estudio se asociarán a un subsistema más rígido que el sistema suelo-estructura completo.

La elección del número de respuestas usadas en los modelos, en muchas ocasiones ha dependido de limitaciones técnicas, debidas principalmente a la insuficiente capacidad de procesamiento de los equipos de cómputo existentes, así como al máximo número de respuestas que el programa MIMO permite considerar en el análisis (9 señales).

Así, para el estudio de los edificios, se seleccionaron modelos que facilitaran la identificación de las propiedades del sistema evitando que dichas limitaciones perjudicaran la validez de los resultados. De esta forma, los modelos estudiados pueden clasificarse de acuerdo al número de respuestas seleccionadas, así como a la cantidad de componentes de movimiento incluidos. En el primer caso, se tienen **modelos chicos (Ch)** en los cuales se usan como respuestas únicamente las señales registradas en azotea, y por otro lado se tienen **modelos grandes (G)** en los que se incluyen además las respuestas de otros niveles instrumentados. En ambos casos, se pueden tener **modelos bidimensionales (2D)** en los que se estudian simultáneamente dos componentes de movimiento, y **modelos tridimensionales (3D)** en los que se incluyen respuestas asociadas a los tres componentes L, T y R.

En el caso del edificio JAL, con el cual se incursionó por primera vez en el análisis de sistemas con la técnica paramétrica (Pérez, 1995; Toro, 1997; Zapata, 2001, Murià-Vila *et al.*, 2001b), aun cuando las deficiencias computacionales hicieron de los cálculos un proceso lento, se lograron estudiar varios modelos de complejidad variada. En dichos modelos se usaron como excitaciones tanto las señales del terreno como las del sótano y se analizaron modelos chicos y grandes, planos, bidimensionales y tridimensionales. Entre todos, fueron escogidos aquellos con los menores tiempos de proceso y menores errores de ajuste. De acuerdo con esto y habiendo identificado fuertes efectos de acoplamiento entre L y R, se optó por estudiar el componente L de manera independiente con un modelo grande unidimensional, mientras que se usó un modelo grande bidimensional para estudiar los componentes T y R.

Posteriormente, para el estudio del edificio PC (Palacios, 2003), gracias a la acelerada evolución en la eficiencia y capacidad de los equipos de cómputo, las limitaciones computacionales fueron fácilmente superadas. De tal forma, fue posible estudiar directamente modelos grandes tridimensionales, en los que se incluyeron las respuestas registradas en todos los niveles instrumentados en los tres componentes de movimiento L, T y R simultáneamente. En todos los casos, se tomaron los registros de sótano como excitaciones, dado que solo en unos cuantos eventos se contaba con los registros del terreno.

Antes de probar dichos modelos tridimensionales, Palacios analizó independientemente cada dirección con modelos planos. En este estudio preliminar, las frecuencias en los componentes traslacionales tomaban valores tan cercanos que generaban incertidumbre sobre la dirección que presentaba la menor frecuencia de vibrar del sistema, por lo que fue necesario el uso de los modelos tridimensionales.

Comparando los resultados obtenidos al usar modelos chicos y modelos grandes, los trabajos de Toro (1997) y Zapata (2001) sobre el edificio JAL y el de Palacios (2003) referente al edificio PC, coincidieron en que las frecuencias y amortiguamientos de los modos fundamentales y su tendencia resultaron prácticamente iguales en ambos modelos. En modos superiores se presentaron ligeras dispersiones, especialmente en los valores de amortiguamiento. Por otro lado, los errores totales obtenidos también resultaron ser muy similares en ambos modelos. De acuerdo con esto, se concluyó que es posible estudiar el comportamiento de edificios en donde se cuente

únicamente con instrumentos en la azotea y en el terreno, llegando a obtener resultados confiables incluso en modos superiores.

Una importante ventaja al usar modelos grandes del sistema es que se puede obtener la información asociada a la configuración modal. Así, en los casos en los que no se tiene certeza del modo al cual pertenecen los parámetros identificados, es importante conocer la configuración modal, especialmente cuando se trata de modos superiores. Naturalmente estos modelos grandes a cambio de proporcionar una información más amplia, requieren de mayor tiempo de procesamiento que el demandado por los modelos chicos.

Ahora bien, como se mencionó anteriormente, cuando se toman como excitaciones los registros del sótano, el subsistema analizado está omitiendo los efectos ISE asociados al movimiento de traslación de la base. De acuerdo con Toro (1997) y Zapata (2001), este factor no introduce errores significativos en la estimación de las frecuencias fundamentales del sistema, pero a pesar de esto, cuando existen efectos ISE se recomienda usar como excitaciones los registros del terreno.

Dado que en el trabajo de Murià-Vila *et al.* (2001c), se usaron como excitaciones los registros del sótano, con el fin de conocer la influencia del efecto de traslación de la base en la respuesta dinámica del sistema completo del edificio PC, en el presente trabajo se estudió el evento 99-3 usando como excitaciones las señales registradas en el jardín. Dicho sismo fue escogido por ser el de mayor intensidad más recientemente registrado en el edificio.

En la figura 2.2 se presenta el modelo 3D-SIST-Ch usado en la estimación de las propiedades del sistema del edificio PC.

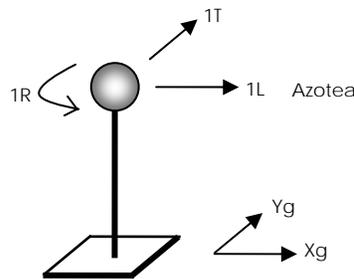


Fig 2.2 – Modelo 3D-SIST-Ch

En el caso del edificio SIS, partiendo del análisis espectral realizado por Taborda (2003), la respuesta del sistema se analizó usando modelos tridimensionales chicos y grandes, en los cuales las señales de excitación usadas se refieren al movimiento del terreno. Inicialmente, para todos los estudiados (01-1, 02-1, 02-2 y 03-1) se usó el modelo tridimensional chico 3D-SIST-Ch (figura 2.2).

Posteriormente, con el fin de esclarecer dudas asociadas a los modos superiores de traslación, en los que se nota un fuerte acoplamiento con R, se hizo un análisis usando un modelo tridimensional grande (3D-SIST-G) en el que se incluyeron las señales registradas en los niveles intermedios. Dicho análisis solamente se efectuó para el evento 01-1, por ser el de mayor intensidad registrado en el edificio.

Debido a que el programa MIMO limita el número máximo de respuestas a 9 señales, no se pudo incluir en un modelo todas las respuestas en L, T y R de los cuatro niveles instrumentados, las cuales suman un total de 12. De tal forma que el análisis se subdividió en los modelos 3D-SIST-G_{LR} (figura 2.3) y 3D-SIST-G_T (figura 2.4). El primero con todas las respuestas registradas en L, tres en R y dos en

T, mientras que el segundo incluye la totalidad de los registros en T, tres en L y dos en el componente R. Dicha distribución se realizó con el fin de tener en cada modelo las configuraciones modales en traslación completas, sin descuidar el movimiento en los demás componentes de movimiento y su acoplamiento entre sí.

Cuando se analizaron los modelos de manera independiente, se encontraron varios casos en los que en la misma ventana, para el mismo modo se obtenían valores de frecuencias diferentes. Por esta razón y teniendo en cuenta la información contenida en cada modelo, en aquellas ventanas problemáticas los parámetros de L y R obtenidos con el modelo 3D-SIST- G_{LR} fueron fijados en el modelo 3D-SIST- G_T , mientras que los parámetros de T obtenidos con el último se fijaron en el primero.

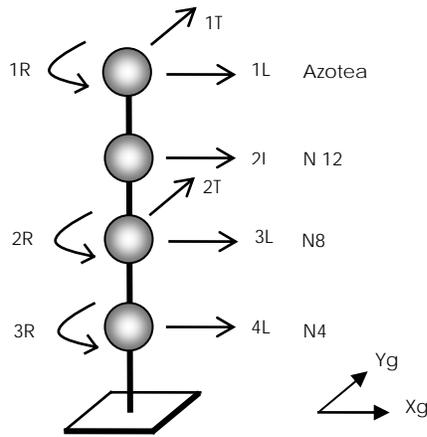


Fig 2.3 – Modelo 3D-SIST- G_{LR}

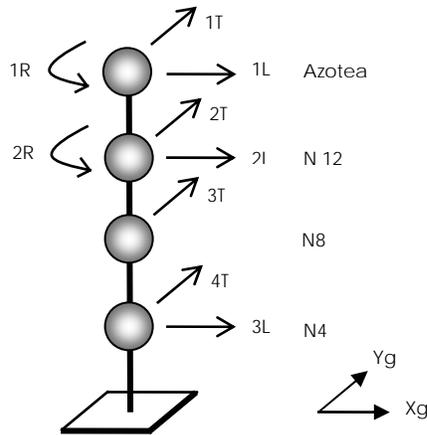


Fig 2.4 – Modelo 3D-SIST- G_T

2.2.3. Procedimiento y modelos para la estimación de los efectos de interacción suelo-estructura

Mediante el método paramétrico modal, en este trabajo se estudiaron las frecuencias asociadas al movimiento de la estructura y a la traslación y cabeceo de la base del edificio PC, teniendo en cuenta los procedimientos y modelos planteados por Murià-Vila *et al.* (2001) en el estudio de los efectos ISE del edificio JAL, los cuales también fueron usados por Taborda (2003) para en análisis del edificio SIS.

Procedimiento

Definidos los modelos a estudiar, el procedimiento a seguir es idéntico al que se usa para identificar las propiedades del sistema.

Al igual que para el sistema, en estos modelos también se encontró que cuando el error es menor del 40% se presenta un ajuste aceptable de la respuesta estimada respecto a la registrada. En este caso, al igual que como sucedió con el sistema, en las ventanas de baja amplitud de movimiento este límite no pudo ser alcanzado, lo cual se atribuye a la baja resolución de la señal. En las ventanas con errores superiores al 40% se verificó el ajuste entre la señal calculada y la registrada para de esta forma validar los parámetros identificados por el modelo. En el apéndice E se presentan las ventanas con ajustes máximos y mínimos, así como el ajuste en frecuencias de las señales completas.

Modelos

Conociendo el fuerte acoplamiento existente entre los componentes de movimiento del sistema del edificio PC, se decidió trabajar con modelos en los que se pudiera apreciar dicho efecto, por lo que para la identificación de la frecuencia de la estructura y de cabeceo se usaron modelos en tres y dos dimensiones, respectivamente.

En estos, las señales de excitación y de respuesta se seleccionaron con base en los modelos planteados en el procedimiento no paramétrico para el estudio de los efectos ISE.

En cuanto a la estimación de las frecuencias asociadas con el movimiento de la estructura se estudió un modelo tridimensional cuyas señales de excitación y respuesta se calculan de acuerdo con la tabla 2.1.

En el caso de las frecuencias de traslación de la base, el modelo bidimensional empleado se esquematiza en la figura 2.6 mientras que las señales empleadas se obtienen conforme a la tabla 2.2, las cuales se derivan de la ecuación 2.6.

Por otro lado, para la estimación de las frecuencias asociadas al cabeceo de la base se consideraron dos modelos bidimensionales distintos en los que se estudió el cabeceo en L y T de manera simultánea. En el primer modelo, se tomó como excitación la señal vertical registrada en el centro sótano y como respuestas las señales verticales relativas en dos costados adyacentes del sótano, cada una de estas asociada al cabeceo en L y T (figura 2.7). El segundo modelo usado, parte del planteamiento espectral señalado en la ecuación 2.7, el cual se esquematiza en la figura 2.8. En la tabla 2.3 se describen las señales de excitación (E) y de respuesta (R) empleadas en ambos modelos.

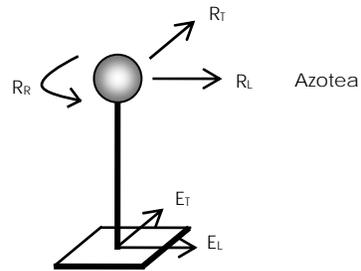


Fig 2.5 - Modelo 3D-EST

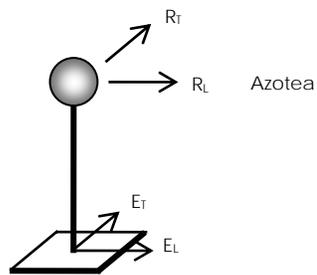


Fig 2.6 - Modelo 2D-TRAS

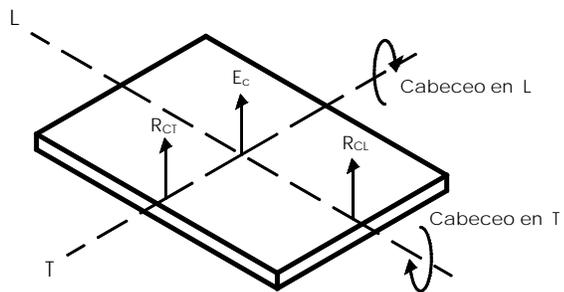


Fig 2.7 - Modelo 2D-CAB-V

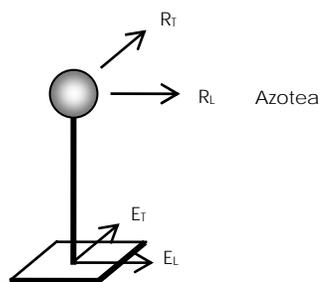


Fig 2.8 – Modelo 2D-CAB-H

Tabla 2.1 – Señales usadas en el modelo de la estructura

Sigla	Descripción	Expresión
E_L	Excitación correspondiente a la suma de la señal de aceleración en el sótano en el componente L y el cabeceo en azotea por giro de la base alrededor del eje T.	$\ddot{x}_{sot-cen} + \frac{\ddot{z}_{sot-est} - \ddot{z}_{sot-oes}}{L_x} H$
E_T	Excitación correspondiente a la suma de la señal de aceleración en el sótano en el componente T y el cabeceo en azotea por giro de la base alrededor del eje L.	$\ddot{y}_{sot-cen} + \frac{\ddot{z}_{sot-sur} - \ddot{z}_{sot-nor}}{L_y} H$
R_L	Es la respuesta en azotea asociada a la estructura, obtenida como la diferencia entre la señal de aceleración absoluta registrada y la señal de excitación en el componente L.	$\ddot{x}_{az-cen} - \left(\ddot{x}_{sot-cen} + \frac{\ddot{z}_{sot-est} - \ddot{z}_{sot-oes}}{L_x} H \right)$
R_T	Es la respuesta en azotea asociada a la estructura, obtenida como la diferencia entre la señal de aceleración absoluta registrada y la señal de excitación en el componente T.	$\ddot{y}_{az-cen} - \left(\ddot{y}_{sot-cen} + \frac{\ddot{z}_{sot-sur} - \ddot{z}_{sot-nor}}{L_y} H \right)$
R_R	Es la respuesta asociada a la torsión de la estructura en azotea, calculada como la diferencia entre los giros de la azotea y el sótano en su plano. Dichos giros son obtenidos como la diferencia entre los movimientos no colineales en el componente T de dos puntos opuestos.	$(\ddot{y}_{az-lat} - \ddot{y}_{az-cen}) - (\ddot{y}_{sot-lat} - \ddot{y}_{sot-cen})$

Tabla 2.2 – Señales usadas en el modelo de traslación de la base

Sigla	Descripción	Expresión
E_{CL}	Es la excitación calculada como la diferencia entre las señales de aceleración absoluta registradas en el centro de la azotea y el centro del sótano en el componente L.	$\ddot{x}_{az-cen} - \ddot{x}_{sot-cen}$
E_{CT}	Es la excitación calculada como la diferencia entre las señales de aceleración absoluta registradas en el centro de la azotea y el centro del sótano en el componente T.	$\ddot{y}_{az-cen} - \ddot{y}_{sot-cen}$
R_{CL}	Es la respuesta asociada a la traslación de la base en L, calculada como la aceleración horizontal registrada en azotea relativa a la excitación en el mismo componente, lo que resulta ser la señal de traslación absoluta medida en el sótano en L.	$\ddot{x}_{sot-cen}$
R_{CT}	Es la respuesta asociada a la traslación de la base en T, calculada como la aceleración horizontal registrada en azotea relativa a la excitación en el mismo componente, lo que resulta ser la señal de traslación absoluta medida en el sótano en T.	$\ddot{y}_{sot-cen}$

Tabla 2.3 – Señales correspondientes a los modelos de cabeceo de la base

Modelo	Sigla	Descripción	Expresión
2D-CAB-V	E _C	Es la excitación, correspondiente a la señal de aceleración absoluta en el centro del sótano en el componente V.	$\ddot{z}_{sot-cen}$
	R _{CL}	Es la respuesta asociada con el cabeceo en L, medida como la aceleración vertical relativa del extremo este con respecto al centro del sótano.	$\ddot{z}_{sot-est} - \ddot{z}_{sot-cen}$
	R _{CT}	Es la respuesta asociada con el cabeceo en T, medida como la aceleración vertical relativa del extremo sur con respecto al centro del sótano.	$\ddot{z}_{sot-sur} - \ddot{z}_{sot-cen}$
2D-CAB-H	E _{CL}	Es la excitación calculada como la diferencia entre la señal de aceleración absoluta en registrada en el centro de la azotea y el cabeceo en L medido en azotea.	$\ddot{x}_{az-cen} - \frac{\ddot{z}_{sot-est} - \ddot{z}_{sot-oes}}{L_x} H$
	E _{CT}	Es la excitación calculada como la diferencia entre la señal de aceleración absoluta en registrada en el centro de la azotea y el cabeceo en T medido en azotea.	$\ddot{y}_{az-cen} - \frac{\ddot{z}_{sot-sur} - \ddot{z}_{sot-nor}}{L_y} H$
	R _{CL}	Es la respuesta asociada con el cabeceo en L, calculada como la aceleración horizontal registrada en azotea relativa a la excitación en el mismo componente, lo que resulta ser la señal de cabeceo en L medido en azotea.	$\frac{\ddot{z}_{sot-est} - \ddot{z}_{sot-oes}}{L_x} H$
	R _{CT}	Es la respuesta asociada con el cabeceo en T, calculada como la aceleración horizontal registrada en azotea relativa a la excitación en el mismo componente, lo que resulta ser la señal de cabeceo en T medido en azotea.	$\frac{\ddot{z}_{sot-sur} - \ddot{z}_{sot-nor}}{L_y} H$

2.3. ESTIMACIÓN ANALÍTICA

2.3.1. Procedimiento propuesto en el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento del Distrito Federal (NTCDS-RCDF), se señala que para edificios ubicados en las zonas II ó III (zonas de transición y de lago, respectivamente), además de los métodos de análisis y diseño convencionales, se podrá hacer uso del procedimiento especificado en el Apéndice Normativo A, en el cual se tienen en cuenta los efectos de sitio y de interacción suelo-estructura.

En esta sección se describe el procedimiento referente a los efectos ISE. Las expresiones asociadas a los modos de cabeceo en pilotes y torsión (en pilotes y cajón) que no están incluidas dentro del apéndice A, fueron tomadas del trabajo de Gazetas (1991), en donde claramente se ve que un planteamiento similar.

En caso del edificio SIS, pese a no estar ubicado en el Distrito Federal, pero si desplantado sobre suelo blando, posibilita la inclusión de los efectos ISE en su análisis y diseño, usando las NTCDS-RCDF.

Los efectos ISE pueden despreciarse cuando se cumpla con la condición

$$\frac{T_e}{T_s} \frac{H_s}{H_e} > 2.5 \quad (2.25)$$

siendo

$$H_e = \frac{\sum W_i \phi_i h_i}{\sum W_i \phi_i} \quad (2.26)$$

donde

- T_e período fundamental de la estructura suponiendo una base indeformable
- T_s período dominante más largo del terreno
- H_s profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés
- H_e altura efectiva de la estructura
- W_i peso del i-ésimo nivel
- ϕ_i amplitud del desplazamiento modal asociado al primer modo del i-ésimo nivel con respecto a la base
- h_i altura del i-ésimo nivel medida desde la base

Los valores correspondientes a la ec 2.25, asociados a los tres componentes de movimiento en estudio (L, T y R) de los tres edificios se presentan en la tabla 2.4. En esta puede verse que los valores obtenidos para los tres edificios son mucho menores que el límite de 2.5, por lo que según las normas es necesario efectuar la revisión de los efectos ISE en el diseño.

Tabla 2.4 – Valores asociados a la ec 2.27 para considerar los efectos ISE en los edificios

Componente	Edificio JAL	Edificio PC	Edificio SIS
L	1.03	1.32	0.82
T	1.23	1.41	1.03
R	0.61	1.12	0.63

El método de las NTCDS-RCDF propone que el periodo fundamental del sistema acoplado se descomponga así

$$T_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_c^2} \quad (2.27)$$

donde

- T_h período natural de la estructura si esta fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse
- T_c período natural de la estructura si esta fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera cabecear.

Estos periodos están determinados por

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}} \quad (2.28)$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e (H_e + D)^2}{K_c}} \quad (2.29)$$

donde

- W_e peso efectivo de la estructura vibrando en su modo fundamental

- D profundidad de desplante de la cimentación
- K_h rigidez de la cimentación por traslación en la dirección de análisis
- K_c rigidez de la cimentación por cabeceo en la dirección de análisis.

Es importante notar que las expresiones 2.27 a 2.29 son equivalentes a las propuestas por el análisis simplificado de Luco (ecuaciones 2.8 a 2.10). De esta forma, comparar las rigideces obtenidas con ambos métodos, es equivalente a comparar las frecuencias (o períodos) asociadas a los efectos ISE.

Las rigideces K_h y K_c representan los resortes elásticos asociados al suelo, cuyos valores dependen de las características de la cimentación, de la frecuencia de excitación y de las propiedades del subsuelo. En la sección A.6.4 del Apéndice A de las NTCDS-RCDF se explica el procedimiento a seguir para la determinación de dichas rigideces.

Cuando se trata de estructuras que se apoyan sobre un cajón de cimentación, el cual posee la suficiente rigidez y resistencia para comportarse como cuerpo rígido, el análisis se hace considerando círculos equivalentes a la superficie de desplante, cuyos radios para los modos de traslación y cabeceo se calculan respectivamente como

$$R_h = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (2.30)$$

$$R_c = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} \quad (2.31)$$

donde

- A área de la superficie neta de cimentación
- I momento de inercia del cajón respecto al eje centroidal de rotación perpendicular a la dirección de análisis.

Las rigideces del cajón, para los modos de traslación y de cabeceo se determinan así

$$K_m = K_m^0 (k_m - 2\xi\eta_m C_m) \quad (2.32)$$

donde

- m componente en estudio, el cual puede ser de traslación (x) o cabeceo (r)
- K_m rigidez del suelo en los modos de traslación o cabeceo de la cimentación
- K_m^0 rigidez estática de traslación o cabeceo
- k_m coeficiente de rigidez
- ξ amortiguamiento hysterético del suelo
- η_m parámetro que depende de la frecuencia de excitación
- C_m coeficiente de amortiguamiento.

Las rigideces estáticas están dadas por

$$K_h^0 = \frac{8G_s R_h}{2-\nu} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s} \right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h} \right) + \left(1 + \frac{5D}{4H_s} \right) \quad (2.33)$$

$$K_c^0 = \frac{8GR_c^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R_c}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_c}\right) \left(1 + 0.71\frac{D}{H_s}\right) \quad (2.34)$$

donde

- G módulo medio de rigidez a cortante del suelo
- ν coeficiente de Poisson medio del suelo.

Los coeficientes de rigidez se definen como

$$k_h = 1 \quad (2.35)$$

$$k_c = 1 - 0.2\eta_c \quad (2.36)$$

Mientras que los coeficientes de amortiguamiento están dados por

$$C_h = \begin{cases} \frac{0.65\xi\eta_{hs}}{1 - (1 - 2\xi)\eta_{hs}^2}; & \text{si } \eta_{hs} = \eta_h/\eta_s \leq 1 \\ 0.576 & ; \text{ si } \eta_{hs} = \eta_h/\eta_s > 1 \end{cases} \quad (2.37)$$

$$C_c = \begin{cases} \frac{0.5\xi\eta_{cp}}{1 - (1 - 2\xi)\eta_{cp}^2}; & \text{si } \eta_{cp} = \eta_c/\eta_p \leq 1 \\ 0.3\eta_c^2 / (1 + \eta_c^2); & \text{si } \eta_{cp} = \eta_c/\eta_p > 1 \end{cases} \quad (2.38)$$

Los diferentes parámetros de frecuencia quedan definidos como

$$\eta_m = \omega \frac{R_m}{V_s} \quad (2.39)$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_H}{2H_s} \quad (2.40)$$

$$\eta_p = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}} \frac{\pi R_c}{2H_s} \quad (2.41)$$

en los que

- ω frecuencia circular de excitación
- V_s velocidad de ondas S del suelo.

En el caso del componente de movimiento asociado a la torsión, partiendo de la expresión propuesta por Gazetas (1991b), pero incluyendo el efecto del amortiguamiento material (histerético) del suelo, la rigidez del cajón se puede calcular como

$$K_r = K_r^0 (k_r - 2\xi\eta_r C_r) \quad (2.42)$$

La rigidez estática queda definida por

$$K_r^0 = 3.5 G J^{0.75} \left(\frac{B}{L} \right)^{0.4} \left(\frac{J}{B^4} \right)^{0.2} \Gamma_w \Gamma_{tre} \quad (2.43)$$

donde

- J momento polar de inercia alrededor del eje normal al plano de la superficie de la cimentación
- B semiancho del rectángulo circunscrito al área de la cimentación
- L semilongitud del rectángulo circunscrito al área de la cimentación.

Los factores Γ_w y Γ_{tre} se definen como

$$\Gamma_w = 1 + 0.4 \left(\frac{D}{d} \right)^{0.5} \left(\frac{j_s}{j_r} \right) \left(\frac{B}{D} \right)^{0.6} \quad (2.44)$$

$$\Gamma_{tre} = 1 + 0.5 \left(\frac{D}{B} \right)^{0.1} \left(\frac{B^4}{J} \right)^{0.13} \quad (2.45)$$

donde

$$j_s = \frac{4}{3} d (B^3 + L^3) + 4BLd(L + B) \quad (2.46)$$

$$j_r = \frac{4}{3} BL(B^2 + L^2) \quad (2.47)$$

en las que

- d altura de desplante en la cual se supone un contacto uniforme entre el suelo y las paredes del cajón.

El coeficiente de rigidez se define como

$$k_r = 1 - 0.14 \eta_r \quad (2.48)$$

Para la obtención del coeficiente de amortiguamiento (c_r), dado que en el trabajo de Gazetas (1991b) no se presenta alguna expresión para su cálculo, se recurrió a la lectura de las gráficas que se incluyen en este.

Ahora bien, si la estructura además está cimentada sobre pilotes de fricción, es necesario verificar si estos cumplen con la condición de pilotes flexibles. Dicha condición se revisa calculando la longitud activa del pilote, la cual es función de su diámetro y de la rigidez relativa entre el suelo y el pilote (Avilés, 2004) e indica la longitud a lo largo de la cual el pilote transmite carga al suelo.

Las rigideces dinámicas de los pilotes propuestas por las normas solamente son válidas cuando los pilotes son flexibles (Gazetas, 1991a). Cabe resaltar que este detalle no se menciona en ninguna parte del apéndice A del reglamento.

Para que un pilote sea considerado flexible debe cumplir con la condición

$$L_p > L_c \quad (2.49)$$

donde

- L_p longitud total del pilote
- L_c longitud activa del pilote.

Esta longitud activa se expresa como

$$L_c = 2d \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.25} \quad (2.50)$$

donde

- d diámetro del pilote
- E_p módulo de elasticidad del material del pilote
- E_s módulo de elasticidad del suelo.

El módulo de elasticidad del suelo se calcula así

$$E_s = 2(1 + \nu_s)G_s \quad (2.51)$$

En la tabla 2.5 se presentan las longitudes totales y activas de los pilotes calculadas de acuerdo con la ec 2.47. De acuerdo con los resultados se nota que los edificios PC y JAL constan de pilotes flexibles. En el caso del edificio SIS, los pilotes tipo 1 no cumplen con la condición de ser flexibles, por lo que para estos no es posible usar las expresiones propuestas para determinar su rigidez.

La rigidez total del i-ésimo pilote en traslación (horizontal o vertical) o en cabeceo se determina como sigue

$$K_{mi} = K_{mi}^0 k_{mi}^0 \quad (2.52)$$

Tabla 2.5 – Longitud activa y total de los pilotes de los edificios PC, JAL y SIS para determinar si se trata de pilotes flexibles

Parámetros	Edificio PC	Edificio JAL	Edificio SIS			
			Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4
E_p (Kg/m ²)	2 x 10 ⁹					
E_s (Kg/m ²)	2.13 x 10 ⁶	1.91 x 10 ⁶				
d_{equ} (m)	0.483	0.446	1.6	1.4	1.2	1.0
L_p (m)	27.35	27.50	10.50	10.50	10.50	10.50
L_c (m)	5.34	5.07	11.80	10.32	8.85	7.37

Las rigideces estáticas para los modos de traslación horizontal y vertical se pueden estimar respectivamente con las siguientes expresiones

$$K_{hi}^0 = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21} \quad (2.53)$$

$$K_{vi}^0 = 1.9dE_s \left(\frac{L_p}{d} \right)^{0.67} \quad (2.54)$$

Mientras que para el modo de cabeceo (Gazetas, 1991) la rigidez se determina como

$$K_{ci}^0 = 0.15d^3 E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.75} \quad (2.55)$$

Ahora bien, los coeficientes de rigidez para un pilote enterrado en un estrato uniforme con base rígida pueden aproximarse como sigue

$$k_{hi} = 1 \quad (2.56)$$

$$k_{vi} = \begin{cases} 1 & ; \frac{L}{d} < 15 \\ \frac{\sqrt{\eta_v}}{35} \left(\frac{L}{d} - 15 \right) + 1 & ; 15 \leq \frac{L}{d} < 50 \\ 1 + \sqrt{\eta_v} & ; \frac{L}{d} \geq 50 \end{cases} \quad (2.57)$$

$$k_{ci} = 1 \quad (2.58)$$

siendo

$$\eta_v = \frac{\omega d}{V_s} \quad (2.59)$$

Para determinar la rigidez dinámica del conjunto de pilotes, se debe sumar la contribución de cada elemento de acuerdo con las siguientes expresiones

$$K_n = \sum_{i=1}^n K_{hi} \quad (2.60)$$

$$K_c = \sum_{i=1}^n (K_{ci} + \varepsilon_i^2 K_{vi}) \quad (2.61)$$

$$K_r = \sum_{i=1}^n r_i^2 K_{ri} \quad (2.62)$$

donde

- ε distancia medida desde el centro del pilote al eje centroidal de rotación
- r distancia medida desde el centro del pilote al centroide de la cimentación.

Es importante resaltar que las expresiones asociadas a los pilotes, no tienen en cuenta el efecto de interacción pila-suelo-pila.

Finalmente, la rigidez dinámica de la cimentación mixta se obtiene sumando algebraicamente el aporte del cajón y del conjunto de pilotes.

2.3.2. Modelos analizados con el programa Dyna5

El programa Dyna5 permite estimar la respuesta de varios tipos de cimentaciones como cajones superficiales o embebidos, rígidos o flexibles, así como para sistemas de pilotes de punta o fricción, ante distintas cargas dinámicas, localizados sobre suelos que pueden ser considerados como un semiespacio homogéneo o como un arreglo de estratos horizontales.

Dicha respuesta está dada mediante constantes de rigidez y amortiguamiento asociadas con los seis grados de libertad en que se descompone el sistema (figura 2.1).

Cuando se trata de una cimentación en cajón, esta puede considerarse ubicada en un semiespacio de suelo homogéneo, en un estrato de suelo o también en combinaciones de ambos. Si se encuentra en un suelo homogéneo, el programa calcula las constantes de rigidez de acuerdo con las expresiones propuestas por Veletsos et al. (1971, 1973 y 1974), y si además el cajón está embebido, se recurre a las expresiones de Novak et al. (1972, 1973 y 1974) y Beredugo y Novak (1972). Si el cajón está sobre un estrato de suelo, el programa usa las expresiones propuestas por Kausssel y Ushijima (1979).

En el caso del análisis de la cimentación con pilotes, estos pueden considerarse o no empotrados en su extremo superior a un elemento que puede ser rígido o flexible. Cuando se considera que la cimentación está embebida en un medio estratificado, el análisis se realiza en dos pasos. Primero se evalúan los factores de interacción pila-suelo-pila, para luego determinar la rigidez de grupo. Luego se evalúa el efecto de los estratos laterales y finalmente se calcula la respuesta.

El cálculo de la rigidez de un pilote simple se basa en la aproximación de Novak y About-Ella (1978a y 1978b) en el que las reacciones dinámicas del suelo frente a los desplazamientos del pilote se calculan asumiendo que el suelo se compone de capas infinitamente delgadas que se extienden horizontalmente de forma indefinida.

La teoría usada para evaluar la rigidez de los pilotes presenta mejores ajustes a altas frecuencias, pues cuando la frecuencia tiende a cero, las rigideces horizontales y verticales también lo hacen, produciendo errores de cálculo. Debido a esto, la teoría fue modificada con una solución más rigurosa, fijando una frecuencia por debajo de la cual la rigidez del suelo se toma como constante y el amortiguamiento como lineal. El ajuste de esta aproximación depende del cociente entre los módulos de elasticidad entre el pilote y el suelo.

Como se mencionó anteriormente, los pilotes pueden considerarse de punta o de fricción, y de acuerdo a esto se define la rigidez de la capa de suelo bajo la punta. La condición de apoyo de los pilotes no afecta a la rigidez ni al amortiguamiento en frecuencias mayores a la natural del depósito. Bajo este límite, el programa elimina el amortiguamiento por radiación, dejando únicamente el aporte del amortiguamiento del material.

Adicionalmente, se pueden considerar zonas débiles alrededor de los pilotes, con lo que puede tenerse en cuenta de manera aproximada los efectos de la adherencia imperfecta entre las pilas y el suelo, el deslizamiento de los pilotes, así como la reducción de la rigidez del suelo y el incremento del amortiguamiento material debido a grandes deformaciones. El efecto de zona débil se calcula usando la teoría de Novak y Sheta (1980).

En cuanto a los efectos de grupo de pilotes, cuando no son considerados, se asume que cada uno de los pilotes actúa independientemente, de tal forma que la rigidez de grupo se calcula sumando el aporte de rigidez de cada elemento al centro de gravedad. Por otro lado, cuando son considerados dichos efectos, como sucede cuando las pilas están poco espaciadas, la rigidez de grupo se calcula de acuerdo con el método de superposición propuesto por Novak y Mitwalty (1990).

En el trabajo de Taborda (2003) se estudió una amplia variedad de modelos fundamentales del cajón y los pilotes, de tal forma que siguiendo los planteamientos de las NTCDS-RCDF (2004) y la propuesta de Kobori *et al.* (1991), se establecieron combinaciones entre los modelos, de manera que la rigidez total del sistema de cimentación se obtuvo como la suma de los efectos aislados del cajón y los pilotes.

Dentro de la variedad de combinaciones generadas, se eligieron aquellas que de acuerdo con los resultados experimentales, representaban de una manera más aproximada el comportamiento de la cimentación. Estas se refieren a los modelos del cajón y los pilotes que consideran la estratigrafía real del suelo de soporte.

En este trabajo, adicionalmente a los modelos con suelo estratificado, también se estudiaron los mismos modelos usando las propiedades asociadas a un estrato de suelo homogéneo, principalmente con fines de comparación con los resultados derivados de las normas, en cuyas expresiones intervienen las propiedades medias del suelo de cimentación.

Modelo CH

En este se considera el cajón embebido en un semiespacio homogéneo, en el que el suelo a los lados del cajón posee las características del estrato superficial (fig 2.9).

Modelo CE

Consiste en el cajón embebido en un estrato de suelo homogéneo, en el que las propiedades del suelo a los lados del cajón corresponden a las del estrato superficial (fig 2.10).

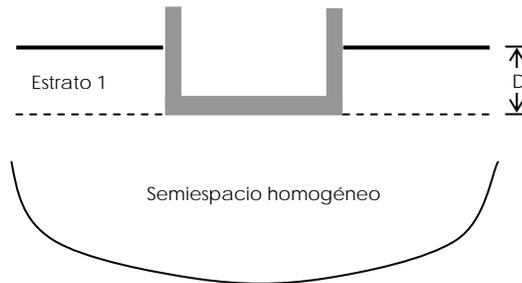


Fig 2.9 – Modelo CH

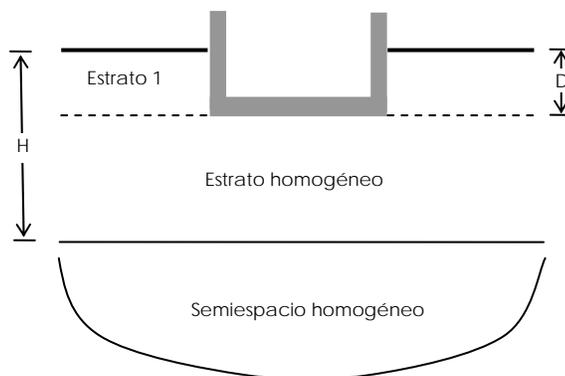


Fig 2.10 – Modelo CE

Modelo PH

Incluye las pilas existentes con sus diámetros reales (sin promediar en caso de existir pilas con diámetros diferentes), asumiendo que están perfectamente unidas al cajón y además que están embebidas en un semiespacio de suelo homogéneo. No se incluyen los efectos de grupo (fig 2.11).

Modelo PH.EG

Es una variación del modelo anterior incluyendo los efectos de grupo (fig 2.11).

Modelo PE

Equivale al modelo PH, pero en este caso se consideran los estratos laterales a los pilotes, de acuerdo a la estratigrafía definida en el apéndice A (fig 2.12).

Modelo PE.EG

Es una variación del modelo anterior incluyendo los efectos de grupo (fig 2.12).

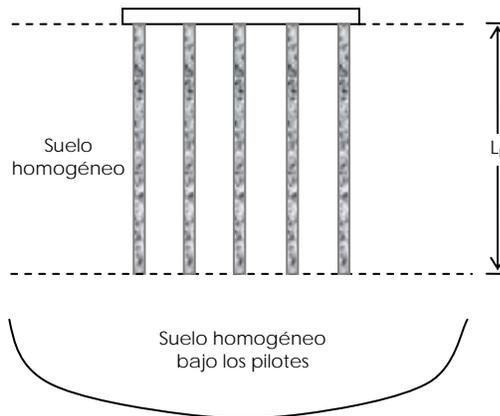


Fig 2.11 – Modelos PH y PH.EG

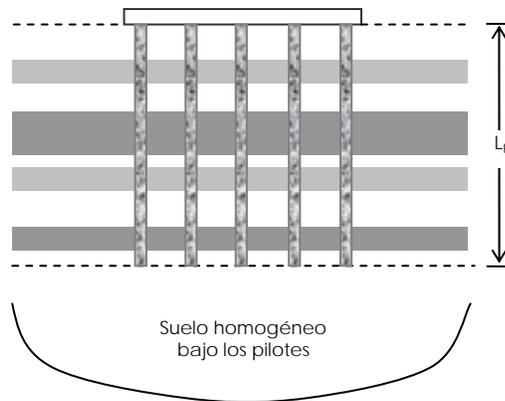


Fig 2.12 – Modelos PE y PE.EG

CAPÍTULO 2. MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SISTEMA Y DE LOS EFECTOS ISE

De acuerdo con los planteamientos de las NTCDS-RCDF (2000) y la propuesta de Kobori et al. (1991) se plantearon cuatro combinaciones para el estudio de las rigideces de la cimentación del edificio PC, cuyas combinaciones se definen en la tabla 2.6.

Los resultados finales para los tres edificios solamente se refieren a las combinaciones en las que el suelo es modelado de acuerdo con los estratos que lo conforman según el perfil estratigráfico del sitio, con el fin de tener una condición más realista del problema.

Tabla 2.6 – Modelos finales de acuerdo a la combinación de los resultados del programa Dyna5

Nombre	Combinación	Descripción
H	CH + PH	Modelos que combinan el cajón y los pilotes con sección real cuando se consideran embebidos en un semiespacio homogéneo.
H.EG	CH + PH.EG	
E	CE + PE	Modelos que combinan el cajón y los pilotes con sección real cuando se consideran embebidos en el perfil real de estratos del sitio.
E.EG	CE + PE.EG	

CAPÍTULO 3

ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SISTEMA

El estudio de las propiedades del sistema suelo-estructura de los edificios JAL y PC se presenta en los trabajos de Murià-Vila *et al.* (2001a) y Murià-Vila *et al.* (2001b), respectivamente. Respecto al edificio SIS, en el trabajo de Taborada (2003) se aborda la caracterización del sistema usando la técnica espectral.

En el presente capítulo se incluyen cálculos adicionales enfocados a ampliar el panorama de estudio del sistema del edificio PC. Respecto al edificio SIS, se presentan los resultados obtenidos de análisis más detallados de la respuesta del sistema mediante el método paramétrico modal.

3.1. EDIFICIO PC

En el análisis del sistema del edificio PC en el trabajo de Murià-Vila *et al.* (2001b), se usaron siempre como excitaciones las señales registradas en el sótano, dado que dentro de la colección de sismos estudiados desde 1990, solamente los eventos a partir de 1999 cuentan con la información del movimiento del terreno. De acuerdo con esto, el subsistema analizado omite la influencia del efecto de traslación de la base. Si dicha influencia es relevante en la respuesta del sistema completo, entonces los resultados obtenidos con dichos modelos podrían revelar un comportamiento del sistema aparentemente más rígido.

Dado lo anterior y concentrando el análisis del sistema suelo-estructura del edificio PC en el evento 99-3, el cual es el sismo de mayor intensidad más recientemente registrado, en este capítulo se analiza la respuesta del sistema completo para dicho sismo, usando como excitaciones las señales registradas en el terreno.

Partiendo de los resultados derivados del trabajo de Murià-Vila *et al.* (2001b), asociados a la aplicación del análisis paramétrico modal para el estudio de la respuesta del sistema con los modelos 3D-SIST-Ch(sot) y 3D-SIST-G(sot) con excitaciones registradas en el sótano, en esta sección se presentan los resultados obtenidos para el sismo 99-3 usando los registros del terreno como excitaciones con el modelo chico 3D-SIST-Ch(Jr), el cual se esquematiza en la fig 2.2.

Mediante la técnica paramétrica modal, se estudió dicho modelo usando ventanas de tamaño variable entre 10 y 20 s. Dado que se ha comprobado que con modelos chicos pueden identificarse satisfactoriamente modos superiores de vibrar (Toro, 1997; Zapata, 2001; Palacios, 2003), en este trabajo se encontraron dos modos en cada componente de movimiento, contando con un total de seis modos para la reproducción de la respuesta del sistema.

En las figs 3.1 a 3.3 y tablas 3.1 y 3.2 se presentan los resultados obtenidos con el modelo 3D-SIST-Ch (Jr), los cuales se comparan con los resultados de los modelos 3D-SIST-Ch(sot) y 3D-SIST-G(sot) del trabajo de Murià-Vila *et al.* (2001b). Adicionalmente, en el apéndice C (tabla C.1) se presentan las frecuencias, porcentajes de amortiguamiento crítico y errores parciales y totales de ajuste obtenidos en cada ventana procesada. Por otro lado, en el apéndice D (figs D.1 a D.3) se incluye el ajuste de las señales calculadas respecto a las registradas en el dominio del tiempo y de la frecuencia.

En las figs 3.1 a 3.3 es posible notar que los resultados obtenidos con los tres modelos son similares. Los valores de frecuencia estimados son prácticamente coincidentes durante todo el evento en los tres componentes de movimiento, aunque en las ventanas finales en R se obtienen mayores valores de frecuencia con el modelo 3D-SIST-Ch (Jr). En general, con los tres modelos se nota que en las primeras y últimas ventanas del sismo se obtienen los máximos valores de frecuencia en los tres componentes, lo cual se asocia a la dependencia de este parámetro con la intensidad del movimiento.

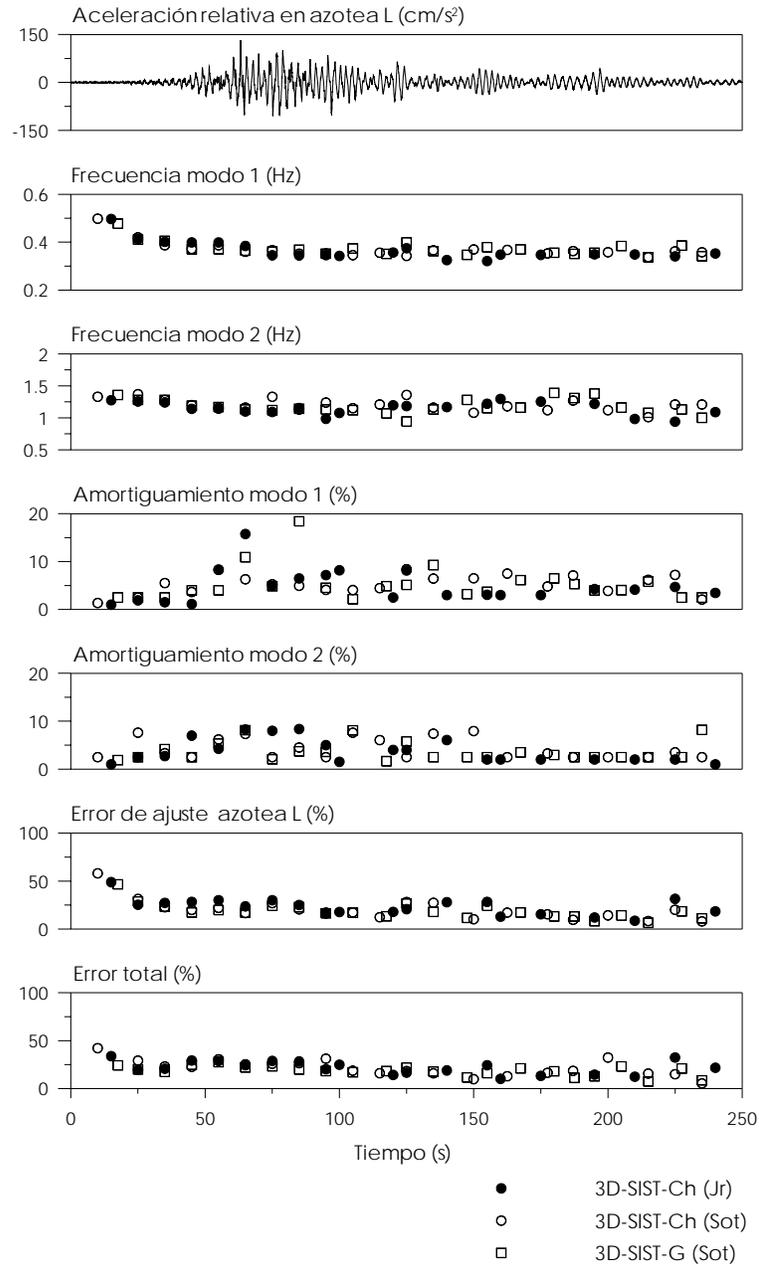


Fig 3.1 – Comparación de resultados para el sistema en el componente L

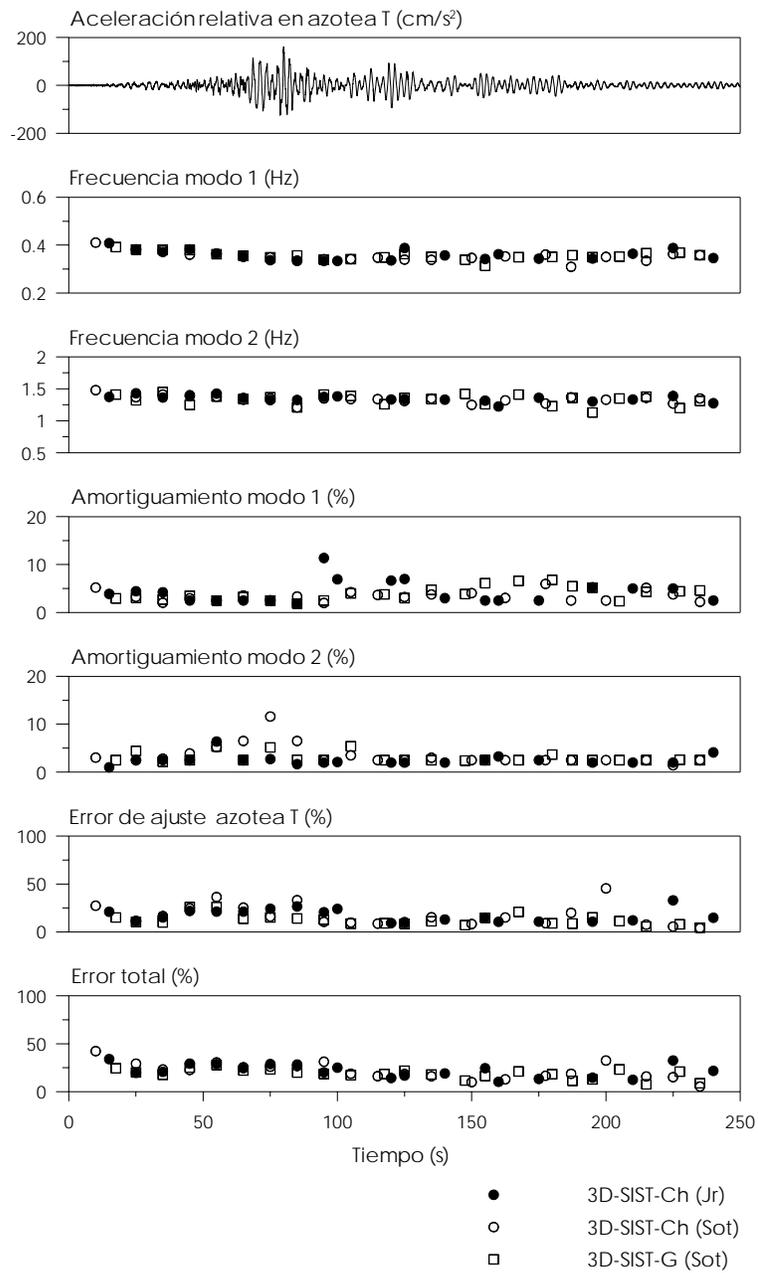


Fig 3.2 – Comparación de resultados para el sistema en el componente T

En la tabla 3.1 se observa que la dispersión obtenida en frecuencias con los tres modelos es similar para todos los modos identificados, aunque en L y R los mayores valores del coeficiente de variación se obtienen con el modelo 3D-SIST-Ch (Jr). Este efecto en L, podría ser atribuido a los efectos asociados con la traslación de la base, los cuales si son considerados en este modelo.

Con el propósito de estimar la reducción de la rigidez del sistema por la acción del sismo, en cada modelo se comparó la frecuencia obtenida en la última ventana procesada, con la frecuencia asociada a alguna ventana de la fase inicial del sismo, de tal forma que las amplitudes de movimiento en ambas fueran similares (Tabla 3.1).

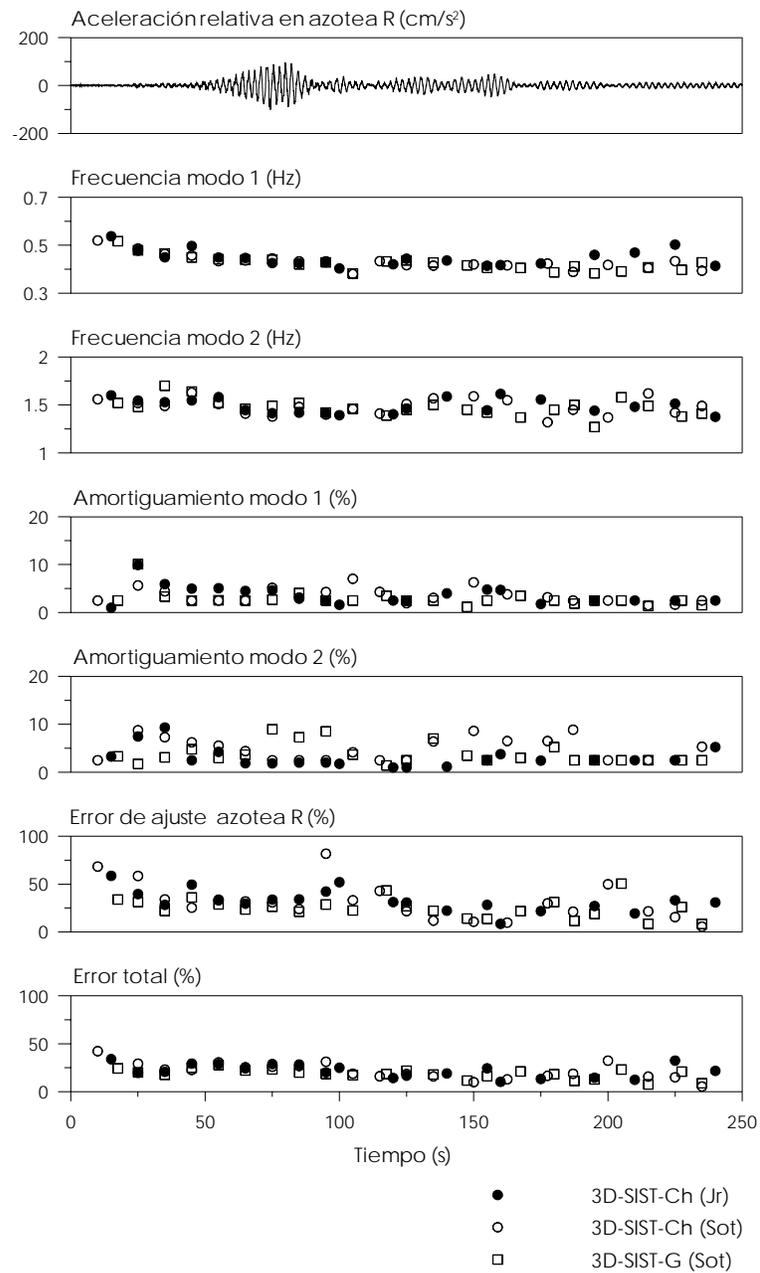


Fig 3.3 – Comparación de resultados para el sistema en el componente R

Las reducciones entre las frecuencias fundamentales obtenidas en los modelos 3D-SIST-Ch(Jr), 3D-SIST-Ch(sot) y 3D-SIST-G(sot) en L fueron de 12%, 7% y 16%, respectivamente. Guardando el mismo orden, en T fueron de 7%, 6% y 6%, mientras que en R resultaron ser 8%, 15% y 8%.

Puede notarse que las reducciones obtenidas en T son muy similares entre los tres modelos, mientras que para los componentes L y R resultan distintas y dispersas. Si se comparan los resultados de los modelos chicos en L, es posible notar que la reducción de la rigidez obtenida con el modelo 3D-SIST-Ch(Jr) es casi el doble que la calculada con el modelo 3D-SIST-Ch(sot), lo cual podría traducirse en una influencia del efecto de traslación de la base en el primero.

Tabla 3.1 – Comparación de las frecuencias del sistema obtenidas en L, T y R

Modelo	Modo	Frecuencias (Hz)											
		L				T				R			
		$f_{min} - f_{max}$	$f_{ini} - f_{fin}$	f_p	cv(%)	$f_{min} - f_{max}$	$f_{ini} - f_{fin}$	f_p	cv(%)	$f_{min} - f_{max}$	$f_{ini} - f_{fin}$	f_p	cv(%)
3D-SIST-Ch (Jr)	1	0.32-0.41	0.40-0.35	0.36	7.50	0.33-0.39	0.37-0.35	0.36	5.34	0.40-0.50	0.45-0.41	0.44	6.32
	2	0.94-1.30	1.24-1.09	1.15	8.65	1.23-1.43	1.37-1.28	1.35	3.64	1.38-1.62	1.53-1.38	1.48	4.99
3D-SIST-Ch (Sot)	1	0.34-0.42	0.39-0.36	0.36	5.60	0.31-0.38	0.38-0.36	0.35	5.70	0.38-0.49	0.46-0.39	0.43	7.00
	2	1.01-1.37	1.28-1.21	1.20	7.50	1.21-1.41	1.41-1.35	1.33	3.80	1.32-1.63	1.49-1.49	1.48	5.40
3D-SIST-G (Sot)	1	0.34-0.41	0.41-0.34	0.37	5.40	0.31-0.38	0.38-0.36	0.36	5.6	0.38-0.48	0.47-0.43	0.42	7.10
	2	0.94-1.39	1.28-1.00	1.17	9.40	1.13-1.45	1.45-1.31	1.33	6.0	1.27-1.7	1.70-1.41	1.47	6.10

f_p : Frecuencia promedio.
 f_{DE} : Desviación estándar de los valores de frecuencia.
 cv: Coeficiente de variación.

Tabla 3.2 – Comparación de los amortiguamientos del sistema obtenidos en L, T y R

Modelo	Modo	Amortiguamientos (%)											
		L				T				R			
		$\xi_{min} - \xi_{max}$	ξ_p	ξ_{DE}	cv(%)	$\xi_{min} - \xi_{max}$	ξ_p	ξ_{DE}	cv(%)	$\xi_{min} - \xi_{max}$	ξ_p	ξ_{DE}	cv(%)
3D-SIST-Ch (Jr)	1	1.00-15.8	4.78	3.49	72.96	1.79-11.4	4.22	2.35	55.73	1.00-9.92	3.67	2.01	54.87
	2	1.00-8.38	3.79	2.50	66.02	1.00-6.37	2.51	1.10	43.79	1.00-9.33	3.04	2.13	70.02
3D-SIST-Ch (Sot)	1	1.35-8.40	5.3	1.90	35.70	1.99-5.96	3.30	1.10	32.30	1.52-7.05	3.50	1.50	42.70
	2	2.50-7.95	4.2	2.10	50.80	1.42-11.6	3.50	2.20	62.60	2.50-8.85	4.70	2.30	49.80
3D-SIST-G (Sot)	1	1.64-18.4	4.9	3.60	72.70	1.85-6.79	3.80	1.40	35.40	1.18-10.1	3.00	1.80	60.60
	2	1.66-8.21	3.6	2.00	55.60	2.17-5.41	3.00	1.00	33.60	1.41-8.96	3.7	2.10	55.30

ξ_p : Amortiguamiento promedio.
 ξ_{DE} : Desviación estándar de los valores de amortiguamiento.
 cv: Coeficiente de variación.

En cuanto a los amortiguamientos, se nota alta dispersión de los resultados con los tres modelos, de tal forma que los coeficientes de variación obtenidos son superiores al 40%. Este fenómeno es entendible dada la inestabilidad propia que presenta este parámetro en el proceso de identificación.

Dicha variabilidad del amortiguamiento se asocia con la baja sensibilidad que presenta el modelo a este parámetro. De acuerdo con los creadores del programa MIMO (Li y Mau, 1997), este fenómeno se debe en parte al planteamiento propio del método, en el cual se asume un amortiguamiento de tipo viscoso que no refleja el verdadero mecanismo de disipación de energía del sistema. La energía disipada por amortiguamiento viscoso depende de la frecuencia de excitación, mientras que aquella disipada por amortiguamiento histerético resulta independiente de la frecuencia, de tal forma que se ha encontrado que el amortiguamiento efectivo de sistemas estructurales es siempre mayor cuando se asume un amortiguamiento histerético (Avilés y Suárez, 2002).

Adicionalmente, el planteamiento del método en el que se basa el programa MIMO concibe que la fuerza asociada al amortiguamiento es mucho menor que la debida a las fuerzas elásticas e inerciales que intervienen en las ecuaciones modales, por lo cual la sensibilidad de los resultados a la variación de dicho parámetro es menor que la asociada a otros como la frecuencia.

En varios estudios la variación del amortiguamiento se ha relacionado con la amplitud de la respuesta, pero solamente se ha encontrado una correlación parcial en los modos fundamentales. También se ha encontrado que valores altos de amortiguamiento pueden ser atribuidos a la existencia de gran cantidad de muros en la dirección en estudio. En el caso de estructuras de acero, se ha observado un intervalo de amortiguamiento de los modos traslacionales entre 1% y 6%, mientras que si el material es concreto reforzado, el intervalo se define entre 2% y 14 % aproximadamente. (Li y Mau, 1991; Li y Mau, 1997).

Tal comportamiento en el amortiguamiento también ha sido notado en los estudios referentes a los edificios JAL y PC (Murià-Vila *et al.*, 2001a y 2001b; Zapata, 2001; Palacios, 2003). Así mismo, en las figs 3.1 a 3.3, se puede observar que a pesar de la variabilidad, los máximos amortiguamientos tienden a presentarse en la fase intensa del movimiento.

Por otro lado, la variación de los errores parciales y totales de ajuste es similar entre los tres modelos. Los máximos errores se obtuvieron en las primeras y últimas ventanas del sismo, lo cual se asocia a la baja amplitud de la señal en dichos tramos (Li y Mau, 1991).

En el proceso de identificación se notó un fuerte acoplamiento entre los componentes L, T y R, lo cual también se apreció el trabajo de Murià *et al.* (2001b) con los modelos 3D-SIST-Ch(sot) y 3D-SIST-G(sot). En las figs 3.4 a 3.6 y en el apéndice C (tabla C.2) se presentan los factores de participación de cada uno de los seis modos identificados en las respuestas en azotea en los componentes L, T y R, para los tres modelos.

En las figs 3.4 y 3.5 (L y T, respectivamente) se nota gran similitud de las participaciones entre los tres modelos. En general, se observa que los modos fundamentales en cada componente presentan las mayores participaciones en el movimiento de la azotea respectivo, aunque en varias ventanas llegan a predominar los modos fundamentales de los demás componentes, especialmente en la fase intensa de movimiento. Cabe anotar que los intervalos con acoplamiento no siempre coinciden entre los modelos, por ejemplo, en L, los modelos con excitaciones en el sótano describen un mayor acoplamiento con T, el cual no es tan marcado en el modelo 3D-SIST-Ch(Jr), en el que se nota un mayor acoplamiento con R.

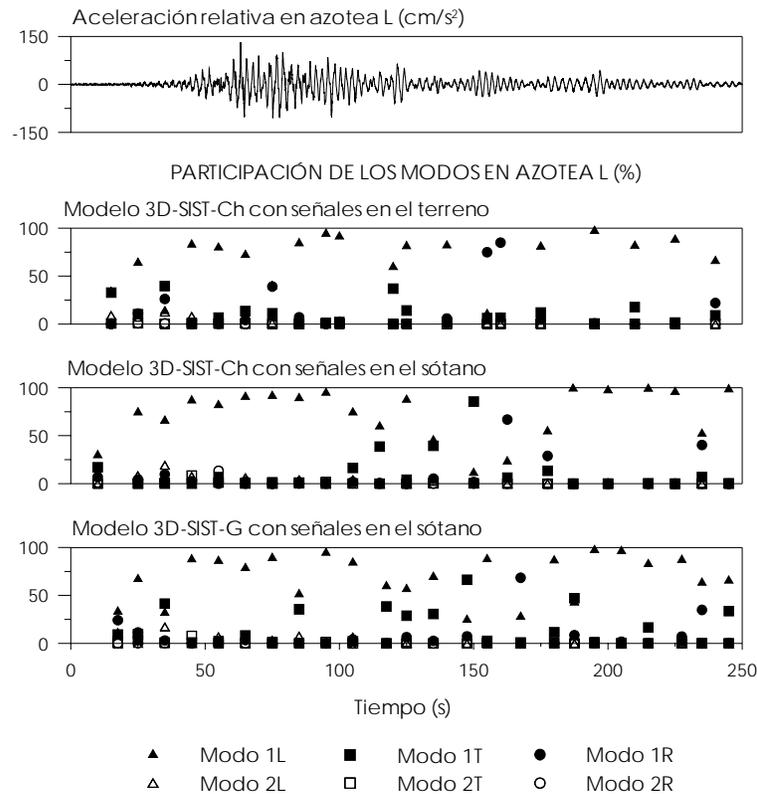


Fig 3.4 – Factores de participación de los modos identificados en la respuesta de azotea L

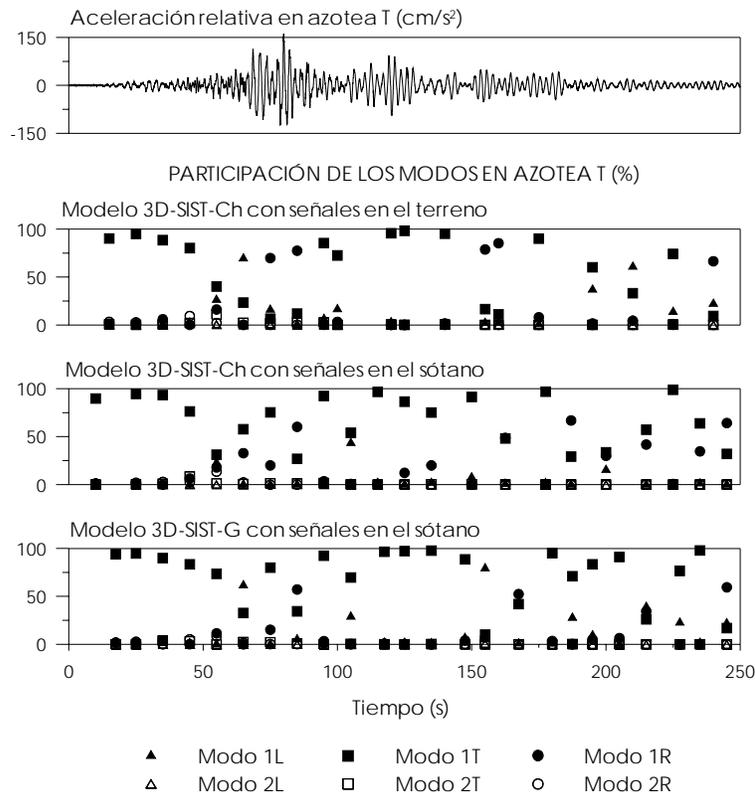


Fig 3.5 – Factores de participación de los modos identificados en la respuesta de azotea T

En el componente R, el modelo 3D-SIST-Ch(sot) sugiere que los modos 2L y 1T dominan el movimiento en azotea R, lo cual es distinto a los resultados obtenidos con los modelos 3D-SIST-Ch(Jr) y 3D-SIST-G(sot), en los que a pesar de notarse un fuerte acoplamiento entre los modos fundamentales en los tres componentes, el modo 1R domina casi todo el movimiento (fig 3.6).

3.2. EDIFICIO SIS

En el trabajo espectral realizado por Taborda (2003) para la identificación de las propiedades del sistema, se procesaron ocho eventos sísmicos y dos vibraciones ambientales usando las señales completas y por ventanas.

De acuerdo con dichos resultados, en esta sección se presenta un análisis más detallado de la caracterización del sistema empleando la técnica paramétrica modal conforme con el procedimiento y modelos descritos en la sección 2.2. Este análisis comprende el estudio de cuatro de los sismos de mayor intensidad registrados en el edificio (01-1, 02-1, 02-2 y 03-1), concentrando la atención en el sismo 01-1, el cual presenta la máxima intensidad.

3.2.1. Análisis Espectral

En la tabla 3.3 se presentan las frecuencias obtenidas por Taborda (2003) haciendo uso de la técnica espectral para ocho sismos y dos vibraciones ambientales registrados en el edificio SIS. En algunos casos para el modo de interés no se pudo establecer un valor único de frecuencia, pues

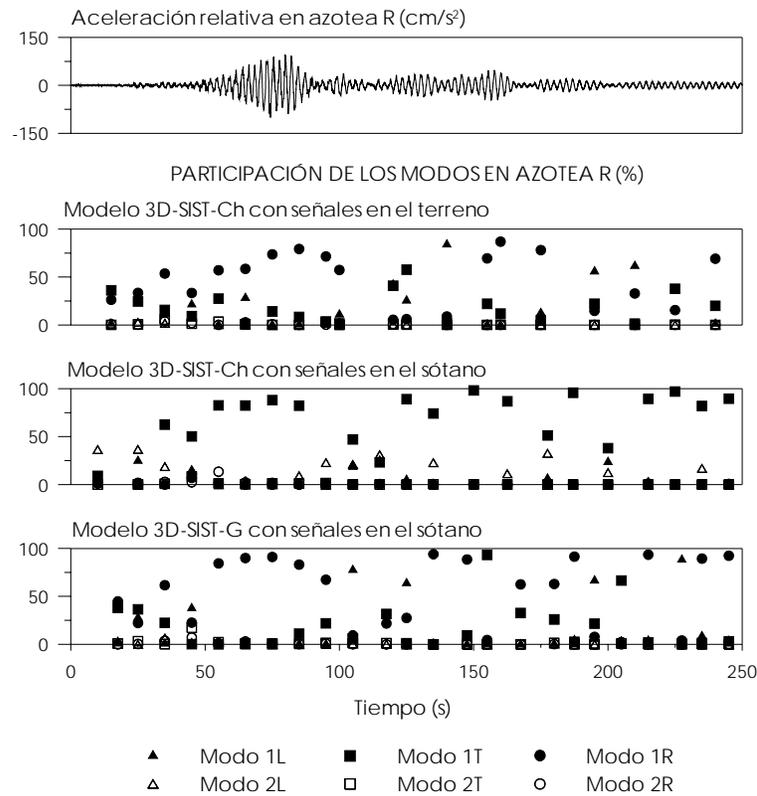


Fig 3.6 – Factores de participación de los modos identificados en la respuesta de azotea R

en los cocientes espectrales se observaron mesetas o múltiples amplificaciones consecutivas, lo que se interpretó como un probable comportamiento no lineal del sistema o como el resultado de deficiencias de la señal registrada que suelen afectar el cociente espectral.

Esta no linealidad observada aún en eventos de baja intensidad, puede ser atribuida al acomodo natural de los elementos de estructuras recientes, así como a la influencia de los efectos ISE.

3.2.2. Análisis Paramétrico Modal

Con el propósito de complementar el trabajo espectral, siguiendo el procedimiento paramétrico modal se realizó la identificación de los parámetros dinámicos asociados a los modos de vibrar del sistema en los componentes de movimiento en L, T y R.

Inicialmente fueron procesados los eventos 01-1, 02-1, 02-2 y 0-31 con el modelo 3D-SIST-Ch (fig 2.2). En el análisis se usaron ventanas de 10 s aunque en ocasiones fue necesario variar el tamaño para facilitar el proceso de identificación. El tamaño de los intervalos se aumentó en partes donde las señales presentaban baja resolución y se disminuyó en zonas de gran amplitud de movimiento donde el comportamiento tendía a la no linealidad y la identificación se complicaba al encontrar varias frecuencias cercanas asociadas al mismo modo.

En una primera etapa, en todos los eventos estudiados se detuvo la identificación al encontrar los dos primeros modos de vibrar en cada componente de movimiento. Un resumen de los resultados para los cuatro eventos analizados se presenta en las tablas 3.4 y 3.5. Los valores de frecuencia,

Tabla 3.3 – Frecuencias de vibración del sistema identificadas mediante el análisis espectral

Evento	Modo	Frecuencias (Hz)		
		L	T	R
VA-011	1	1.12	0.88	1.42
	2	4.10	2.93	4.44
	3	8.45	5.18	6.79
	4		7.42 – 7.86	
SI-011	1	0.99 – 1.01	0.78	1.28 – 1.32
	2	3.75	2.59 – 2.78	3.93 – 4.12
	3	7.86 – 8.14	4.60 – 4.85	6.13 – 6.66
	4		6.94	
SI-012	1	1.04	0.82	1.37
	2	3.76 – 3.78	2.74 – 2.76	4.04 – 4.16
	3	7.99 – 8.08	4.75 – 4.87	6.35 – 6.59
	4		6.96 – 7.08	
SI-013	1	1.10	0.84	1.44
	2	3.88 – 3.94	2.84	4.24
	3	7.32 – 8.19	4.96	6.38
	4		7.29 – 7.48	
SI-014	1	1.05	0.81	1.37
	2	3.81	2.67	4.14
	3	7.48 – 7.51	4.81 – 4.83	6.54 – 6.62
	4		6.78 – 6.79	
SI-021	1	1.02	0.81	1.35
	2	3.67	2.62	3.96 – 4.24
	3	7.68 – 7.76	4.71	5.81 – 5.85
	4		7.20	
SI-022	1	1.04	0.82	1.36
	2	3.67	2.67	4.05
	3	7.73	4.71	6.38 – 6.48
	4		7.42	
SI-023	1	1.05	0.82	1.36
	2	3.64 – 3.89	2.72	4.04
	3	7.81 – 8.10	4.83	6.34 – 6.46
	4		7.27	
SI-024	1	1.06	0.82	1.38
	2	3.80	2.75	4.02 – 4.18
	3	7.72 – 7.92	4.97	6.58 – 6.82
	4		7.12	
VA-021	1	1.07	0.85	1.44
	2	3.98	2.83	4.15 – 4.27
	3	8.06 – 8.33	4.96 – 5.08	6.71
	4		7.15 – 7.86	

amortiguamiento, factores de participación de los modos en las respuestas, errores relativos y totales de ajuste, asociados a cada ventana procesada se presentan en el apéndice C (tablas C.3 a C.10). Los mismos resultados se incluyen en las figs 3.7 a 3.9 y los ajustes de las señales registradas y calculadas se presentan en el apéndice D (figs D.4 a D.15).

En las figs 3.7 a 3.9 se nota que las frecuencias alcanzan los máximos valores en la etapa inicial de los eventos y van disminuyendo conforme el sistema entra a la fase intensa de movimiento en la que se obtienen los valores mínimos de frecuencia. Después de dicha etapa, se presenta una recuperación progresiva de la frecuencia, hasta llegar a valores ligeramente menores que los obtenidos al inicio del sismo.

Esta reducción de la frecuencia al final de cada sismo sugiere algún deterioro de la rigidez del sistema. En el componente L la frecuencia fundamental final disminuye respecto al valor inicial en 9%, 4%, 6% y 6% en los eventos 01-1, 02-1, 02-2 y 03-1, respectivamente, sufriendo una disminución

CAPÍTULO 3. ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SISTEMA

total después de los cuatro eventos de 9%. Por otro lado, la frecuencia en T disminuye en 7%, 1%, 3% y 7%, para los sismos en el mismo orden, presentando una disminución total de 9%. Finalmente, en R se tienen reducciones de 12%, 8%, 1% y 13%, mientras que en total se reduce en 12%.

Tabla 3.4 – Frecuencias de vibración estimadas con el modelo 3D-SIST-Ch para los dos primeros modos para los eventos 01-1, 02-1, 02-2 y 03-1

Evento	Modo	Frecuencias (Hz)											
		L				T				R			
		$f_{min} - f_{max}$	f_p	f_{DE}	CV(%)	$f_{min} - f_{max}$	f_p	f_{DE}	CV(%)	$f_{min} - f_{max}$	f_p	f_{DE}	CV(%)
01-1	1	0.99-1.12	1.02	0.03	3.15	0.79-0.87	0.80	0.02	2.74	1.28-1.54	1.34	0.06	4.48
	2	3.53-4.15	3.74	0.14	3.61	2.60-2.92	2.68	0.08	3.06	3.98-4.52	4.12	0.13	3.06
02-1	1	1.01-1.09	1.04	0.03	2.88	0.80-1.01	0.83	0.06	7.23	1.31-1.39	1.36	0.03	2.21
	2	3.63-3.84	3.73	0.07	1.88	2.58-2.75	2.68	0.06	2.24	3.98-4.25	4.11	0.09	2.19
02-2	1	1.01-1.09	1.04	0.03	2.88	0.80-1.01	0.83	0.06	7.23	1.31-1.39	1.36	0.03	2.21
	2	3.63-3.84	3.73	0.07	1.88	2.58-2.75	2.68	0.06	2.24	3.98-4.25	4.11	0.09	2.19
03-1	1	0.98-1.08	1.02	0.03	2.93	0.77-0.86	0.80	0.03	3.38	1.30-1.67	1.39	0.10	7.51
	2	3.57-4.00	3.72	0.11	3.04	2.33-2.78	2.61	0.10	3.83	3.86-4.30	4.08	0.12	3.04

f_p : Frecuencia promedio.

f_{DE} : Desviación estándar de los valores de frecuencia.

cv: Coeficiente de variación.

Tabla 3.5 – Amortiguamientos estimados con el modelo 3D-SIST-S para los dos primeros modos para los eventos SI-011, SI-021, SI-022 y SI-031

Evento	Modo	Amortiguamientos (%)											
		L				T				R			
		$\xi_{min} - \xi_{max}$	ξ_p	ξ_{DE}	CV(%)	$\xi_{min} - \xi_{max}$	ξ_p	ξ_{DE}	CV(%)	$\xi_{min} - \xi_{max}$	ξ_p	ξ_{DE}	CV(%)
01-1	1	0.54-2.91	1.46	0.73	49.93	0.80-2.53	1.68	0.44	26.07	0.96-2.79	1.52	0.67	43.72
	2	1.44-4.44	2.68	0.84	31.38	0.73-3.83	1.83	0.90	48.96	1.00-4.79	2.11	1.17	55.70
02-1	1	0.54-1.78	1.17	0.35	29.91	0.13-3.59	1.65	1.15	69.70	0.10-6.14	2.36	2.15	91.10
	2	1.00-5.09	2.43	1.63	67.08	0.54-5.63	1.97	1.46	74.11	0.13-3.08	1.71	1.04	60.82
02-2	1	0.77-6.24	2.20	2.11	95.91	0.37-2.12	1.05	0.44	41.90	0.72-3.79	1.72	1.17	68.02
	2	0.23-3.70	1.27	1.02	80.31	0.80-6.43	2.22	1.69	76.13	1.00-3.81	1.69	0.87	51.48
03-1	1	1.00-3.57	1.71	0.79	46.14	0.15-3.57	1.52	0.68	44.76	1.00-6.07	1.43	1.13	79.24
	2	1.00-5.69	1.60	1.24	77.44	1.00-5.43	1.76	1.26	71.62	1.00-11.2	1.81	2.30	126.94

ξ_p : Amortiguamiento promedio.

ξ_{DE} : Desviación estándar de los valores de amortiguamiento.

cv: Coeficiente de variación.

Así mismo, las frecuencias asociadas a los segundos modos también presentan reducciones de los valores finales respecto a los iniciales.

De acuerdo con lo anterior y coincidiendo con el análisis espectral (Taborda, 2003), los resultados revelan que el sistema responde con una ligera tendencia a la no linealidad, lo cual puede ser atribuido al reacomodo de los elementos propio de estructuras recientes, como también a la influencia de los efectos ISE en la respuesta.

En cuanto al porcentaje de amortiguamiento crítico, puede establecerse un intervalo general de variación entre 1 y 6 %, el cual se ubica dentro del típico intervalo obtenido para estructuras de concreto reforzado (Li y Mau, 1997). Los amortiguamientos asociados al primer modo, en la mayoría de los eventos revelan una relación directa con la amplitud del movimiento, de tal forma que muchos de los valores máximos se asocian a la fase intensa de movimiento. Por su parte, los amortiguamientos asociados a los segundos no se asocian a algún patrón de comportamiento en el tiempo.

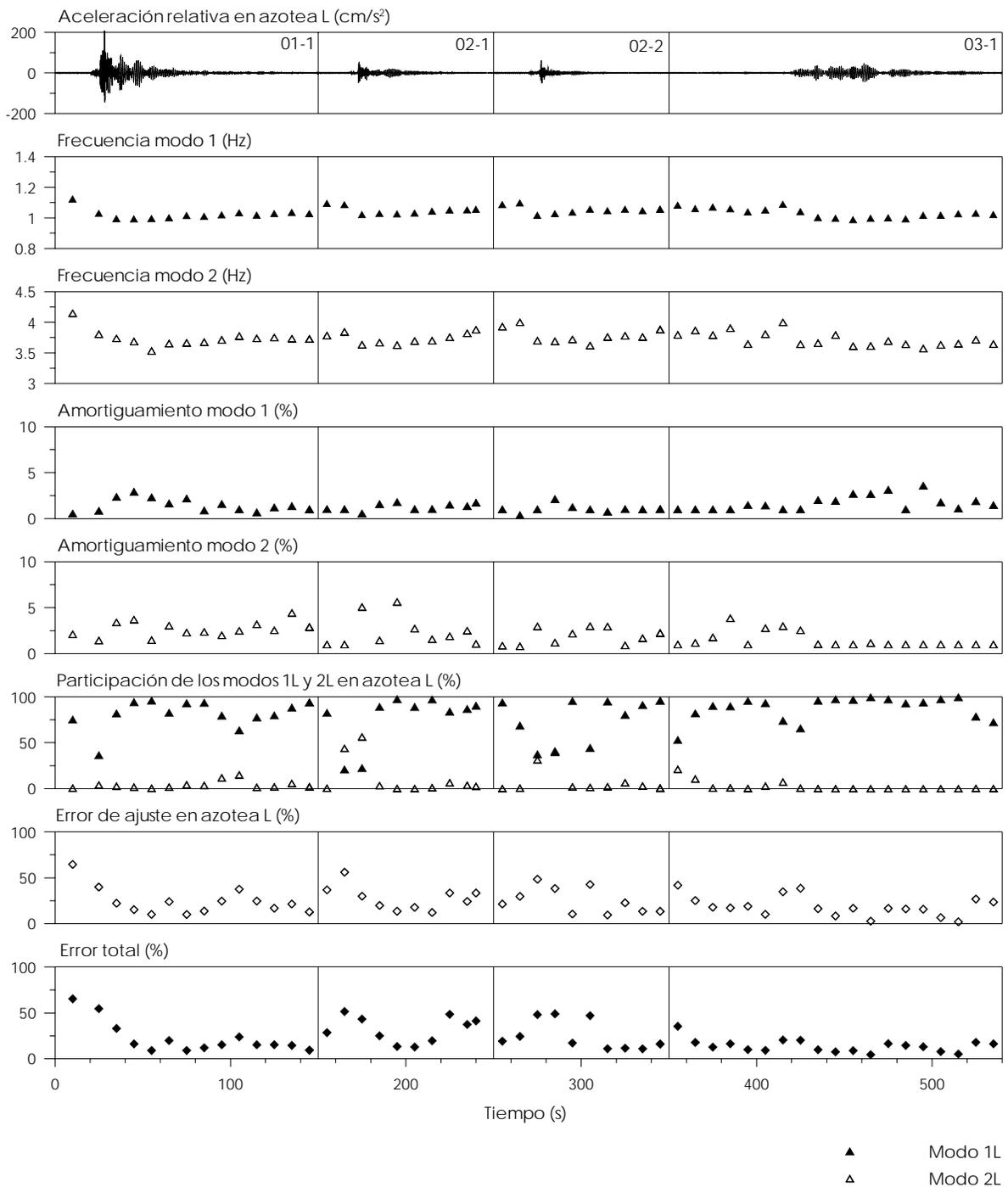


Fig 3.7 - Parámetros estimados con el modelo 3D-SIST-Ch en el componente L para los eventos 01-1, 02-1, 02-2 y 03-1

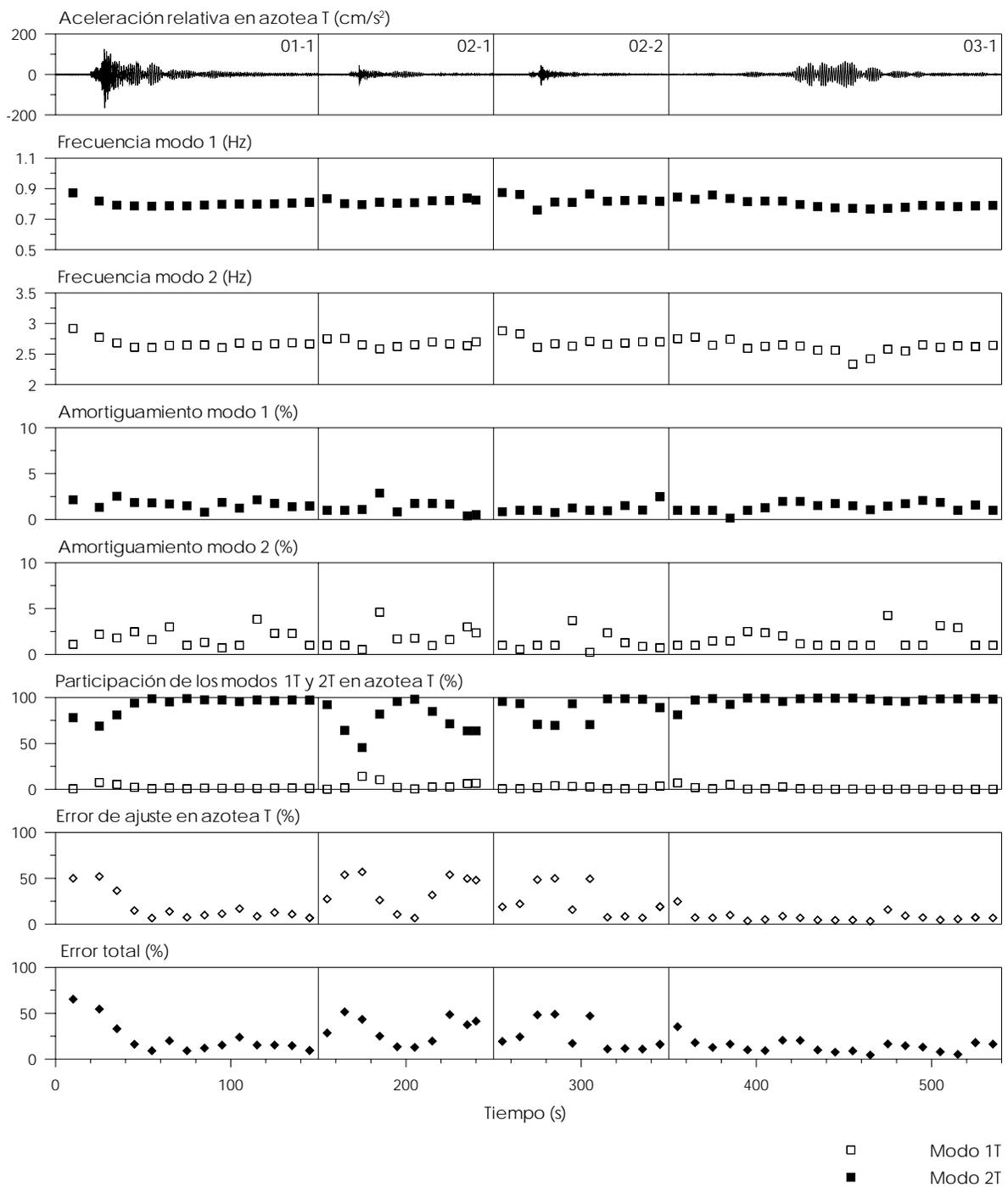


Fig 3.8 – Parámetros estimados con el modelo 3D-SIST-Ch en el componente T para los eventos 01-1, 02-1, 02-2 y 03-1

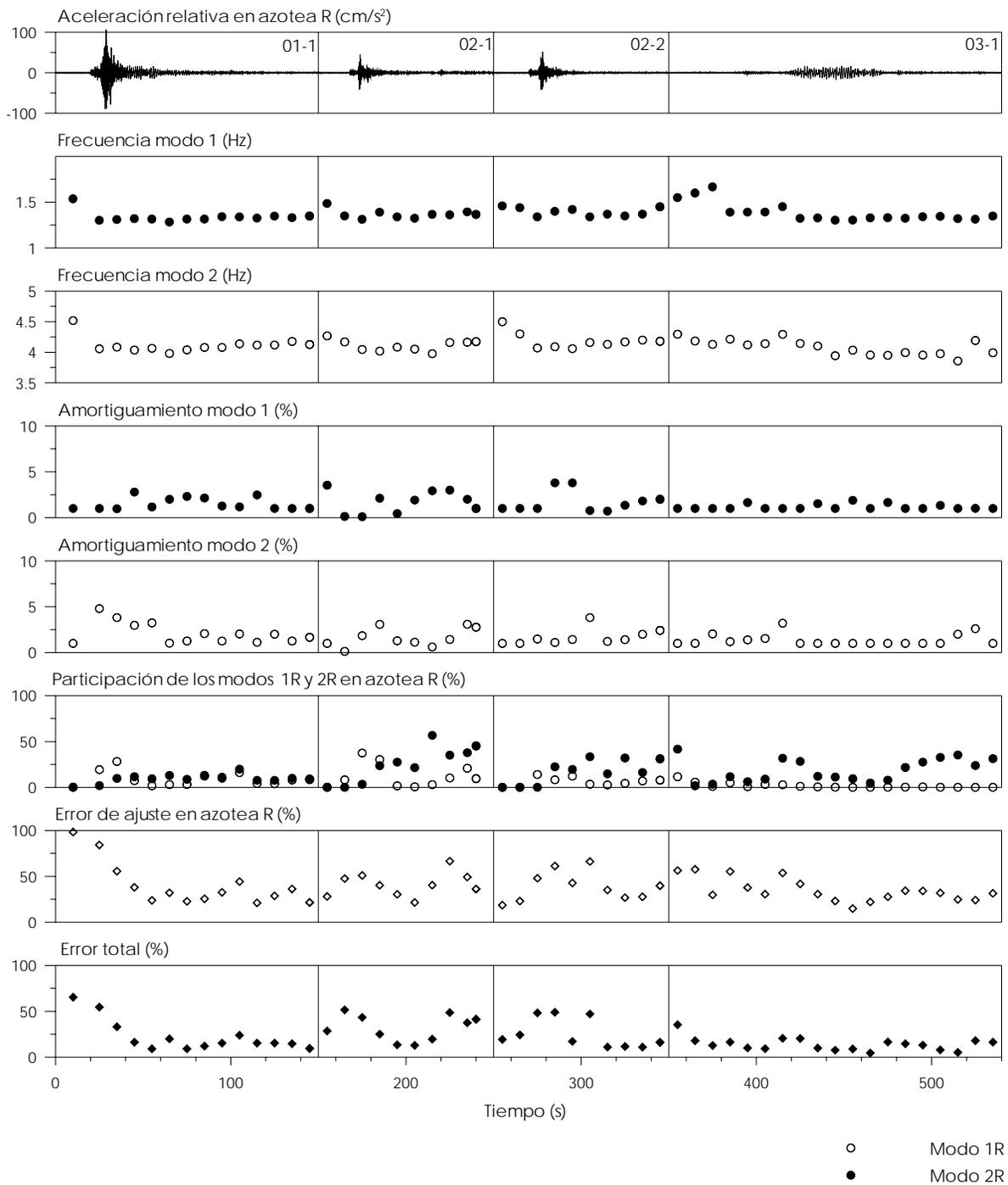


Fig 3.9 – Parámetros estimados con el modelo 3D-SIST-Ch en el componente R para los eventos 01-1, 02-1, 02-2 y 03-1

Respecto a los errores de ajuste, especialmente en el componente R, se notan ventanas en las que no fue alcanzado el valor de 40%, por debajo del cual según la experiencia (Toro, 1997; Zapata, 2001; Murià-Vila *et al.*, 2001b) el ajuste entre las señales calculada y registrada es satisfactorio. En el apéndice D (figs D.4 a D.15) puede verificarse, que en las ventanas donde el error de estimación supera 40% el ajuste entre las señales es aceptable.

En todos los eventos, los máximos errores se asocian a las ventanas iniciales y finales del registro, las cuales se caracterizan por bajas amplitudes de movimiento, en las que el ruido instrumental llega a influir significativamente produciendo un aumento de los errores de estimación (Li y Mau, 1997). Cabe aclarar que dicho fenómeno no resta validez a los parámetros identificados.

En ocasiones se presentan altos errores en ventanas ubicadas en la fase intensa de movimiento, los cuales podrían asociarse con un cambio en la rigidez del sistema, que ocasiona que un mismo modo se caracterice por más de un valor de frecuencia.

En general, se observa que los modos fundamentales en los componentes traslacionales presentan las mayores participaciones en el movimiento de la azotea respectivo, aunque se nota que durante la fase inicial del sismo, la gran riqueza de frecuencias presente en el movimiento excita los modos superiores de vibrar del sistema, produciendo un aumento de su participación. Así, en las ventanas correspondientes a este tramo, la minimización del error también dependerá del número de modos identificados.

Por otro lado, en la fig 3.9 se aprecia que los factores de participación de los modos en R en la respuesta en el mismo componente, son menores de 60%. En la mayoría de las ventanas es predominante la participación del modo fundamental (modo 1R), aunque en ocasiones, en las ventanas iniciales de la fase intensa de movimiento, la participación del segundo modo es mayor, lo cual coincide con lo observado en los componentes traslacionales.

Dada la baja participación de los modos en R en el movimiento de azotea en el mismo componente, se deduce la existencia de efectos de acoplamiento con los demás componentes. En la fig 3.10 se grafica la participación en azotea R de los modos identificados en L, T y R. En esta puede observarse que en todos los eventos, la mayor parte del movimiento en R está dominada por el modo fundamental en T, aunque en la fase intensa del movimiento también se notan participaciones significativas de los modos en L. Este fuerte acoplamiento justifica los bajos valores de participación de los modos de R.

Con el propósito de minimizar el error en las ventanas asociadas a la fase de movimiento intenso y encontrar la influencia de los demás modos superiores en la respuesta de la estructura, con el modelo 3D-SIST-Ch se identificaron dos modos adicionales en cada uno de los componentes de movimiento, para los eventos 01-1 y 02-1. De esta forma, la caracterización del sistema se conformó por 12 modos, 4 en cada componente de movimiento.

Para no repetir los resultados correspondientes a los primeros y segundos modos, en las tablas 3.6 y 3.7 y en las figs 3.11 a 3.13 se incluyen los parámetros asociados a los terceros y cuartos modos identificados, además de los errores y participaciones totales obtenidos al concluir con la identificación de los cuatro modos en cada componente de movimiento. En el apéndice C (tablas C.3 a C.6) se presentan los parámetros y errores de ajuste obtenidos en cada ventana analizada.

En las figs 3.11 a 3.13 se nota que en todos los componentes de movimiento, los modos 3 y 4 tienen su máxima participación en la fase inicial del sismo, incluyendo buena parte de la etapa de movimiento intenso, mientras que en el resto del evento su participación es casi despreciable.

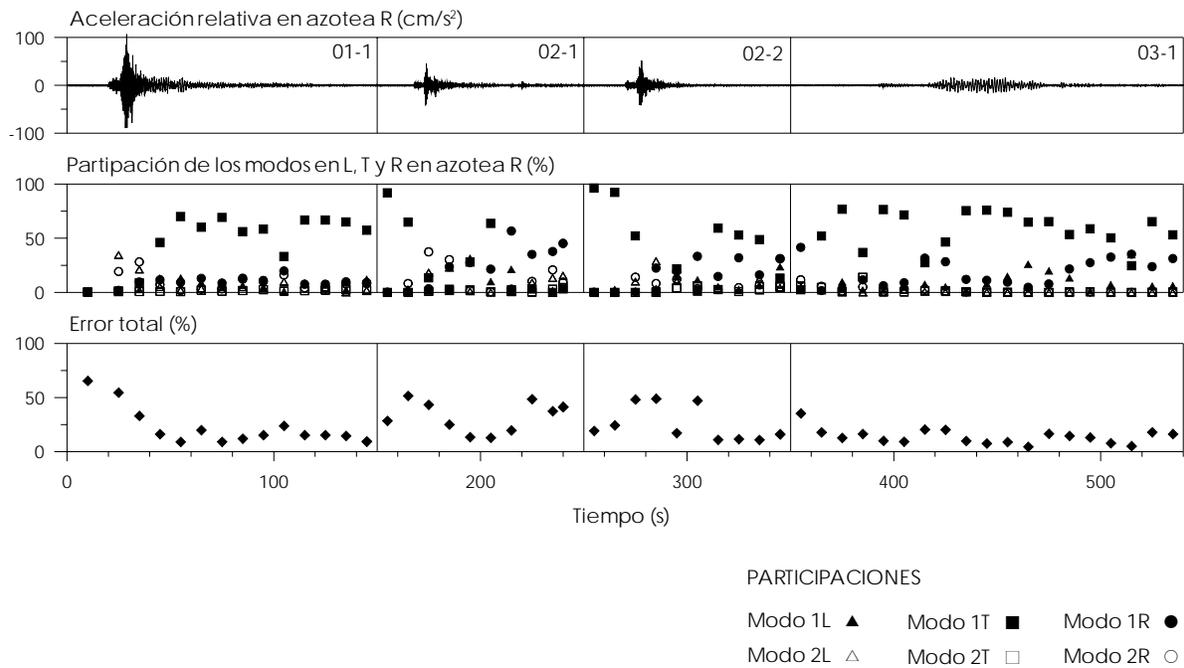


Fig 3.10 – Participación de los modos identificados en los tres componentes en el movimiento registrado en azotea R

También es posible observar que la variación de la frecuencia y el amortiguamiento en el tiempo, no define algún patrón respecto a la amplitud del movimiento, aunque en algunos casos en la fase intensa del movimiento se observan disminuciones de la frecuencia, así como incrementos del amortiguamiento.

Tabla 3.6 - Frecuencias de vibración estimadas con el modelo 3D-SIST-Ch de los terceros y cuartos modos para los eventos SI-011 y SI-021

Evento	Modo	Frecuencias (Hz)											
		L				T				R			
		$f_{min} - f_{max}$	f_p	f_{DE}	CV(%)	$f_{min} - f_{max}$	f_p	f_{DE}	CV(%)	$f_{min} - f_{max}$	f_p	f_{DE}	CV(%)
SI-011	3	7.62-8.76	8.10	0.34	4.14	4.73-5.21	4.83	0.12	2.55	6.26-7.05	6.63	0.27	4.09
	4	11.7-13.4	12.6	0.51	4.10	7.06-7.66	7.25	0.16	2.21	9.29-10.4	9.65	0.30	3.07
SI-021	3	7.58-8.66	8.06	0.41	5.03	4.62-4.98	4.80	0.12	2.54	6.31-6.99	6.61	0.26	3.89
	4	11.2-12.5	11.9	0.49	4.10	6.95-7.47	7.28	0.16	2.14	9.03-10.1	9.41	0.36	3.83

Tabla 3.7 - Amortiguamientos estimados con el modelo 3D-SIST-Ch de los terceros y cuartos modos para los eventos SIS-011 y SIS-021

Evento	Modo	Frecuencias (Hz)											
		L				T				R			
		$\xi_{min} - \xi_{max}$	ξ_p	ξ_{DE}	CV(%)	$\xi_{min} - \xi_{max}$	ξ_p	ξ_{DE}	CV(%)	$\xi_{min} - \xi_{max}$	ξ_p	ξ_{DE}	CV(%)
SI-011	3	1.00-7.84	5.48	1.85	33.79	0.88-3.44	2.33	0.81	34.69	0.01-8	4.09	2.65	64.72
	4	1.37-9.26	4.64	2.14	46.19	2.39-6.62	4.20	1.53	36.39	1.76-5.28	3.46	1.15	33.11
SI-021	3	1.00-7.47	3.89	2.44	62.66	0.97-4.00	1.72	1.24	72.07	1.00-8.59	3.54	2.31	65.31
	4	1.00-7.00	3.64	2.01	55.28	1.00-5.01	2.50	1.15	45.86	1.00-7.22	2.67	1.91	71.77

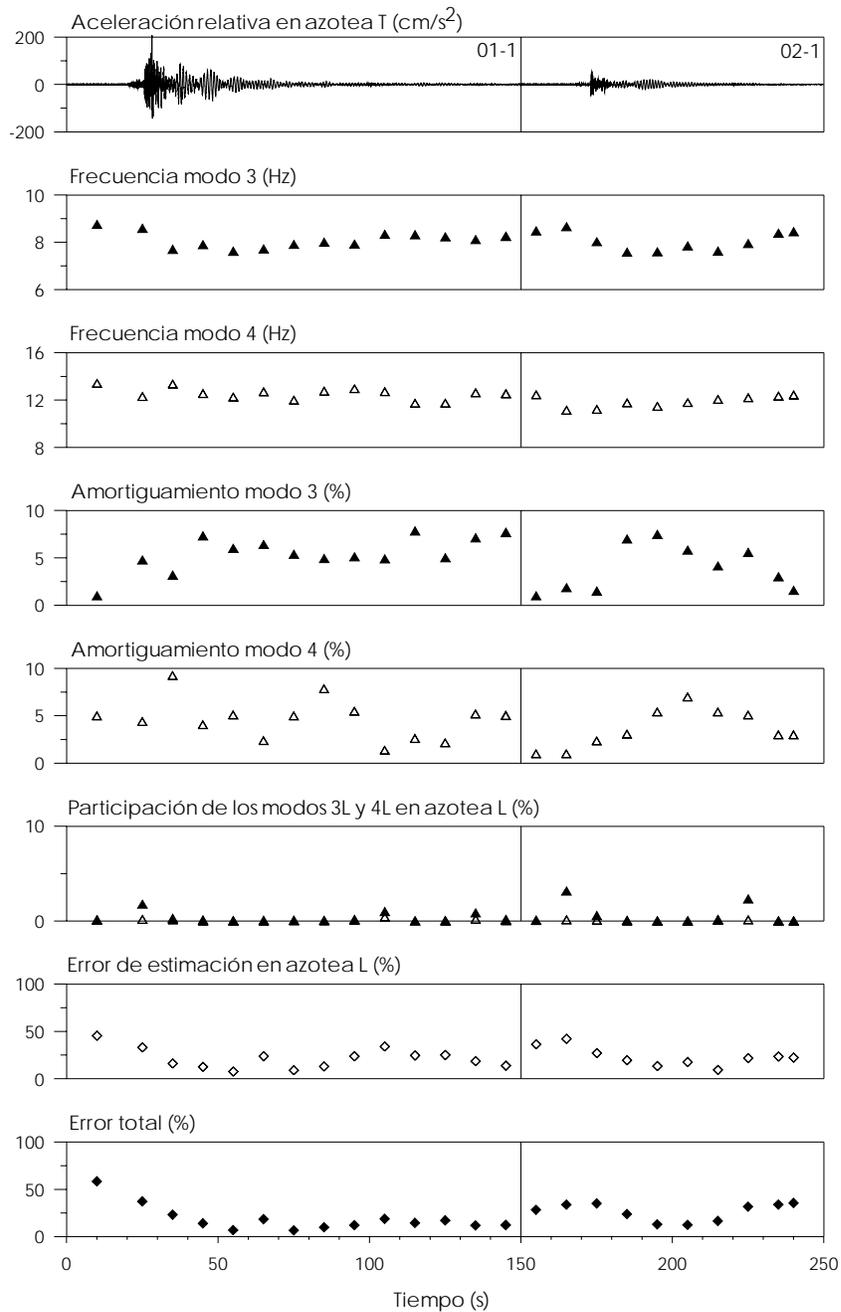


Fig 3.11 – Parámetros estimados con el modelo 3D-SIST-Ch en el componente L para los modos 3 y 4 con los eventos 01-1 y 02-1

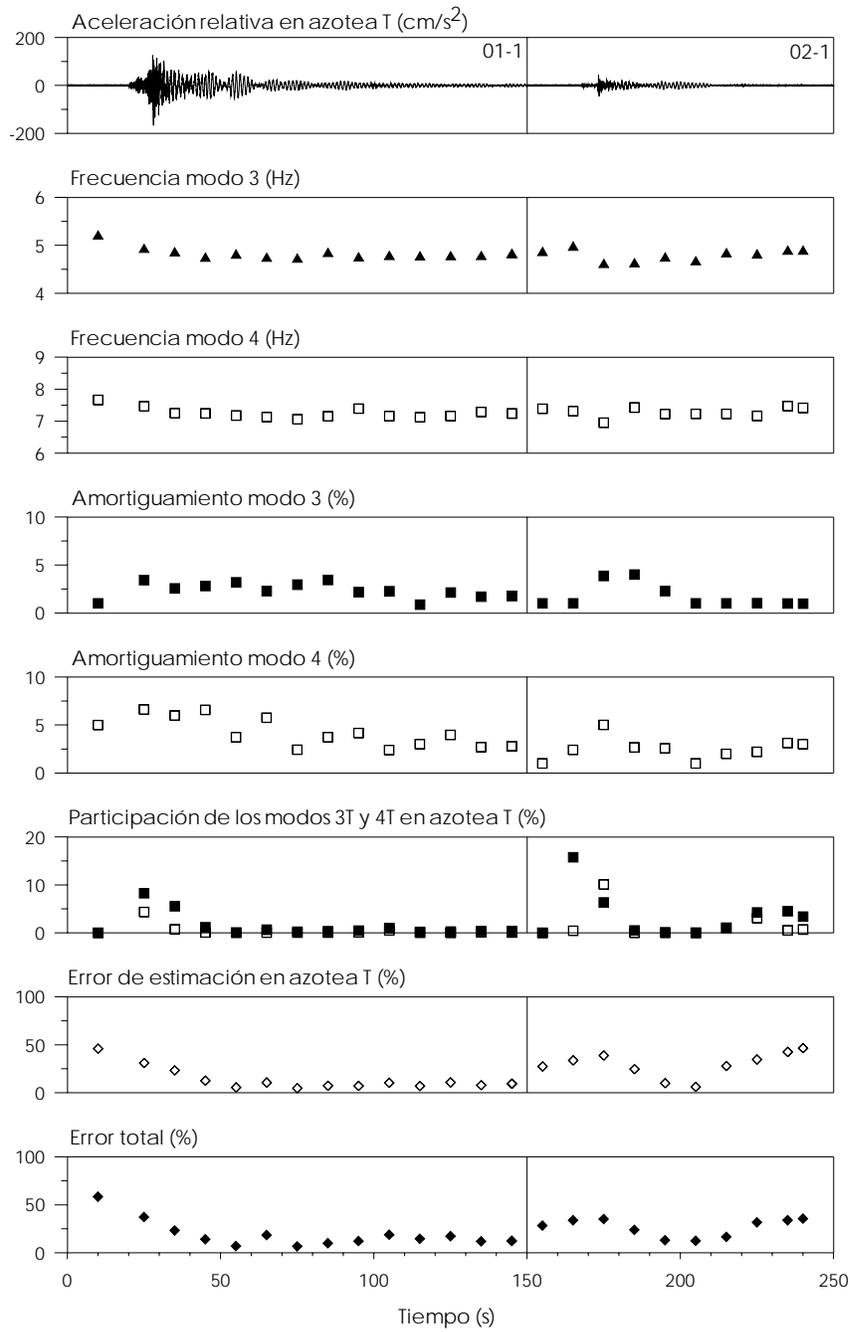


Fig 3.12 – Parámetros estimados con el modelo 3D-SIST-Ch en el componente T para los modos 3 y 4 con los eventos 01-1 y 02-1

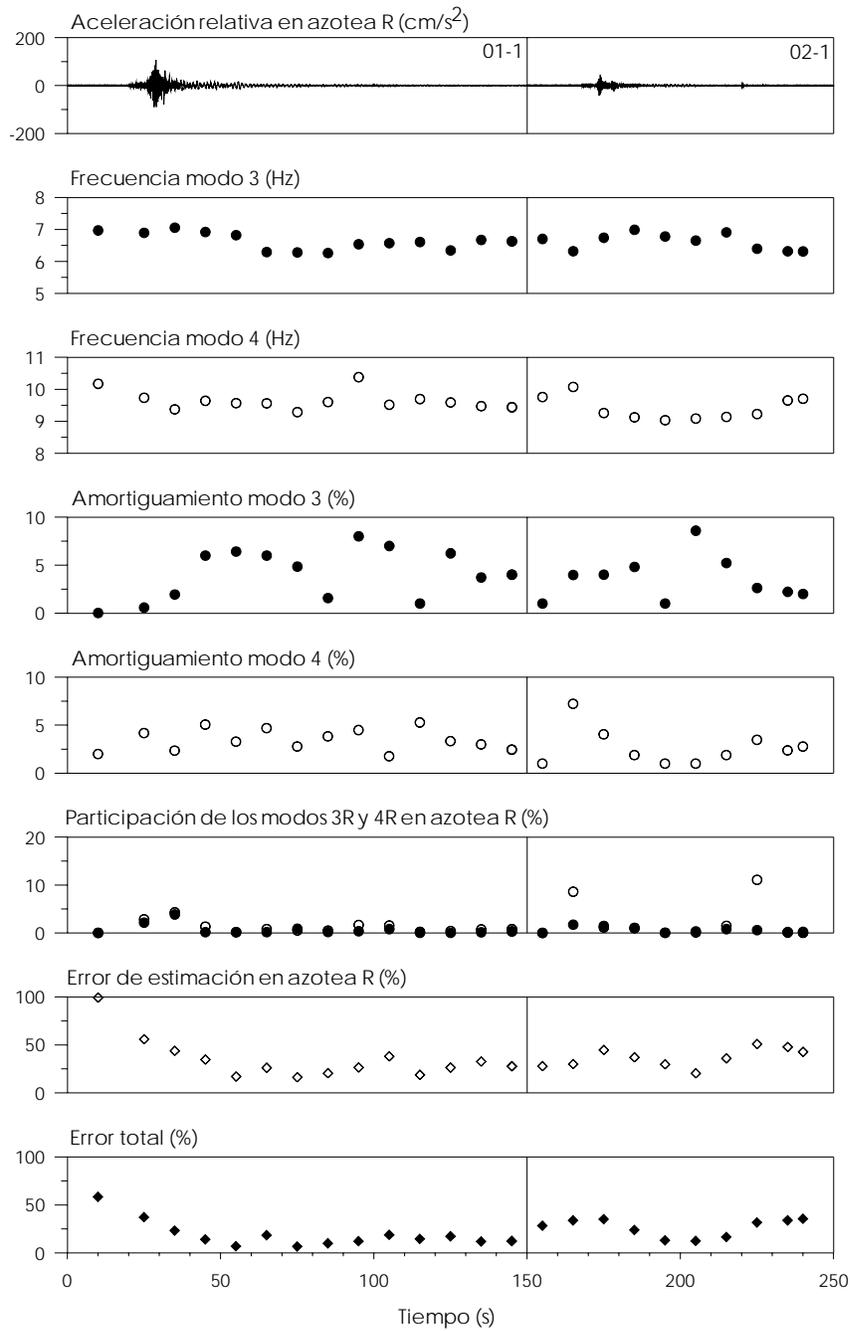


Fig 3.13 – Parámetros estimados con el modelo 3D-SIST-Ch en el componente R para los modos 3 y 4 con los eventos 01-1 y 02-1

Dado el fuerte acoplamiento entre los modos superiores identificados, con el modelo 3D-SIST-Ch no se tuvo una total certidumbre sobre la correcta asociación de los parámetros identificados a los componentes de movimiento. Debido a esto, se realizó un análisis adicional usando los modelos tridimensionales 3D-SIST-G en los que se incluyeron los registros de los niveles intermedios.

Debido a limitaciones propias del programa MIMO, el modelo grande se dividió en dos modelos denominados 3D-SIST-G_{LR} y 3D-SIST-G_T, los cuales se esquematizan en las figs 2.3 y 2.4. Con estos modelos se analizó el evento 01-1, el cual es el sismo de mayor intensidad registrado.

En las tablas 3.8 y 3.9 se presentan los resultados obtenidos con estos modelos, de los cuales, los valores asociados con L y R corresponden al modelo 3D-SIST-G_{LR}, mientras que los resultados en T se obtuvieron del modelo 3D-SIST-G_T, tal como se explica en la sección 2.2.2. Además, en las figs 3.14 a 3.16 se presentan los valores de frecuencias, amortiguamientos y errores totales obtenidos con estos modelos, a la vez que se comparan con los resultados derivados del modelo 3D-SIST-Ch.

Tabla 3.8 - Frecuencias de vibración estimadas con los modelos 3D-SIST-G_{LR} y 3D-SIST-G_T para el evento 01-1

Modo	L				T				R			
	f _{min} - f _{max}	f _p	f _{DE}	CV(%)	f _{min} - f _{max}	f _p	f _{DE}	CV(%)	f _{min} - f _{max}	f _p	f _{DE}	CV(%)
1	0.96-1.12	1.01	0.04	3.46	0.79-0.88	0.80	0.03	3.12	1.27-1.53	1.34	0.07	4.78
2	3.53-4.04	3.77	0.14	3.64	2.60-2.93	2.66	0.07	3.23	3.83-4.53	4.08	0.15	3.60
3	7.62-8.78	8.20	0.39	4.72	4.72-5.24	4.82	0.14	2.91	6.28-7.22	6.68	0.30	4.54
4	11.6-13.4	12.4	0.45	3.60	6.92-7.78	7.22	0.22	3.03	9.24-10.4	9.64	0.31	3.25

Tabla 3.9 - Amortiguamientos estimados con los modelos 3D-SIST-G_{LR} y 3D-SIST-G_T para el evento 01-1

Modo	L				T				R			
	ξ _{min} -ξ _{max}	ξ _p	ξ _{DE}	CV(%)	ξ _{min} -ξ _{max}	ξ _p	ξ _{DE}	CV(%)	ξ _{min} -ξ _{max}	ξ _p	ξ _{DE}	CV(%)
1	0.10-4.36	1.84	1.25	67.62	1.00-3.63	1.78	0.66	37.29	0.42-2.70	1.35	0.67	49.59
2	1.00-6.14	2.83	1.55	54.75	0.32-4.34	1.99	1.17	58.62	0.32-5.46	1.85	1.38	74.78
3	1.00-10.1	5.36	2.38	44.45	1.00-3.92	2.34	0.82	35.20	0.09-7.51	2.92	2.27	77.86
4	0.13-12.9	4.54	3.36	73.46	2.92-7.92	5.44	1.86	34.23	0.61-9.85	3.58	2.10	58.69

En las figs D.16 a D.18 se presentan los ajustes de las señales registradas y calculadas en el dominio del tiempo y de la frecuencia, de tal manera que los resultados para los componentes L y R se asocian al modelo 3D-SIST-G_{LR} y los resultados para T corresponden al modelo 3D-SIST-G_T.

En dichas figuras puede observarse que las frecuencias estimadas con el modelo chico y los modelos grandes llegan a valores muy similares, presentando ligeras variaciones en algunas ventanas en las que la amplitud del movimiento es máxima o mínima.

En cuanto a los amortiguamientos también se nota una buena concordancia en los resultados, aunque con una mayor variación de los valores, especialmente en los modos superiores en los tres componentes de movimiento. Este efecto se debe en gran parte a la inestabilidad propia que presenta este parámetro en el proceso de identificación (Li y Mau, 1991; Li y Mau, 1997; Murià-Vila *et al.* 2001b).

El error total de estimación en todas las ventanas y todos los componentes presenta valores muy similares, excepto en la primera ventana procesada, en la que con los modelos grandes se obtiene un error menor.

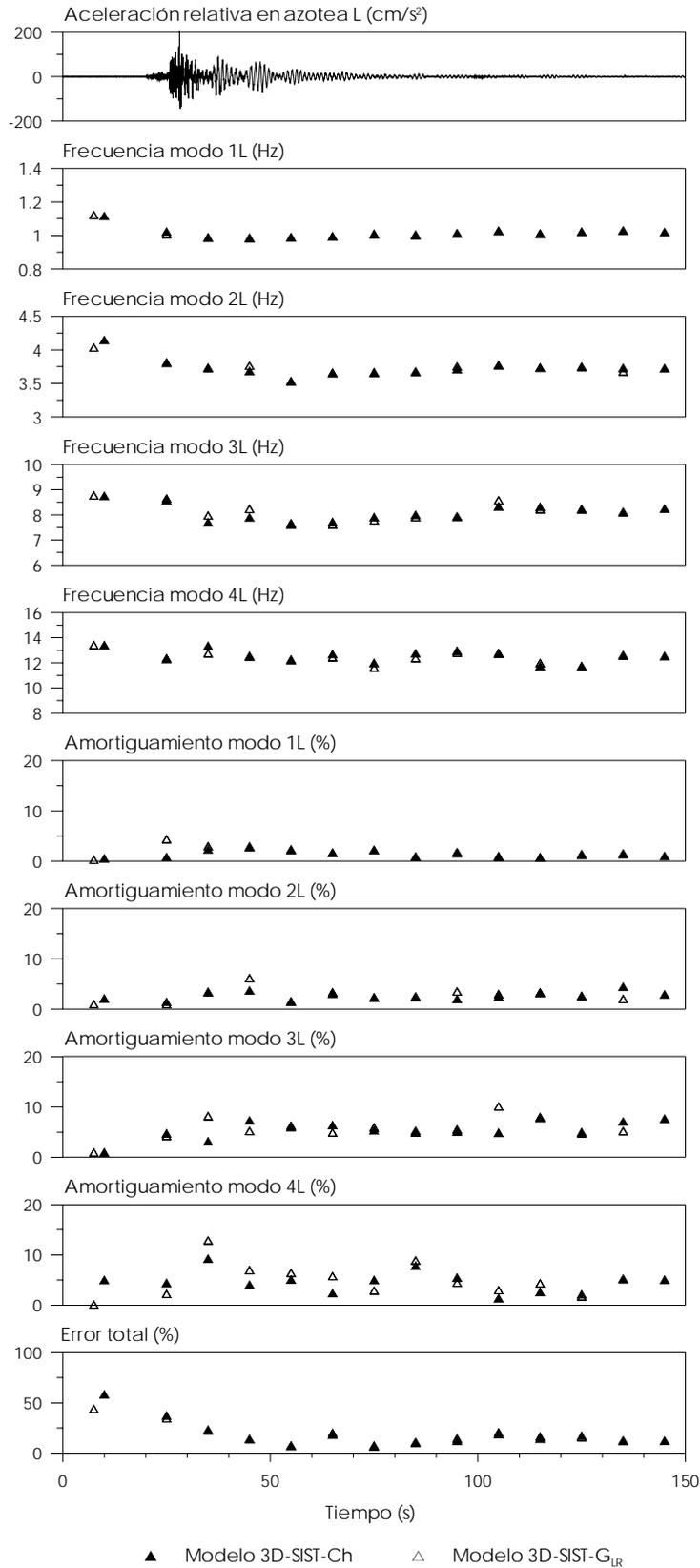


Fig 3.14 – Parámetros estimados con los modelos 3D-SIST-Ch y 3D-SIST-GLR en el componente L

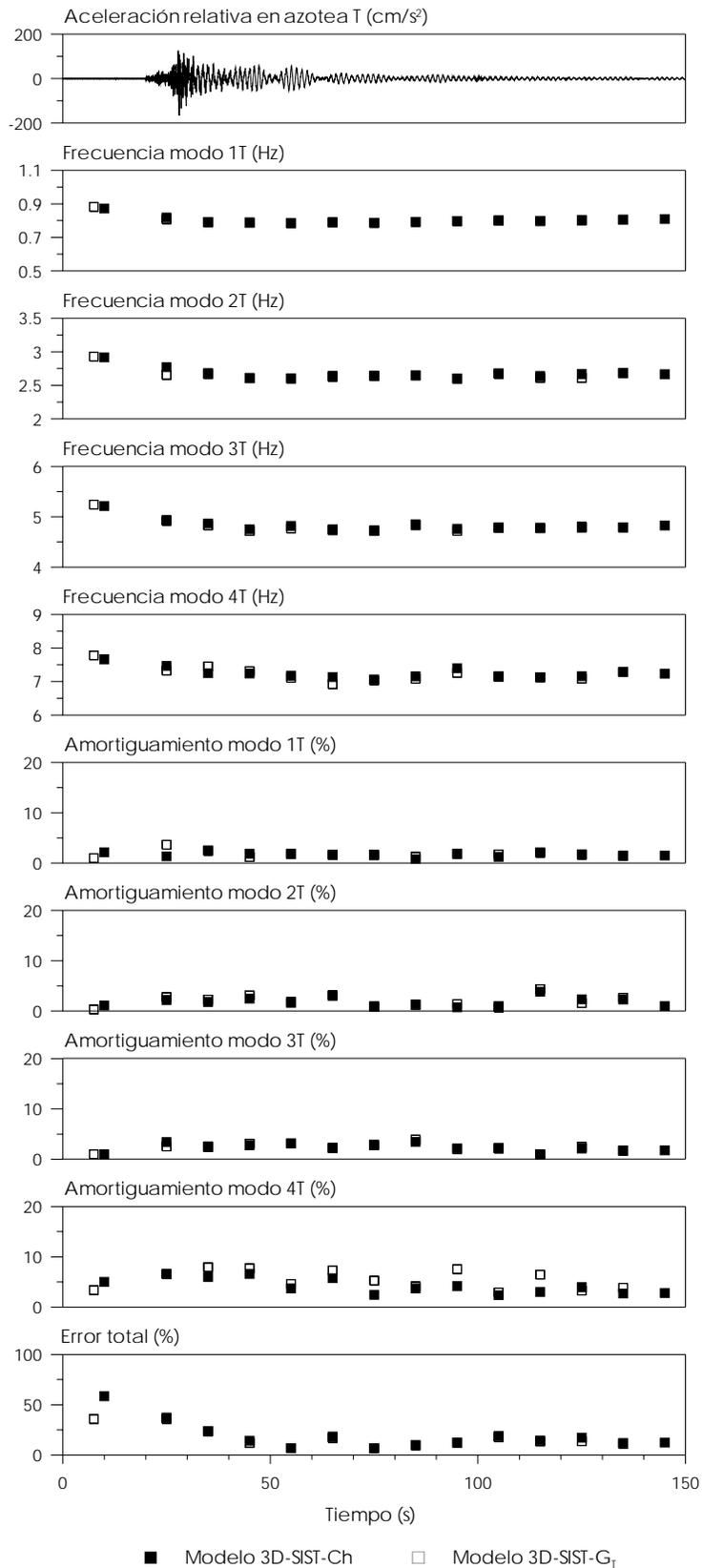


Fig 3.15 – Parámetros estimados con los modelos 3D-SIST-Ch y 3D-SIST-G_T en el componente T

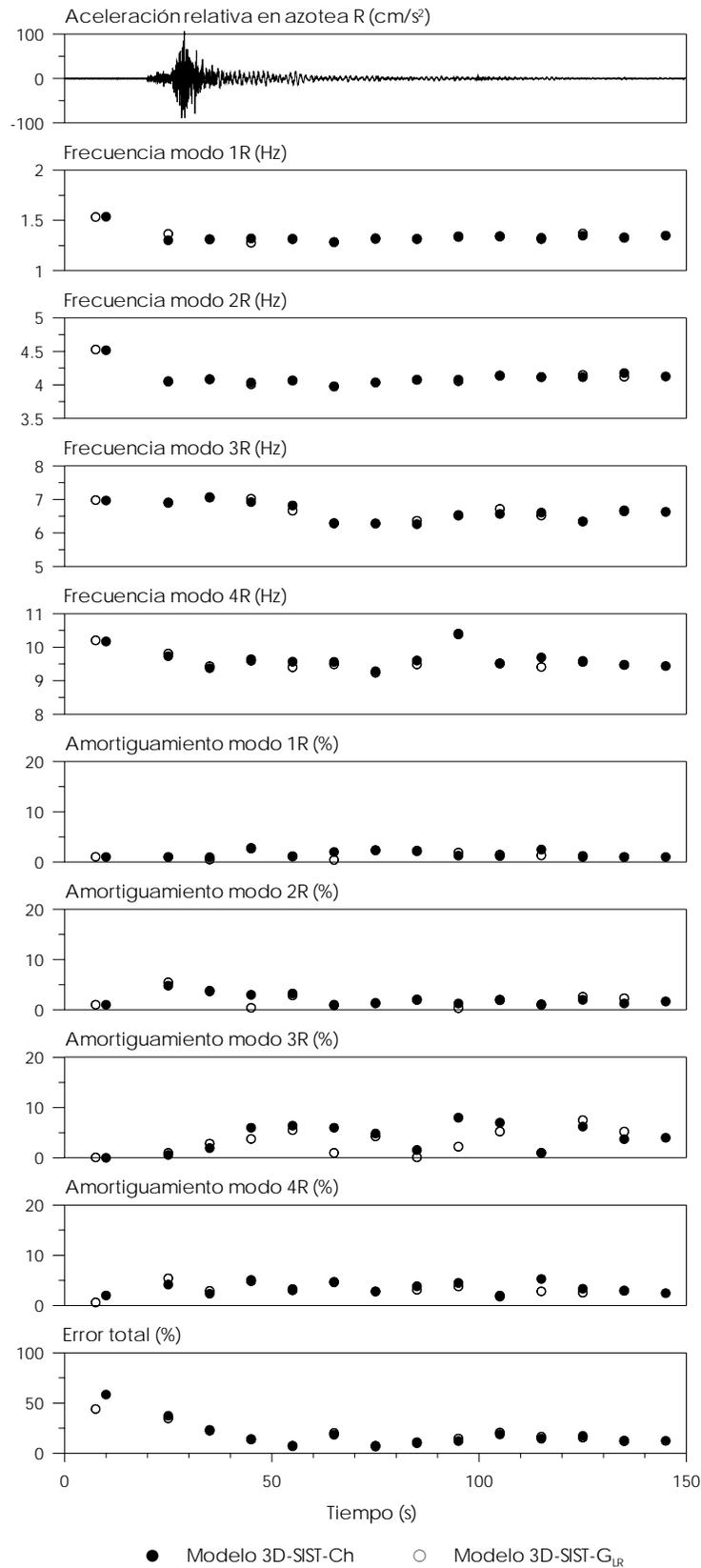


Fig 3.16 – Parámetros estimados con los modelos 3D-SIST-Ch y 3D-SIST-G_{LR} en el componente R

En las figs 3.17 a 3.19 se presentan los factores de participación de los modos identificados en las respuestas. Cabe aclarar en el componente R (fig 3.19) solamente se presentan las participaciones en tres de los cuatro niveles instrumentados, dado que fueron estas las señales incluidas en el modelo 3D-SIST- G_{LR} .

Las respuestas de todos los niveles en los componentes L y T están controladas por su modo fundamental, aunque puede notarse que en el componente L se presenta acoplamiento con el modo 2R en el intervalo que contiene la fase inicial del sismo incluyendo la zona de máximas amplitudes. En el caso de las respuestas en R, el movimiento es controlado principalmente por el modo fundamental en T, aunque en varias ventanas se nota un fuerte acoplamiento con los modos 2L y 2R, especialmente en la etapa inicial del sismo.

En los tres componentes se puede detectar que los modos superiores se activan en la fase inicial del movimiento, así como en el consecutivo intervalo de amplitudes máximas. En este intervalo, la participación de dichos modos es relevante y en ocasiones llega a ser mayor que la del modo fundamental.

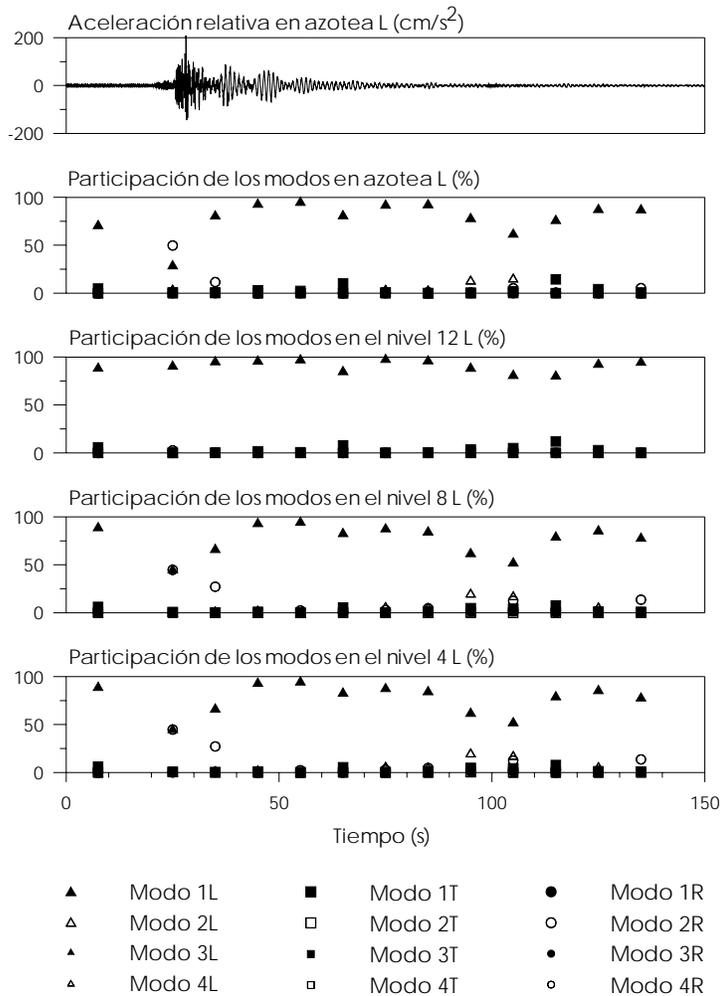


Fig 3.17 – Factores de participación de los modos identificados en las respuestas en L del modelo 3D-SIST- G_{LR}

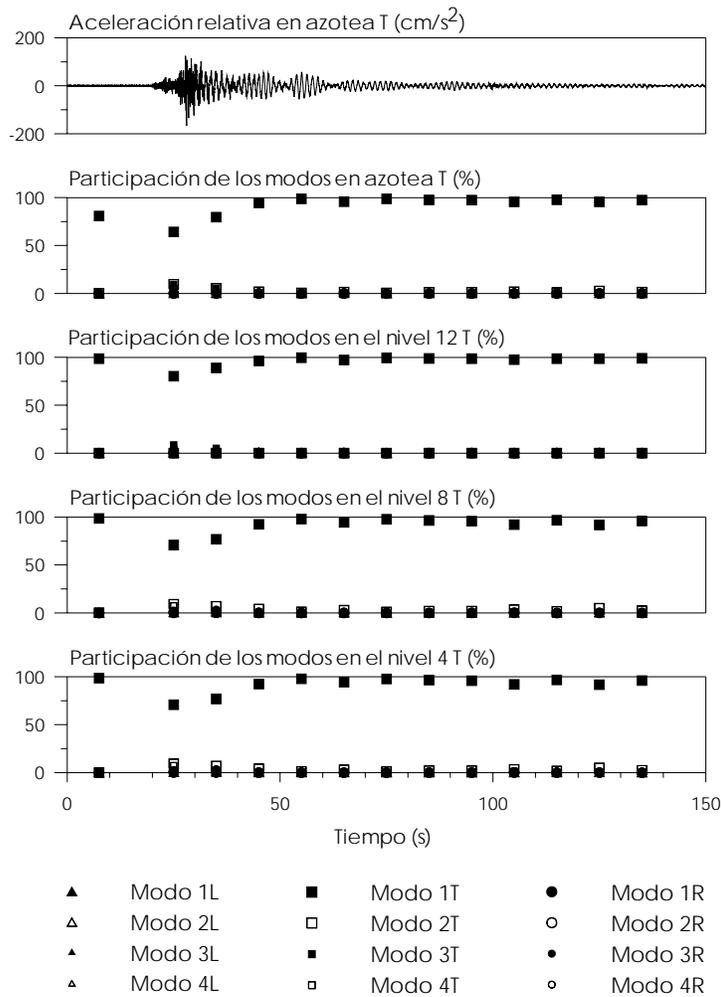


Fig 3.18 – Factores de participación de los modos identificados en las respuestas en T del modelo 3D-SIST-G_T

Finalmente, para cuantificar la dispersión de los valores de frecuencia estimados con el modelo 3D-SIST-Ch respecto a los resultados obtenidos con los modelos grandes 3D-SIST-G_{LR} y 3D-SIST-G_T, se calculó un índice de variación de los valores en cada ventana (ec 3.1). Los resultados se presentan en detalle en el apéndice C (tabla C.11).

$$i_v = \frac{P_s - P_g}{P_s} * 100 \tag{3.1}$$

donde,

- i_v índice de variación del parámetro estimado con el modelo grande respecto a aquel estimado con el modelo chico, expresado en porcentaje
- P_s parámetro estimado con el modelo chico
- P_g parámetro estimado con el modelo grande.

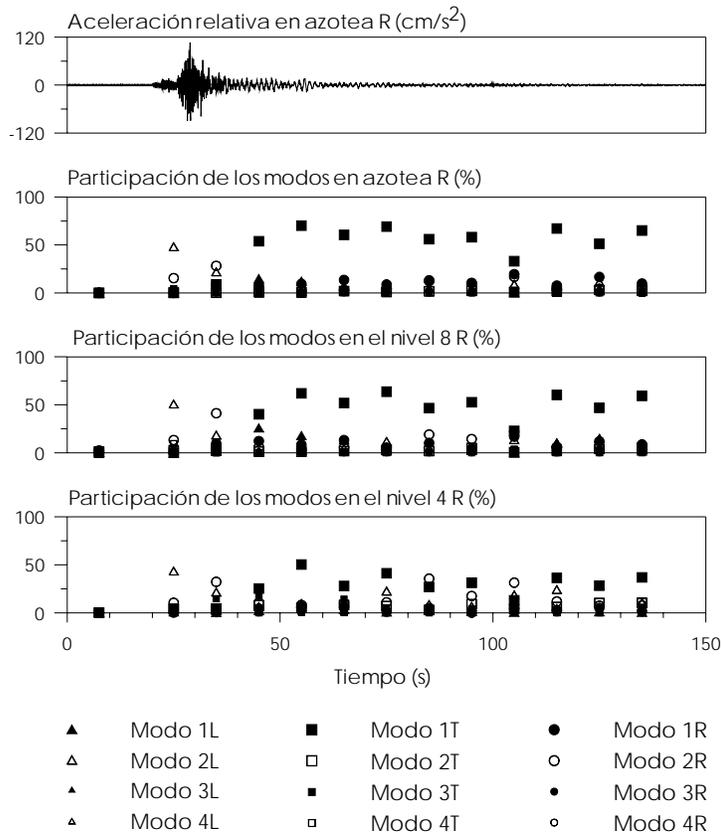


Fig 3.19 – Factores de participación de los modos identificados en las respuestas en R del modelo 3D-SIST-GLR

De acuerdo con los cálculos, los índices de variación del modelo chico respecto a los grandes llegan a valores máximos de 4.7% y 2.7% para el modelo 3D-SIST-GLR y el modelo 3D-SIST-GT, respectivamente, lo cual indica una variación muy pequeña entre los resultados.

De esta forma se corroboran las afirmaciones de Zapata (2001) y Palacios (2003) respecto a que la identificación de los parámetros dinámicos de un sistema puede realizarse con un buen ajuste usando modelos chicos en los que únicamente se tengan en cuenta las respuestas en la azotea.

En este sentido cabe recordar que cuando se tienen estructuras instrumentadas en varios niveles, es posible realizar estimaciones más realistas de las distorsiones de entrepiso, así como de las formas modales asociadas a las características dinámicas del sistema. Para esto, es necesario emplear modelos grandes que contengan las señales de respuesta tanto en los niveles intermedios como en la azotea, los cuales, debido a la cantidad de información que contienen, demandan mayor tiempo de proceso respecto a los modelos chicos.

En las figs 3.20 a 3.22 se presentan las formas modales identificadas con los modelos 3D-SIST-GLR y 3D-SIST-GT. En el caso de R, debido a que el modelo 3D-SIST-GLR solamente cuenta con las respuestas de tres de los cuatro niveles instrumentados (fig 2.3), no se pudo definir de manera clara la forma del cuarto modo, por lo que en la fig 3.22 para este componente se presentan las formas modales asociadas a los tres primeros modos de vibrar.

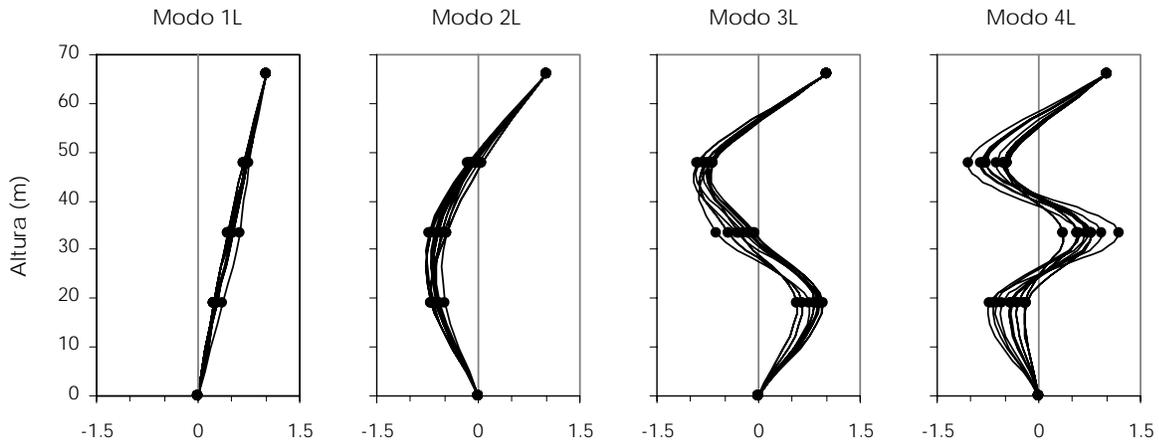


Fig 3.20 – Formas modales del edificio SIS en el componente L obtenidas con el modelo 3D-SIST-G_{LR} con el evento 01-1

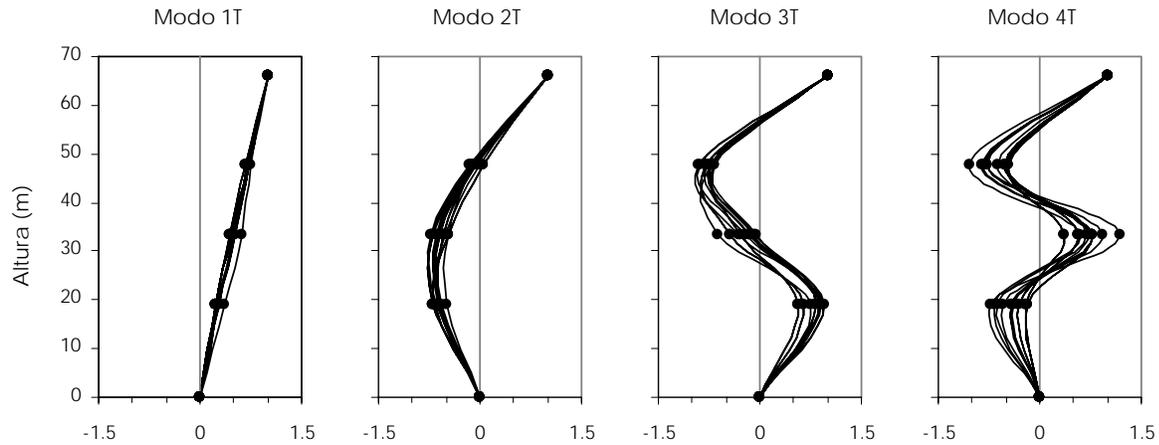


Fig 3.21 – Formas modales del edificio SIS en el componente T obtenidas con el modelo 3D-SIST-G_T con el evento 01-1

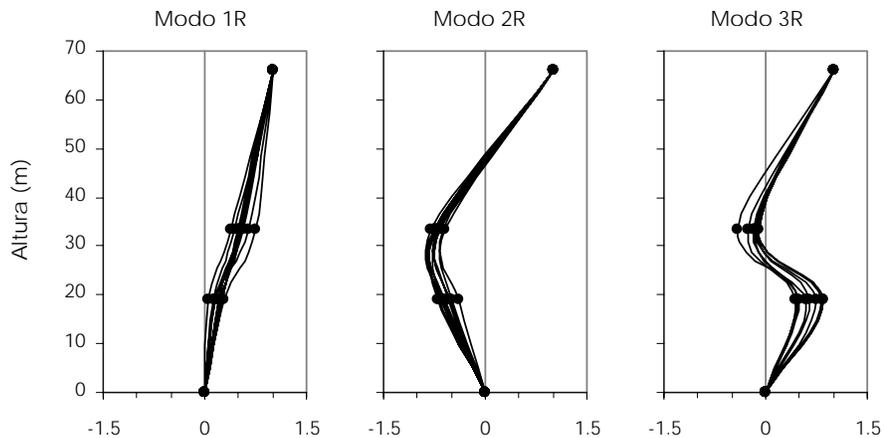


Fig 3.22 – Formas modales del edificio SIS en el componente R obtenidas con el modelo 3D-SIST-G_{LR} con el evento 01-1

CAPÍTULO 4

ESTIMACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA PARA EL EDIFICIO PC

Cuando un edificio se encuentra apoyado sobre suelo blando, su respuesta dinámica puede verse afectada por los efectos de interacción suelo-estructura, los cuales modifican las propiedades dinámicas del sistema. Dichos efectos dependen de varios factores que reflejan las características de la estructura, la cimentación y el suelo de soporte.

Dado que entre los tres edificios en estudio, el PC no cuenta con un análisis completo de los efectos ISE y su influencia en el comportamiento global del sistema, en este capítulo se presentan los resultados asociados a la identificación de las propiedades dinámicas de dichos efectos mediante el uso de las técnicas experimentales y los procedimientos analíticos descritos en el capítulo dos. En el análisis de señales completas fueron estudiados los eventos 99-1, 99-2, 99-3 y 99-4, de los cuales el 99-1 y 99-3 presenta la mayor intensidad dentro de la colección de eventos que cuentan con registros en el terreno, como se aprecia en la tabla 1.2. En el caso de los análisis por ventanas se estudió el sismo 99-3 por ser el último evento intenso registrado en el edificio.

Por su parte, el estudio de los efectos ISE para los edificios JAL y SIS fue desarrollado en los trabajos de Zapata (2001) y Taborda (2003), respectivamente, mientras que en el trabajo de Murià *et al.* (2004) se presenta una síntesis y comparación entre los resultados obtenidos para ambos edificios.

Cabe anotar que el trabajo desarrollado en los tres edificios no contempla distinción entre la causa inercial o cinemática de los efectos ISE dada la conocida complejidad que implica establecer dicha diferencia. Solamente en el análisis espectral se recurrió a una estimación cualitativa del efecto de promediado de la base como evidencia de la existencia los efectos cinemáticos. De esta forma queda planteada esta incertidumbre para futuras investigaciones con base en estudios recientes tales como los desarrollados por Kim y Stewart (2003), Stewart *et al.* (2004) y Avilés y Pérez-Rocha (2004).

4.1. ESTIMACIÓN DE LAS FRECUENCIAS ASOCIADAS CON LOS MOVIMIENTOS DE LA ESTRUCTURA Y DE LA BASE

De acuerdo con la descomposición del movimiento del sistema planteada en la ec 2.1, en esta sección se estudian los movimientos de la estructura cuando se considera su base empotrada, así como los movimientos de traslación, cabeceo y giro por torsión de la base cuando se considera que la estructura se mueve como cuerpo rígido. Los métodos y modelos empleados se explican con detalle en el capítulo dos.

4.1.1. Análisis espectral de señales completas

Inicialmente, se hizo una estimación aproximada de la presencia de los efectos ISE calculando para los tres componentes ortogonales de movimiento L, T y V los cocientes espectrales entre los movimientos obtenidos en el centro del sótano del edificio y el terreno (Sot-cen/Jr), los cuales permiten determinar el movimiento efectivo de la base de la cimentación. En las figs 4.1 a 4.3 se presentan dichos cocientes en los tres componentes de movimiento (L, T y R) para los registros asociados a los sismos 99-1, 99-2, 99-3 y 99-4.

Es importante aclarar que al estudiar las señales del sótano, no es posible hacer una distinción clara del origen de los efectos ISE, pues los efectos asociados a la interacción cinemática están contenidos de forma inherente en la respuesta registrada en el sótano.

Adicionalmente, se deben tener en cuenta las posibles fuentes de imprecisión involucradas en este tipo de análisis, las cuales se asocian con la manipulación matemática de las funciones, la falta de resolución y existencia de ruido en los registros, así como con los efectos de acoplamiento entre los componentes de movimiento o la presencia de comportamiento no lineal en el sistema estudiado.

En las figs 4.1 a 4.3, se nota que los cocientes Sot-cen/Jr oscilan alrededor de uno entre 0 y 1 Hz. Dentro de este intervalo se pueden apreciar ampliificaciones y ligeros abatimientos del movimiento del terreno en frecuencias cercanas a las fundamentales del sistema y del suelo, respectivamente. Después de dicho intervalo y hasta aproximadamente 2 Hz, los cocientes oscilan bruscamente con una fuerte tendencia al abatimiento del movimiento, entre el cual se intercalan las máximas amplitudes. Posteriormente se nota una notable atenuación y finalmente en altas frecuencias, en especial en T y V se observa una ligera recuperación en la amplitud con oscilaciones suaves que tienden a uno.

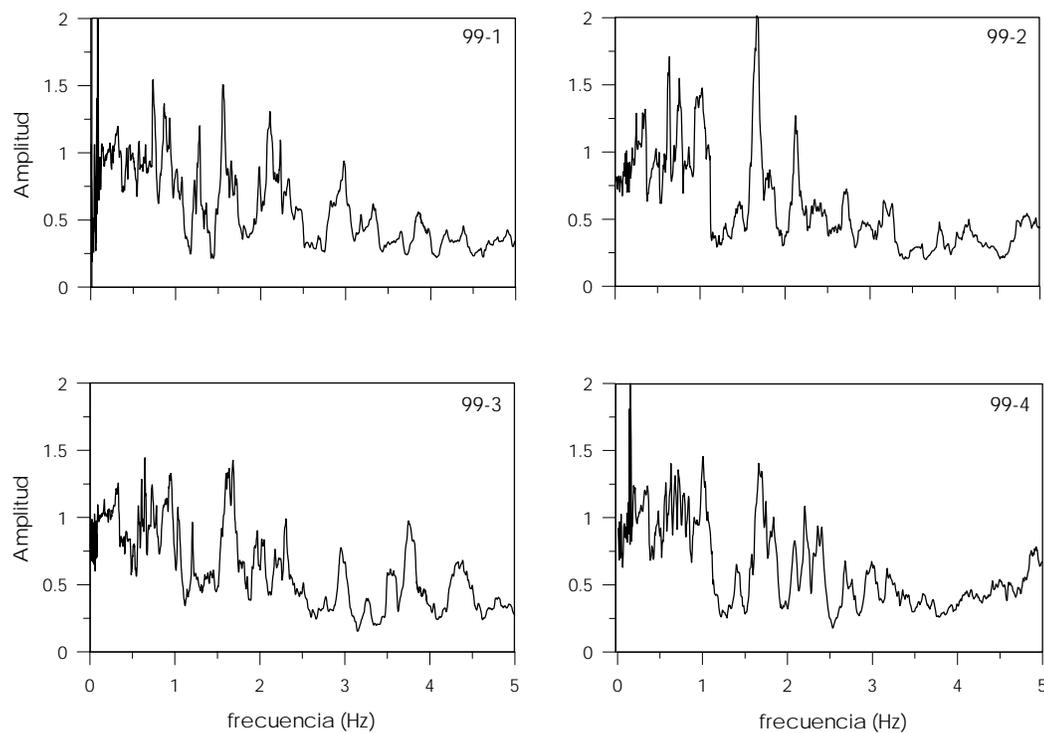


Fig 4.1 – Cocientes espectrales entre los puntos Sot-cen/Jr en el componente L

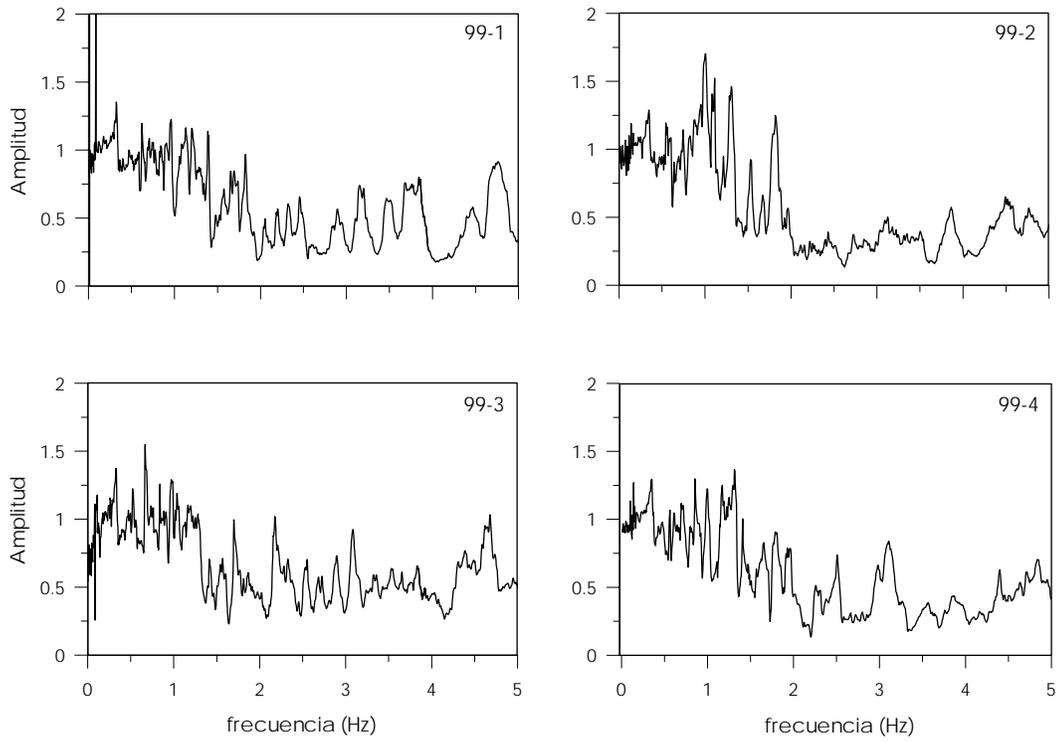


Fig 4.2 – Cocientes espectrales entre los puntos Sot-cen/Jr en el componente T

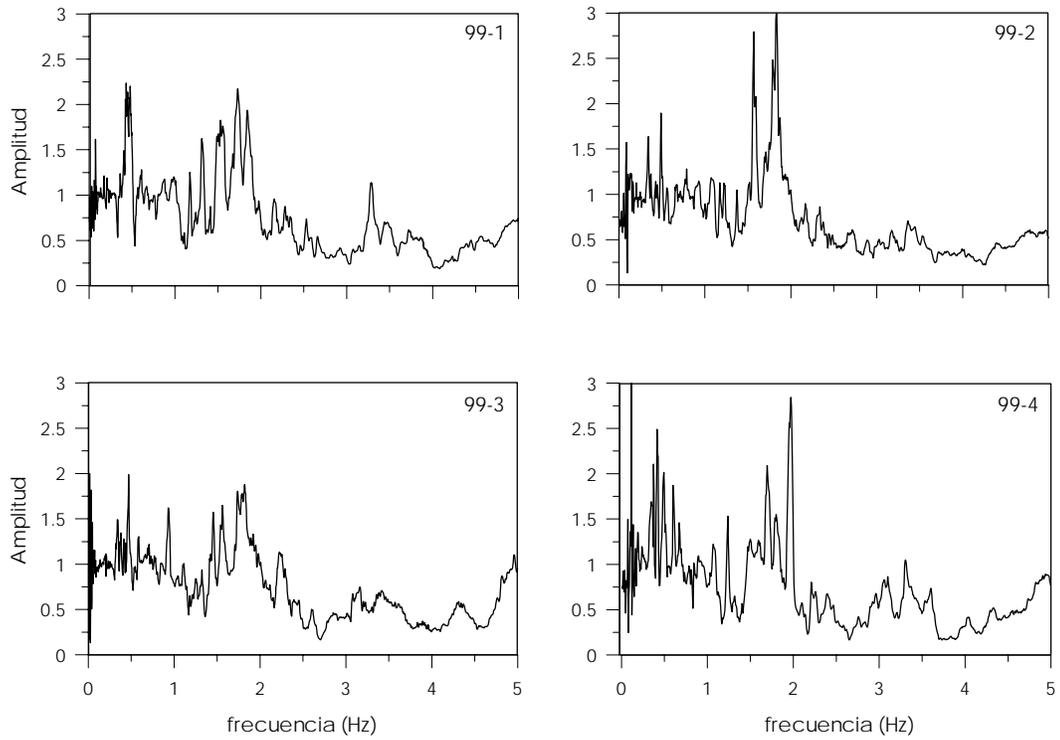


Fig 4.3 – Cocientes espectrales entre los puntos Sot-cen/Jr en el componente V

El abatimiento del movimiento del sótano respecto al terreno revela principalmente la existencia de interacción cinemática entre el suelo y la estructura, la cual es originada por la presencia de la cimentación y la incidencia de las ondas sísmicas. Cuando dichas ondas inciden sobre la cimentación, la rigidez propia de esta le impide ajustarse a las deformaciones del suelo, produciendo un fenómeno de difracción de ondas que modifica el movimiento del suelo en la proximidad del cimiento. La superposición de las ondas incidentes y reflejadas por la superficie del terreno con las ondas difractadas por la cimentación provoca que el movimiento efectivo de la excitación cambie respecto a aquel sin perturbar generándose cabeceo, giro y torsión de la cimentación.

Adicionalmente, si el cimiento es suficientemente rígido, la interacción cinemática también se manifiesta con la reducción de los movimientos de traslación de la cimentación, lo cual se conoce como filtrado o promediado de la excitación. Este fenómeno consiste en la supresión de las ondas de longitud corta (alta frecuencia) dejando pasar a las de baja frecuencia que logran superar el filtro físico impuesto por la geometría de la cimentación. Así, las ondas que superan la longitud de la cimentación inducen movimientos sobre la misma, generando los efectos inerciales, los cuales producen un alargamiento en el periodo fundamental del sistema, así como la modificación del amortiguamiento asociado y una reducción de la ductilidad, respecto a las propiedades de la estructura con base rígida.

Conociendo que el fenómeno de interacción cinemática es un problema complejo que requiere del estudio de variables adicionales relacionadas con la propagación de las ondas, la flexibilidad de la cimentación y sus condiciones de enterramiento, entre otras, en este trabajo solamente se incluye una estimación cualitativa y somera referente al efecto de promediado de las ondas por la losa de cimentación.

Esta estimación parte de simplificaciones tales como considerar la cimentación como un cuerpo rígido sobre el cual inciden ondas de manera vertical. De tal forma que a partir de algunas expresiones comúnmente usadas por varios autores (Todorovska y Trifunac, 1990), a continuación se describe un procedimiento simplificado con el que se definió de manera aproximada la frecuencia límite a partir de la cual los efectos de interacción cinemática por promediado de la base comienzan a afectar el comportamiento del sistema.

Conociendo que la longitud de la onda incidente puede definirse como

$$\lambda = T \cdot V_s = \frac{2\pi \cdot V_s}{\omega} = \frac{V_s}{f} \quad (4.1)$$

donde

- λ longitud de onda
- T período de excitación
- ω frecuencia circular de excitación
- f frecuencia de excitación

y además definiendo la frecuencia de excitación en términos de la frecuencia adimensional

$$\eta = \frac{2a}{V_s \cdot T} \quad (4.2)$$

donde

- η frecuencia adimensional
- a semiancho de la cimentación

se puede establecer que

$$\eta = \frac{2a}{\lambda} \quad (4.3)$$

por lo que η resulta ser el número de longitudes de onda de corte que inciden en el semiespacio, que cabrían en una longitud igual al ancho de la cimentación ($2a$).

Considerando que la cimentación se comporta como un cuerpo rígido y que la longitud de onda es tal que equivale a dos veces el ancho del cajón ($\lambda = 4a$), se encuentra un valor límite de η a partir del cual comienza a ser relevante el efecto del promediado de las ondas, que podría tomarse como indicador de la influencia de los efectos ISE cinemáticos en el sistema estudiado.

Dado lo anterior, dicho valor límite corresponde a $\eta = 1/2$, a partir del cual valores de η mayores indican que la longitud de la onda incidente es menor que el ancho de la cimentación y por lo tanto que será promediada y abatido su movimiento.

Así, conociendo la velocidad de ondas de corte (V_s) del estrato superficial (100 m/s), así como las dimensiones de la cimentación (54 x 34.7m), es posible realizar una estimación de las frecuencias límite de interacción cinemática, las cuales resultan ser para L y T de 0.93 y 1.44 Hz, respectivamente. Como puede verse en las figs 4.1 y 4.2, la atenuación en T ocurre en frecuencias mayores a 1 Hz, en cambio en L ocurre muy cerca de 1 Hz, lo cual coincide con la estimación analítica aproximada.

Observando los cocientes espectrales Sot-cen/Jr de los componentes horizontales (L y T), puede notarse que antes y después de 1 Hz se presentan crestas con amplificaciones importantes, las cuales, excluyendo aquellas relacionadas con el movimiento del sistema completo, podrían relacionarse con los movimientos de traslación relativa o cabeceo de la base. Así, en el componente L, se observan dos intervalos con amplificaciones superiores a uno, que están delimitados por los valores 0.6 – 1.1 y 1.3 – 2.3 Hz, mientras que en T sobresalen los intervalos definidos por 0.65 - 1.3 y 1.45 – 2.5 Hz. Por otro lado, en el componente vertical se observan dos intervalos de amplificaciones, el primero de ellos asociado a las frecuencias fundamentales del sistema y del terreno, y el segundo entre 1.4 y 2 Hz, donde en general se presentan las mayores amplitudes del movimiento, el cual podría estar relacionado con el cabeceo de la base. Adicionalmente se nota un tercer intervalo de amplitudes menores entre 0.6 y 1.2.

Dado lo anterior, interesa identificar las frecuencias asociadas al movimiento propio de la estructura con base empotrada y a los movimientos de traslación y cabeceo de la base usando las expresiones propuestas en la sección 2.1.2.

4.1.1.1. Frecuencias de la estructura

La frecuencia de la estructura con base empotrada (f_1) se identificó usando la ec 2.5. En las figs 4.4 y 4.5 se presentan los resultados de las funciones de transferencia de la estructura (FT_e) las cuales se comparan con el cociente Az-cen/Jr empleado para identificar la frecuencia fundamental del sistema \bar{f}_1 .

En la fig 4.4 puede notarse que en el componente L hay una gran similitud entre ambas funciones de transferencia, de tal forma que los intervalos de ordenadas máximas prácticamente coinciden entre sí, aunque en ocasiones son ligeramente mayores para la estructura (f_1). Debido al conocido acoplamiento dinámico entre los tres componentes de movimiento, en ambos

cocientes se notan intervalos adicionales con ordenadas de menor o igual amplitud que se asocian a las frecuencias fundamentales del sistema en los componentes T y R.

En el caso de T, en la fig 4.5, los cocientes $Az\text{-cen}/Jr$ y FT_e son notablemente distintos, encontrándose siempre que los valores o intervalos asociados a la frecuencia de la estructura (\bar{f}_1) son mayores que los correspondientes a la frecuencia del sistema (f_1).

Es importante notar que dado el fuerte acoplamiento entre los componentes de movimiento, en la mayoría de los casos no fue posible establecer un valor único de frecuencia característica del sistema o de la estructura. En dichos casos, el criterio utilizado para definir el valor de frecuencia característica consistió en escoger la ordenada máxima dentro del intervalo identificado, teniendo especial cuidado en descartar las frecuencias asociadas al sistema en R.

En la tabla 4.1 se presentan los intervalos y las frecuencias características del sistema y la estructura en cada componente traslacional. En el caso de haberse determinado un único valor de frecuencia, la frecuencia característica es este mismo valor. Adicionalmente, con el fin de tener una estimación de la importancia de los efectos ISE y teniendo en cuenta la incertidumbre del método espectral dado el fuerte acoplamiento, se calculó el cociente f_1/\bar{f}_1 para los valores límite de los intervalos.

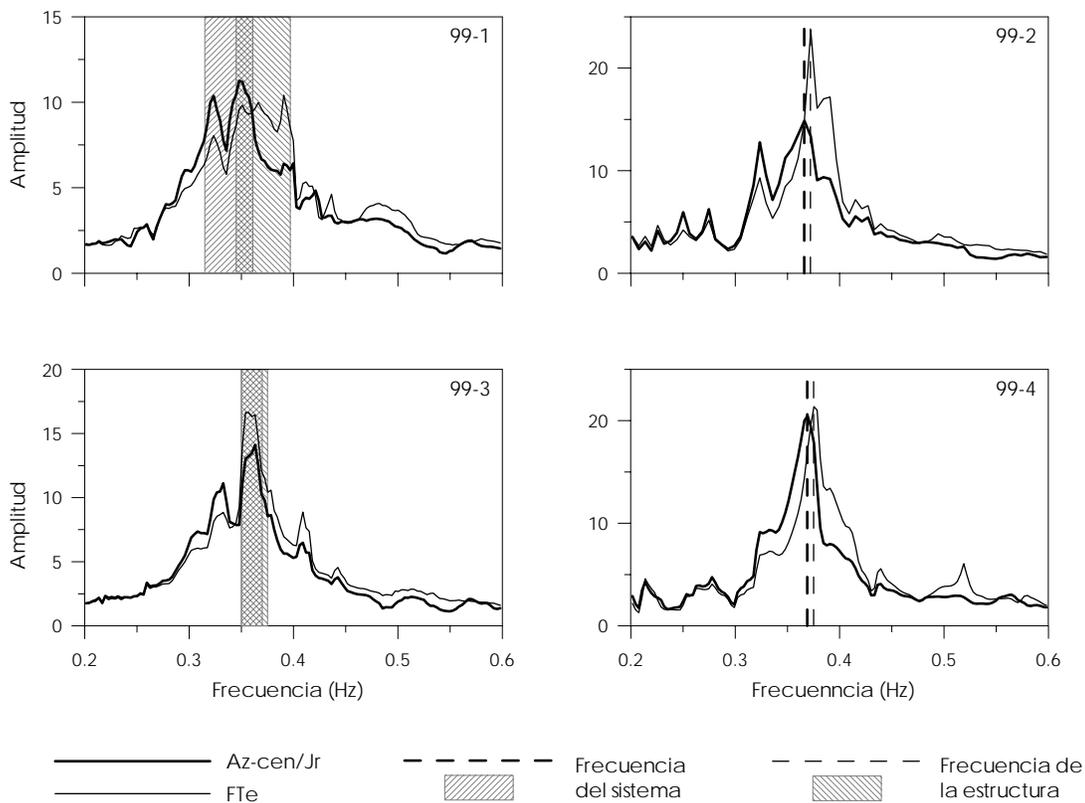


Fig 4.4 - Funciones de transferencia del sistema y de la estructura (FT_e) en el componente L

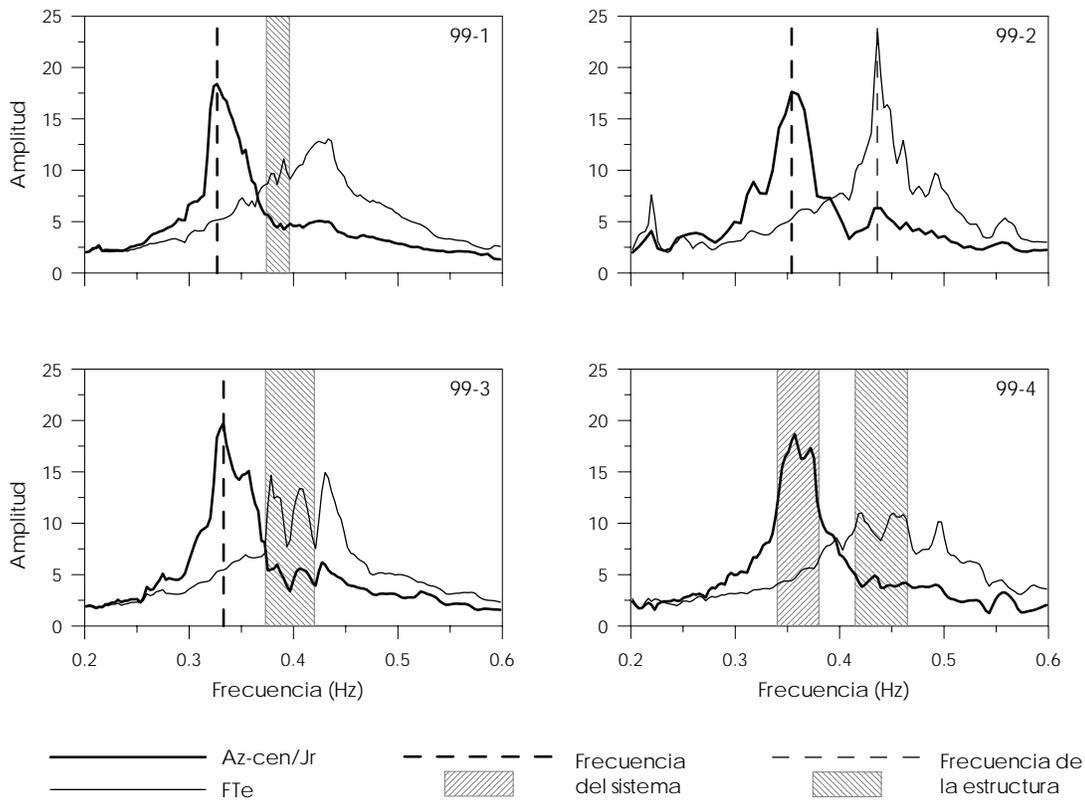


Fig 4.5 – Funciones de transferencia del sistema y de la estructura (FT_e) en el componente T

Tabla 4.1 – Frecuencias fundamentales identificadas para el sistema y la estructura

Evento	Dirección L					Dirección T				
	\bar{f}_1 (Hz)	\bar{f}_{1c} (Hz)	f_1 (Hz)	f_{1c} (Hz)	f_1/\bar{f}_1	\bar{f}_1 (Hz)	\bar{f}_{1c} (Hz)	f_1 (Hz)	f_{1c} (Hz)	f_1/\bar{f}_1
99-1	0.32-0.36	0.351	0.35-0.38	0.366	1.06-1.09	0.327	0.327	0.37-0.40	0.391	1.11-1.16
99-2	0.366	0.366	0.372	0.372	1.00-1.05	0.354	0.354	0.436	0.436	1.18-1.28
99-3	0.35-0.37	0.363	0.35-0.38	0.363	1.00-1.03	0.333	0.333	0.37-0.42	0.378	1.14-1.19
99-4	0.369	0.369	0.375	0.375	1.02	0.34-0.38	0.357	0.42-0.47	0.421	1.23-1.24

\bar{f}_1 valores o intervalos de la frecuencia fundamental del sistema

\bar{f}_{1c} frecuencia fundamental característica del sistema

f_1 valores o intervalos de la frecuencia fundamental de la estructura

f_{1c} frecuencia fundamental característica de la estructura.

De acuerdo con los resultados es posible afirmar que los efectos ISE son relevantes en la respuesta asociada al componente T, mientras que en el componente L su influencia es poca.

Si se observan las frecuencias características del sistema, es posible afirmar que la dirección L es ligeramente más rígida que T, dado que la frecuencia en L es mayor. Contrario a esto, si se observa las frecuencias asociadas a la estructura se puede afirmar que esta es más rígida en T que en L. Este intercambio del componente de menor frecuencia entre el sistema y la estructura

es una causa directa de la acción desigual de los efectos ISE en el edificio, que como ya se mencionó es más significativa en T que en L.

4.1.1.2. Frecuencias de traslación de la base

En cuanto al movimiento de traslación de la base, considerando que la estructura se comporta como cuerpo rígido y usando la ec 2.6 se identificaron los intervalos de frecuencia que caracterizan este movimiento.

En la fig 4.6 se presentan las funciones de transferencia FT_{ib} para los cuatro eventos analizados, mientras que en la tabla 4.2 se establecen los intervalos de frecuencia con destacadas amplitudes de movimiento.

Tabla 4.2 – Intervalos de frecuencias de traslación identificados en las funciones de transferencia FT_{ib}

Evento	Intervalos de frecuencia (Hz)	
	Dirección L	Dirección T
99-1	0.10-0.28	0.10-0.29
	1.15-1.84	1.57-2.00
	2.95-3.30	
99-2	0.24-0.36	0.15-0.34
	1.25-1.90	1.56-2.08
	3.12-3.85	3.80-4.90
99-3	0.10-0.32	0.10-0.32
	1.35-1.75	1.51-2.32
99-4	0.15-0.34	0.10-0.36
	1.18-2.03	1.55-2.31
	3.00-3.90	3.89-4.65

En ambas direcciones se nota un primer intervalo de amplificaciones ubicado entre 0.1 y 0.36 Hz, intervalo cercano a la frecuencia del sistema.

Adicionalmente, en todos los eventos sobresale por lo menos un intervalo más, el cual en general está definido entre 1.2 y 2 Hz en el componente L y entre 1.5 y 2.3 Hz en el componente T. Si se comparan estos resultados con los intervalos que se definieron en los cocientes espectrales $Sot-cen/Jr$ en los componentes horizontales de movimiento, puede encontrarse que existen intervalos comunes.

4.1.1.3. Frecuencias de cabeceo de la base

Inicialmente es relevante aclarar que el cabeceo en L se refiere al giro de la cimentación alrededor del eje T, mientras que el cabeceo en T se asocia al giro alrededor del eje L, tal como se indica en la fig 4.7.

El primer método usado para la identificación de la frecuencia de cabeceo de la base consistió en la estimación de los cocientes espectrales entre las señales verticales registradas en dos costados opuestos del sótano con respecto al centro del mismo, en cada dirección. En la fig 4.8 se presentan los espectros de amplitudes de Fourier de los puntos Sot-est, Sot-oes y Sot-cen, como medida del movimiento del cabeceo en L, así como los espectros de Sot-nor, Sot-sur y Sot-cen que están asociados al cabeceo en T. Los respectivos cocientes espectrales de los movimientos verticales de los costados y la señal vertical del centro se presentan en la fig 4.9.

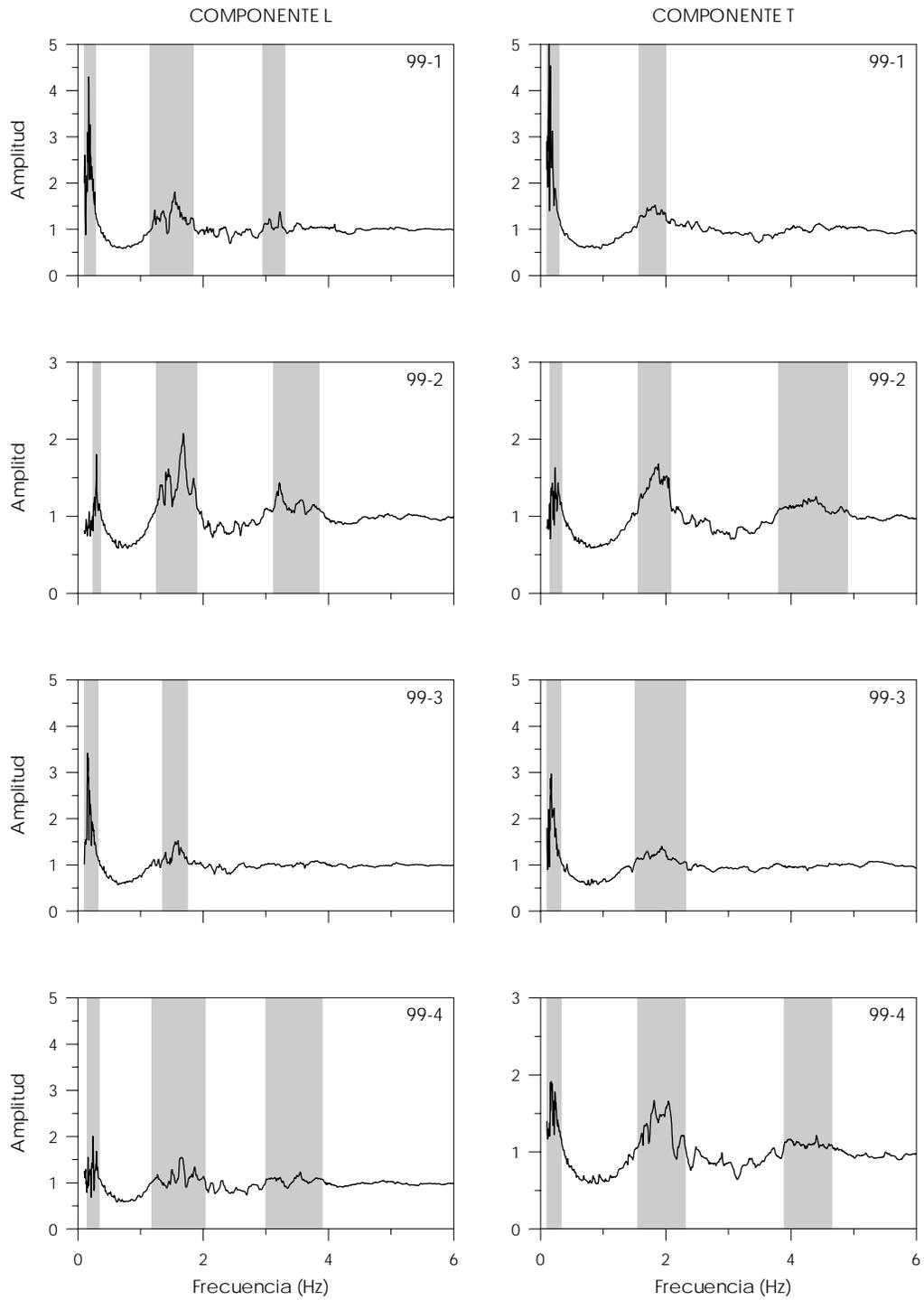


Fig 4.6 – Funciones de transferencia FT_{tb} para determinar la frecuencia de traslación de la base

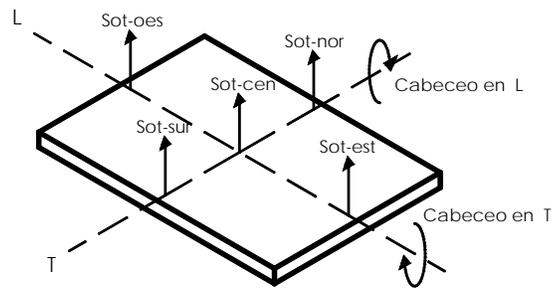


Fig 4.7 – Esquema que define el cabeceo de la base en L y en T

En la fig 4.8 se nota que en ambas direcciones existen amplificaciones de los movimientos verticales de los costados respecto al del centro del sótano, lo que sugiere la existencia de movimiento de cabeceo. Es posible notar la gran amplificación del movimiento en los puntos Sot-nor y Sot-sur, la cual llega a ser varias veces mayor a la del centro del sótano sugiriendo la influencia de los efectos ISE en el componente T.

En la tabla 4.3 se presentan los intervalos de frecuencia de amplificaciones en las FT_{sv} (fig 4.9) que caracterizan el cabeceo en L y T. Puede notarse que el primer intervalo identificado contiene la frecuencia fundamental del sistema en el componente en estudio acoplada con la del sistema en R, que de acuerdo a la sección 3.1 se encuentra entre 0.4 y 0.54 Hz.

Tabla 4.3 – Intervalos de frecuencias de cabeceo identificados en las funciones de transferencia entre señales verticales (FT_{sv})

Evento	Intervalos de frecuencia (Hz)	
	Dirección L	Dirección T
99-1	0.32 – 0.55	0.32 – 0.57
	1.95 – 3.10	1.07 – 1.47
	3.36 – 4.50	2.04 – 4.82
99-2	0.32 – 0.54	0.30 – 0.55
	1.94 – 4.35	1.22 – 1.45
		2.05 – 4.50
99-3	0.35 – 0.52	0.29 – 0.54
	2.00 – 3.10	1.08 – 1.41
	3.48 – 4.70	2.25 – 4.60
99-4	0.32 – 0.52	0.29 – 0.54
	2.07 – 2.85	1.23 – 1.46
	3.20 – 4.75	2.00 – 4.82

En general, en el componente L se presentan las máximas ordenadas en el intervalo de 2 a 3 Hz, aunque se notan amplificaciones adicionales de menor magnitud entre 3.5 y 4.5 Hz. En el caso del componente T, entre 2 y 4.6 Hz se presentan las mayores amplitudes de movimiento con un variado número de crestas. Es posible entonces notar que los intervalos identificados en ambos componentes de movimiento coinciden entre sí, fenómeno causado en buena parte por el ya mencionado acoplamiento de los componentes. Adicionalmente, en T también se destaca un pequeño intervalo con menores amplitudes, el cual está limitado por 1 y 1.45 Hz.

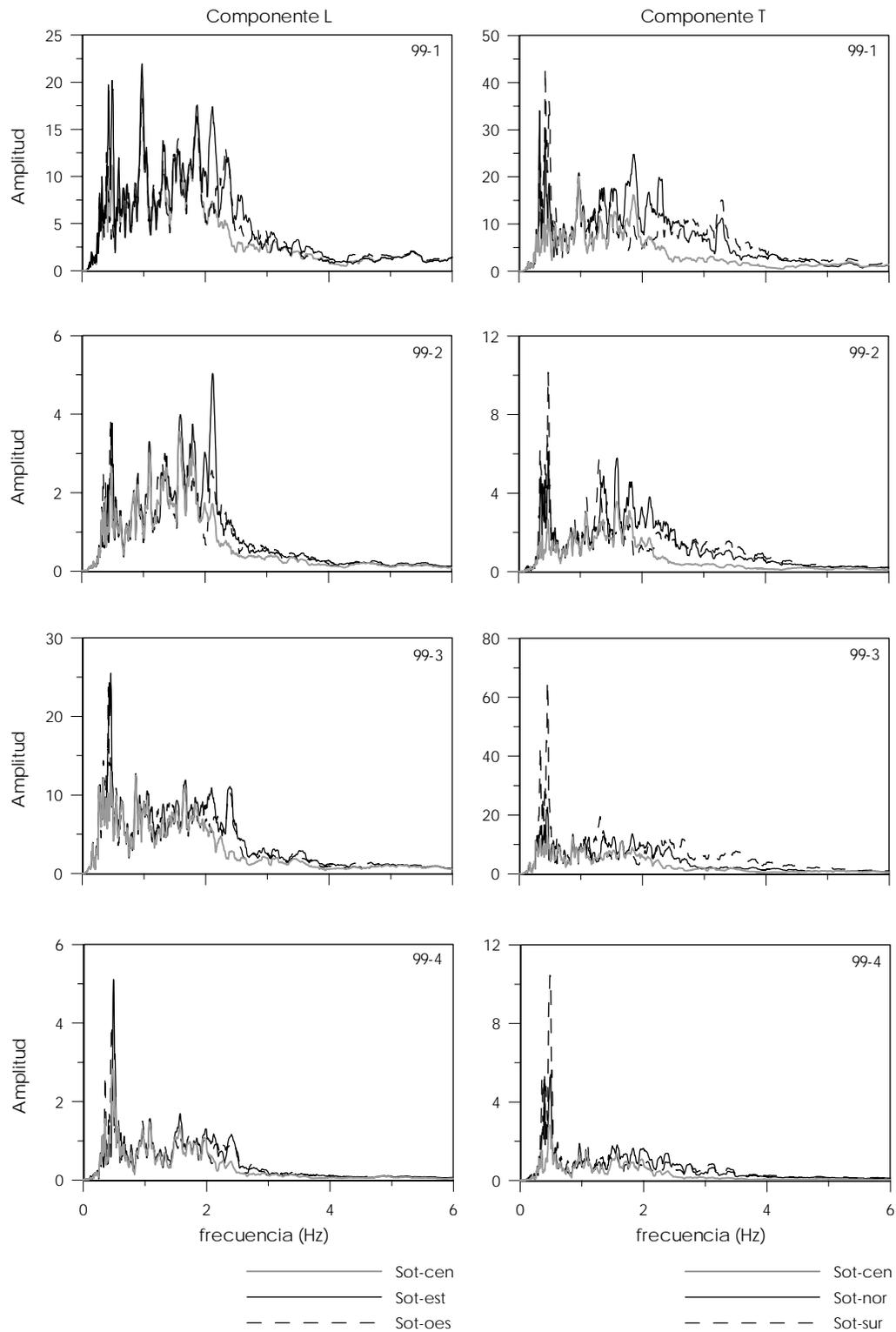


Fig 4.8 – Espectros de amplitudes de Fourier de las señales verticales registradas en el sótano asociadas con el movimiento de cabeceo en L y T

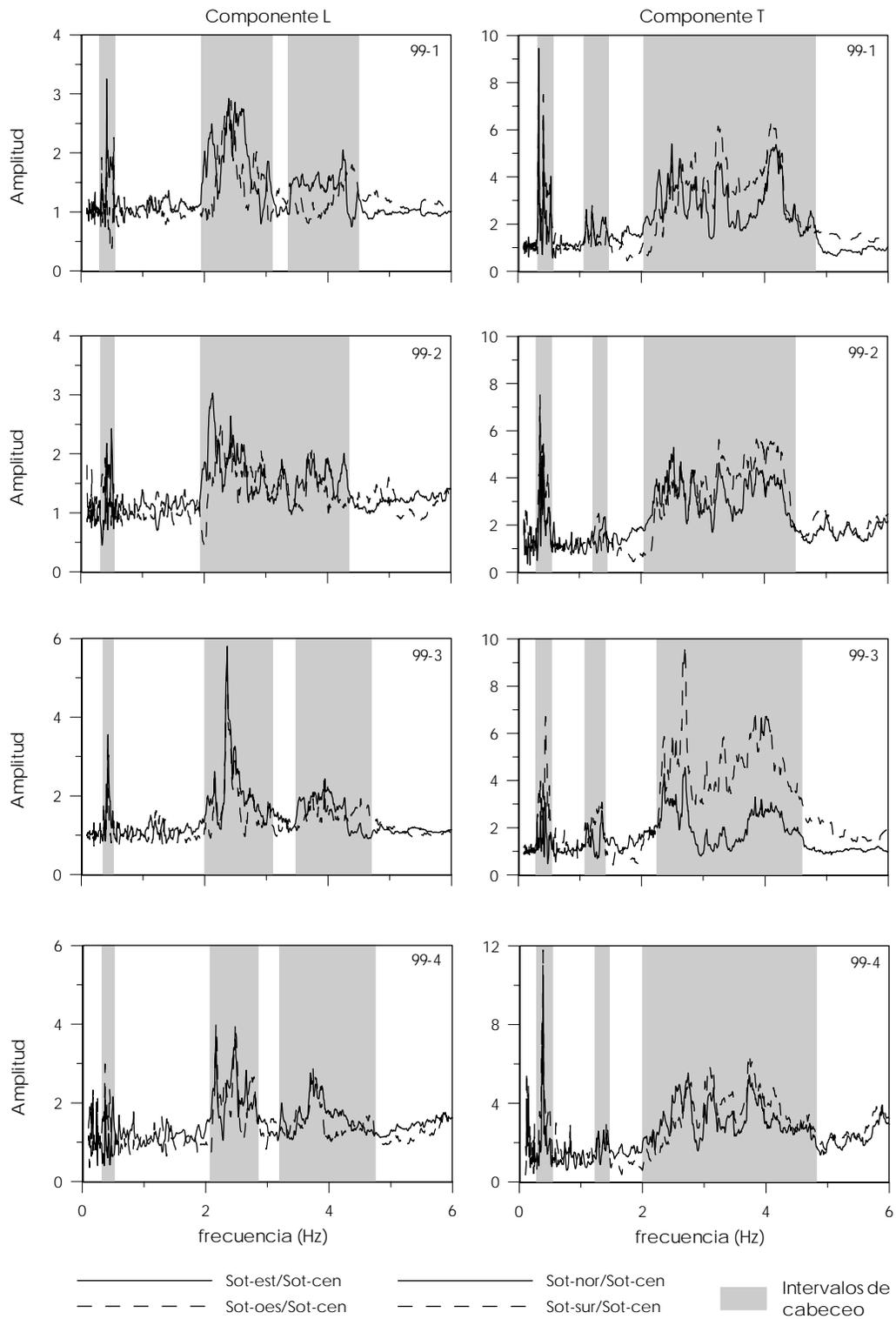


Fig 4.9 – Funciones de transferencia de las señales verticales (FTsv) registradas en el sótano para identificar las frecuencias de cabeceo en L y T

Otra forma de identificar las frecuencias asociadas al cabeceo de la base implica la aplicación de la ec 2.7, mediante la cual se pretende aislar los modos de vibrar del sistema. De acuerdo con esta expresión, en la fig 4.10 se presentan los cocientes FT_c para el cabeceo en los componentes L y T. Los intervalos de frecuencia identificados se resumen en la tabla 4.4.

Puede notarse que los intervalos de amplificación son confusos y además están fuertemente afectados por atenuaciones del movimiento, especialmente en T. En la fig 4.10 se somborean con un tono más claro aquellos intervalos de amplificaciones de movimiento ubicados en la zona de movimiento atenuado, los cuales a pesar de destacarse no alcanzan a tener ordenadas mayores a uno. Los valores asociados a estos se diferencian con letra cursiva en la tabla 4.4.

Tabla 4.4 – Intervalos de frecuencias de cabeceo identificados en las funciones de transferencia de cabeceo (FT_c)

Evento	Intervalos de frecuencia (Hz)	
	Dirección L	Dirección T
99-1	1.38 – 2.02	0.20 – 0.70
	5.47 – 6.15	<i>1.86 – 2.14</i>
		<i>2.43 – 3.20</i>
		<i>4.40 – 5.87</i>
99-2	1.30 – 1.82	0.20 – 0.80
	2.43 – 3.60	<i>1.06 – 1.12</i>
		<i>2.03 – 2.18</i>
		<i>3.12 – 3.23</i>
	<i>4.45 – 5.55</i>	
99-3	1.18 – 3.02	0.27 – 0.79
	4.75 – 5.60	1.75 – 2.25
		2.63 – 3.22
		<i>4.60 – 6.00</i>
99-4	1.25 – 2.00	0.23 – 1.10
	2.37 – 3.60	<i>1.87 – 2.15</i>
	4.57 – 5.70	<i>4.85 – 5.45</i>

Es importante notar que en el componente T sobresale un primer intervalo entre 0.2 y 0.8 Hz, el cual contiene los valores asociados a la frecuencia del sistema en los tres componentes de movimiento. Respecto a esto, podría pensarse que aunque se haya podido aislar la frecuencia del sistema en T, no es posible aislar el conocido efecto de acoplamiento entre los componentes de movimiento, por lo que dicho intervalo estaría afectado por las frecuencias del sistema en L y R.

Adicionalmente en T se identificaron dos intervalos adicionales, el primero entre 1.8 y 3.2 Hz y el segundo entre 4.5 y 6 Hz.

Por otro lado, en L se notan varias amplificaciones intercaladas por atenuaciones en el movimiento, las cuales definen pequeños intervalos que en ocasiones son comunes entre eventos. El único intervalo claramente definido en los cuatro eventos se delimita entre 1.2 y 2 Hz, mientras que existen otros dos intervalos que son visibles por lo menos en tres de los eventos estudiados, uno entre 2.4 y 3.6 Hz y el otro entre 4.6 y 6 Hz.

En la tabla 4.5 se presentan los intervalos comunes en los cuatro eventos, con los dos métodos usados para la identificación de la frecuencia de cabeceo de la base. De acuerdo con esta tabla, es posible concluir que en L ambos métodos definen un intervalo entre 2.4 y 3 Hz, mientras que en el componente T, aunque las ordenadas máximas de ambas funciones se encuentran en intervalos diferentes, puede encontrarse un intervalo de traslape entre 2 y 3.2 Hz.

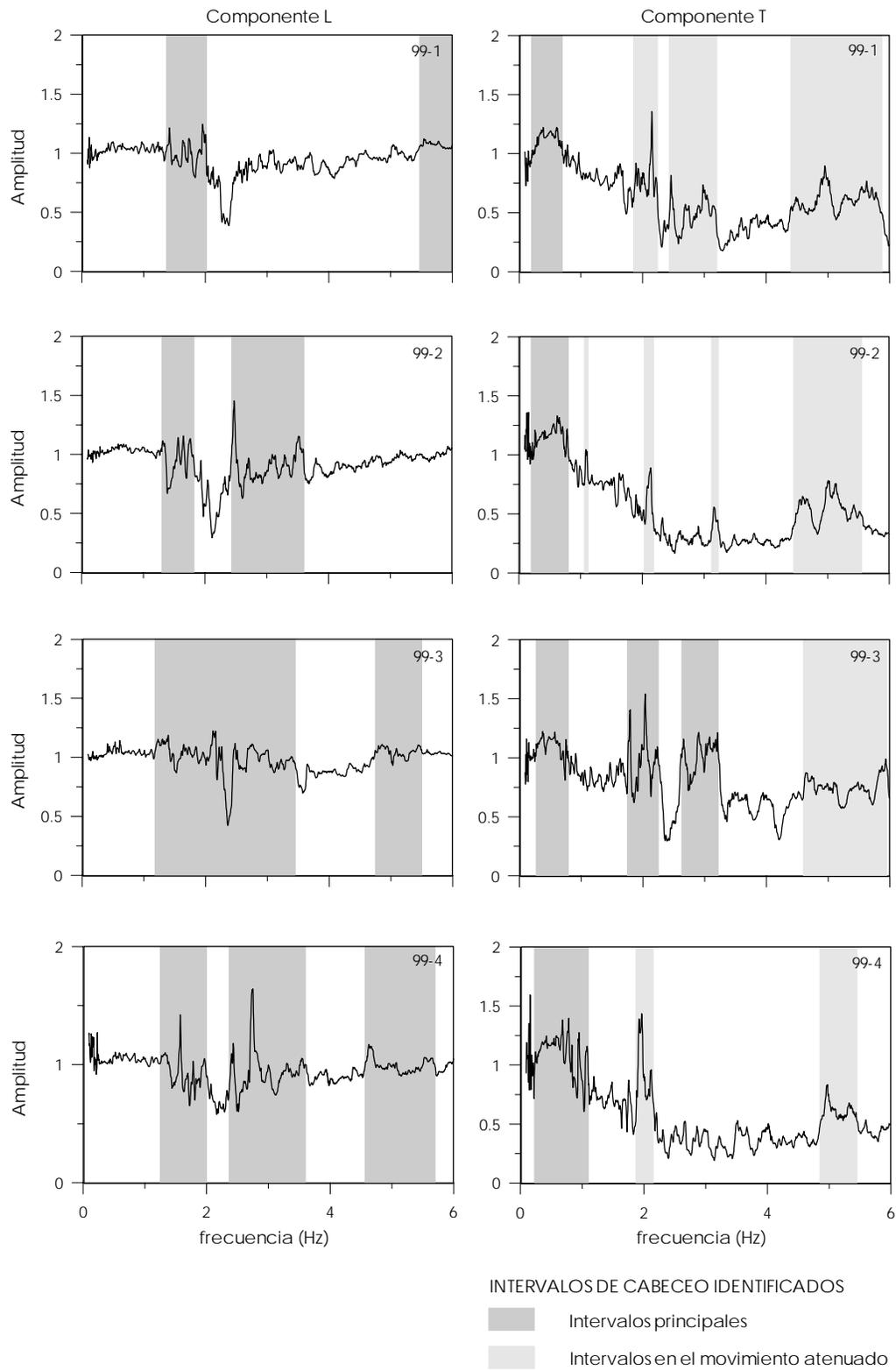


Fig 4.10 - Funciones de transferencia de cabeceo (FT_c)

Tabla 4.5 Intervalos finales de cabeceo identificados en las FT_{sv} y FT_c

Método	Intervalos de frecuencia (Hz)	
	Dirección L	Dirección T
FT _{sv}	2.00 – 3.00	1.00 – 1.45
	3.50 – 4.50	2.00 – 4.60
FT _c	1.20 – 2.00	0.20 – 1.10
	2.40 – 3.60	1.80 – 3.20
	4.60 – 6.00	4.50 – 6.00

4.1.1.4. Método simplificado de Luco

Ahora bien, usando la metodología propuesta por Luco (1980) y los modelos presentados en la sección 2.1.3 se estimaron las frecuencias asociadas a la traslación y giro de la estructura, además de aquellas relacionadas con la traslación, cabeceo y torsión de la base.

Este método ha sido implementado en los trabajos de Luco *et al.* (1987) y Mendoza *et al.* (1991), y a nivel local se ha aplicado en los trabajos de Murià-Vila *et al.* (2001b) y Murià-Vila *et al.* (2004) para el estudio los edificios JAL y SIS, respectivamente.

Para la aplicación del método de Luco en el edificio PC se adoptó el procedimiento propuesto por Mendoza *et al.* (1991). De esta forma se requirió obtener los espectros de amplitudes de Fourier de las señales de traslación total en la azotea (Az-cen), traslación de la base (Sot-cen) y del movimiento total en la azotea por el cabeceo de la base ($H\phi_{ri}$), en los componentes L y T. Además, para el estudio de los efectos de torsión se calcularon los espectros de Fourier de las señales asociadas a los giros en la azotea (ϕ_{rv}^{az}) y en la base (ϕ_{rv}^{sot}). Dichos espectros se presentan en la fig 4.11.

Para la estimación de los parámetros γ_1 , β_1 , M_1 e l_1 requeridos por el método (sección 2.1.3), fue necesario recurrir a un modelo de la estructura desarrollado por Ávila (2000) y al trabajo experimental del sistema realizado por Murià-Vila *et al.* (2001b). De este último se tomaron las formas modales experimentales promedio obtenidas con el modelo grande tridimensional 3D-SIST-G para el evento 99-3, las cuales fueron extrapoladas a los demás niveles intermedios no instrumentados. En la tabla 4.6 se presentan los parámetros obtenidos para la aplicación del método.

Tabla 4.6 – Parámetros para la estimación de los efectos ISE con el método de Luco

Parámetro	Componente L	Componente T	Componente R
γ_1	1.09	1.17	0.95
β_1	1.54	1.62	1.34
$M_1 (t \cdot s^2 / m)$	670.27	567.03	-
$l_1 (t \cdot s^2 \cdot m)$	-	-	45709

Dado el fuerte acoplamiento existente entre los componentes traslacionales y de estos con el componente R, en la sección anterior se encontró que de manera espectral no es posible determinar una única frecuencia asociada al sistema. Teniendo en cuenta que el método de Luco requiere valores únicos de frecuencia, para L y T se realizó un análisis de la variación de los parámetros calculados para el intervalo que define la frecuencia del sistema (cocientes Az-cen/Jr), tomando como referencia la frecuencia asociada a la ordenada máxima en el espectro del movimiento en la azotea.

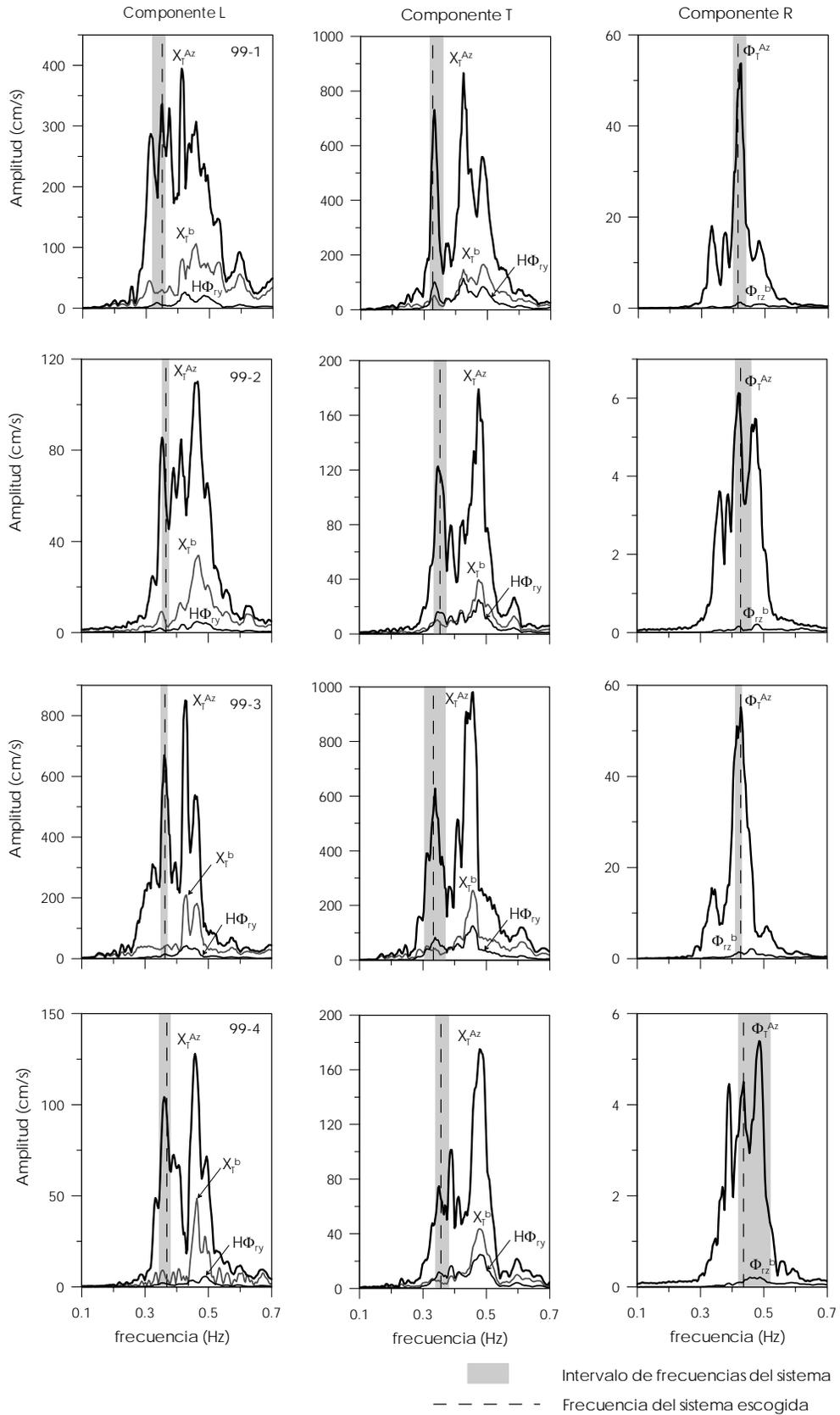


Fig 4.11 – Espectros de Fourier requeridos para la aplicación del método de Luco

De acuerdo con este análisis se definió un valor representativo de frecuencia del sistema, mediante el cual se obtuvieran valores representativos de la variación de los parámetros calculados de acuerdo con las ecs 2.9, 2.10 y 2.13. Los resultados para el valor de frecuencia escogido se presentan en las tablas 4.7 y 4.8, en las que adicionalmente se incluyen los cocientes entre las frecuencias de la estructura y el sistema, además de los porcentajes de participación de los movimientos de cabeceo y traslación de la base en la respuesta medida en azotea, los cuales permiten estimar la contribución de los efectos ISE en la respuesta total del sistema.

Tabla 4.7 – Parámetros identificados con el método de Luco para el componente L

Evento	\bar{f}_1 (Hz)	f_1 (Hz)	f_c (Hz)	f_h (Hz)	$\frac{f_1}{\bar{f}_1}$	$\frac{H\Phi_{ri}}{X_T^{Az}}$ (%)	$\frac{X_T^b}{X_T^{Az}}$ (%)
99-1	0.351	0.382	2.710	0.941	1.09	1.54	9.02
99-2	0.366	0.391	2.899	1.124	1.07	1.46	6.88
99-3	0.363	0.387	2.342	1.186	1.07	2.21	6.08
99-4	0.369	0.387	2.672	1.376	1.05	1.75	4.66

Tabla 4.8 – Parámetros identificados con el método de Luco para el componente T

Evento	\bar{f}_1 (Hz)	f_1 (Hz)	f_c (Hz)	f_h (Hz)	$\frac{f_1}{\bar{f}_1}$	$\frac{H\Phi_{ri}}{X_T^{Az}}$ (%)	$\frac{X_T^b}{X_T^{Az}}$ (%)
99-1	0.327	0.384	0.824	0.956	1.17	13.42	7.21
99-2	0.354	0.415	0.901	1.037	1.17	13.15	7.19
99-3	0.333	0.386	0.868	0.993	1.16	12.50	6.92
99-4	0.354	0.426	0.803	1.037	1.20	16.55	7.19

Al comparar los cambios entre las frecuencias de la estructura y del sistema en L y T, se nota que los efectos ISE en la dirección T flexibilizan el sistema de tal forma que su frecuencia resulta ser la menor. Si dichos efectos no se tomaran en cuenta, la frecuencia menor se encontraría en el componente L. Este mismo fenómeno también se observó en el análisis con las FT_e .

Adicionalmente, es notable en la mayoría de los casos, que las frecuencias del sistema suelo-estructura y de los subsistemas asociados a los efectos ISE son menores en los eventos de mayor intensidad (99-1 y 99-3) respecto a los consecutivos de intensidad menor (99-2 y 99-4), lo cual indica que así como sucede con las frecuencias del sistema (capítulo 3), las frecuencias de la estructura y de los movimientos de la base también se ven afectadas por la intensidad del movimiento. Así mismo, cabe señalar que los efectos no lineales en la estructura se manifiestan en reducciones de la frecuencia f_1 , mientras que los efectos no lineales en el sistema suelo-cimentación se manifiestan en una reducción de las frecuencias de la base en traslación (f_h) y cabeceo (f_c). Entonces, de acuerdo con la ec 2.8 la reducción de la frecuencia del sistema se reduce en cualquiera de dichos casos, de acuerdo con la participación que cada movimiento tiene en la respuesta total.

El valor f_1/\bar{f}_1 promedio entre los cuatro eventos en L y T resultó ser 1.07 y 1.18, respectivamente, lo cual reafirma que los efectos ISE están más pronunciados en el componente T. Es preciso notar que para el componente L el valor promedio de dicho cociente es mayor que los resultados obtenidos en el análisis del cociente FT_e , mientras que en el componente T es muy similar.

Cabe destacar que en el evento 99-4 se obtiene para T un valor mayor en el cociente f_i/\bar{f}_i que se opone de cierta forma al patrón de variación de los resultados. Dicho patrón muestra que para los sismos de menor intensidad el cociente f_i/\bar{f}_i se mantiene o disminuye ligeramente respecto al sismo de intensidad mayor que lo precede. Este incremento particular de los efectos ISE se refleja en un considerable incremento del aporte del cabeceo al movimiento, que también se contrapone a la tendencia general de los resultados.

En la fig 4.11 se nota que los movimientos de cabeceo y especialmente de traslación de la base sufren un destacado incremento en sus amplitudes en frecuencias cercanas a la fundamental del suelo (0.45 Hz).

En cuanto a las frecuencias asociadas al movimiento de traslación de la base, los valores encontrados (excepto en L para el evento 99-4) están dentro de los intervalos definidos en los cocientes Sot-cen/Jr que se agruparon entre 0.6 – 1.1 y 0.65 y 1.3 Hz para L y T, respectivamente. Si se comparan con los resultados de las FT_{tb} se nota que los valores dados por Luco resultan menores, especialmente en T.

Por otro lado, los cocientes (X_T^b/X_T^{Az}) indican que el movimiento de traslación de la base tiene un aporte relevante en la respuesta total del sistema respecto al aporte del cabeceo $(H\Phi_{ii}/X_T^{Az})$, especialmente en el componente L. En la frecuencia del sistema, la contribución media de la traslación de la base en el movimiento de la azotea es de 7% en ambas direcciones, mientras que el cabeceo aporta 2% y 14% del movimiento total en L y T, respectivamente. Esto sugiere entonces que en el componente L los efectos ISE son originados principalmente por el movimiento de traslación de la base.

Este fenómeno podría relacionarse con los resultados obtenidos en el capítulo tres, cuando se comparó la reducción de la frecuencia fundamental del sistema obtenida con los modelos 3D-SIST-Ch(sot) y 3D-SIST-Ch(Jr). Los resultados obtenidos indicaron que la reducción en L, obtenida con el segundo modelo fue casi el doble respecto a la calculada para el primero, mientras que en T dichas reducciones resultaron ser prácticamente iguales, lo cual podría relacionarse con la relevante influencia de la traslación de la base en la respuesta del sistema en L y la pequeña participación de dicho efecto en T.

A pesar de que el método de Luco (1990) consiste en una serie de planteamientos simplificados, en trabajos anteriores (Zapata, 2001; Tabora, 2003; Murià *et al.*, 2004) se han obtenido valores consistentes con los resultados derivados de análisis más refinados de los efectos ISE. En el caso del edificio PC, caracterizado por un fuerte acoplamiento de los componentes de movimiento, los problemas de interferencia modal llegan a generar confusión en los análisis unidimensionales planteados por este método, lo cual introduce incertidumbres en los resultados obtenidos. Adicionalmente, debe recordarse que aunque se tuvo especial cuidado en la selección de un valor representativo del sistema en cada componente, este aspecto también puede ser una fuente de incertidumbre en los resultados.

Para el cálculo de los efectos ISE asociados a la torsión fueron requeridas las señales generadas en los lados opuestos del sótano en el componente T (Sot-lat, Sot-Opto, Az-lat, Az-Opto). Mediante las expresiones 2.19 y 2.21 se calcularon las frecuencias de giro de la base y de la estructura con base empotrada, respectivamente. En la tabla 4.9 se presentan las frecuencias en torsión del sistema, de la estructura con base empotrada y de la base, además de los cocientes entre las frecuencias de la estructura y el sistema y los porcentajes de participación del movimiento de la base en la respuesta total del sistema, como una medida de los efectos ISE.

Tabla 4.9 – Parámetros identificados con el método de Luco para el componente R

Evento	\bar{f}_{1r} (Hz)	\hat{f}_{1r} (Hz)	f_r (Hz)	$\frac{f_r}{\bar{f}_{1r}}$	$\frac{\Phi_{rV}^b}{\Phi_{rV}^{az}}$ (%)
99-1	0.415	0.422	2.317	1.02	2.38
99-2	0.427	0.434	2.318	1.02	2.52
99-3	0.427	0.435	2.263	1.02	2.65
99-4	0.436	0.444	2.324	1.02	2.62

Los resultados de esta tabla sugieren que el giro de la cimentación no tiene un aporte significativo en el movimiento total del sistema, ya que su participación promedio es de 2.5%. Adicionalmente, los cocientes entre la frecuencia de la estructura con base empotrada y la frecuencia del sistema revelan la poca influencia de los efectos ISE en la respuesta total.

4.1.2. Análisis espectral de las señales por ventanas

Conociendo que el edificio PC ha presentado respuestas no lineales bajo la acción de sismos de moderada intensidad, es importante estudiar la variación de las frecuencias de la estructura y los efectos ISE con el tiempo y de esta forma determinar el aporte de cada uno a la variabilidad del comportamiento del sistema completo.

Así, para este estudio se seleccionó el evento con mayor intensidad registrado (99-3) al cual le fue aplicado un proceso espectral por ventanas de 20 s con traslapes de 10 s. En cada ventana se procedió con el mismo procedimiento empleado en el análisis de la señal completa. Este análisis se realizó en los componentes L y T de manera independiente para cada uno de estos.

4.1.2.1. Frecuencias de la estructura

En el estudio de la frecuencia de la estructura se usó la ec 2.5 para obtener las FT_e . En la fig 4.12 puede observarse la variación de las crestas entre ventana y ventana en los componentes L y T, en la cual se notan varios intervalos adicionales asociados con los diferentes modos de la estructura y el sistema en los demás componentes de movimiento. Este efecto, producto de acoplamiento entre componentes dificulta la identificación de la frecuencia de la estructura, especialmente en las primeras ventanas de movimiento en las que el acoplamiento con R es mayor.

De acuerdo con lo anterior, cuidando descartar las frecuencias asociadas con los demás componentes de movimiento, dentro de los intervalos de amplitudes máximas asociados a la frecuencia de la estructura en el componente en estudio, se escogió el valor correspondiente a la ordenada de mayor magnitud, de acuerdo con el criterio establecido en el estudio de la señal completa.

Los resultados de la identificación se resumen en la tabla 4.10 y se grafican en la fig 4.13, en la que adicionalmente se presentan los intervalos definidos en el análisis de la señal completa. Además en la tabla 4.11 se resumen los cocientes entre las frecuencias de la estructura y del sistema (f_i/\bar{f}_i) como una medida de la importancia de los efectos ISE. Los valores identificados y calculados para cada una de las ventanas se presentan en el apéndice C (tabla C.12)

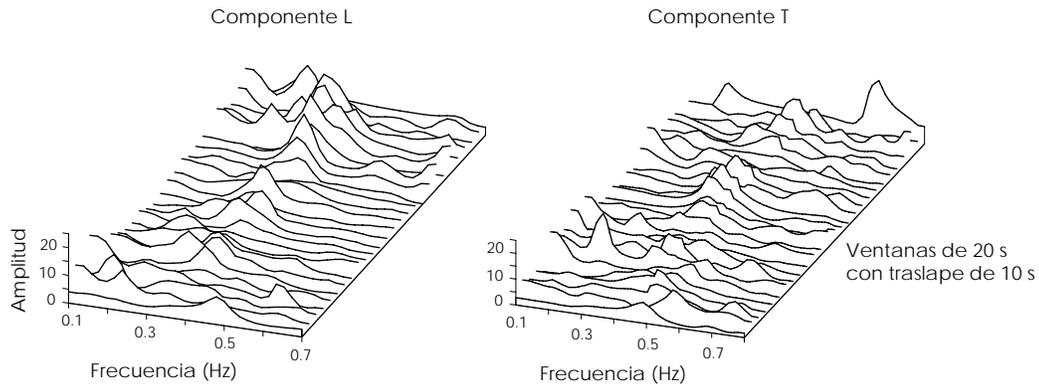


Fig 4.12 - Funciones de transferencia FT_e para identificar la frecuencia de la estructura

De acuerdo con los resultados, se nota que el acoplamiento entre los componentes produce que los límites del intervalo que define la frecuencia de la estructura en L y T sean prácticamente coincidentes, de tal forma que el intervalo definido para L contiene al intervalo asociado a T. También se observa que los valores por ventanas están dentro o muy cerca de los intervalos definidos en el análisis de la señal completa.

La variación de las frecuencias y los cocientes f_1/\bar{f}_1 revelan cambios de las propiedades de la estructura. Además, comparando los valores iniciales y finales obtenidos en cada componente, se nota una reducción de la frecuencia de 12% y 6% en L y T, respectivamente, lo cual sugiere no linealidades en el comportamiento.

Adicionalmente, si se observa la tabla 4.11, nuevamente se nota la gran relevancia de los efectos ISE en el componente T con cocientes f_1/\bar{f}_1 ligeramente mayores a los encontrados al estudiar la señal completa.

Tabla 4.10 – Frecuencias de la estructura (Hz) identificadas para el evento 99-3

Componente	Mínimo	Máximo	Promedio	D.E.
L	0.342	0.488	0.377	0.036
T	0.366	0.488	0.414	0.030

D.E. desviación estándar

Tabla 4.11 – Cocientes f_1/\bar{f}_1 para el evento 99-3

Componente	Mínimo	Máximo	Promedio	D.E.
L	1.00	1.23	1.06	0.08
T	1.07	1.42	1.23	0.10

D.E. desviación estándar

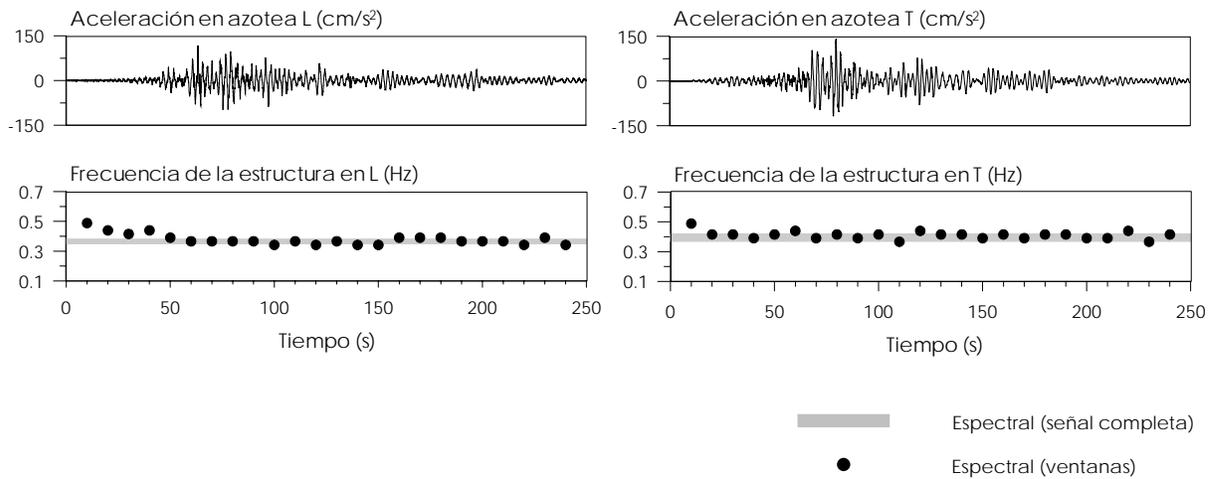


Fig 4.13 - Frecuencias de la estructura identificadas en las funciones de transferencia FT_e

4.1.2.2. Frecuencias de traslación de la base

Mediante la ec 2.6, usando ventanas de 20 s traslapadas entre si cada 10 s, se identificaron las frecuencias asociadas al movimiento de traslación de la base. En la fig 4.14 se presentan las funciones de transferencia FT_{tb} para los componentes L y T, mientras que en la fig 4.15 se grafican los intervalos de amplificación destacados en cada ventana, los cuales se presentan con detalle en el apéndice C (tabla C.12).

En la fig 4.14, en ambos componentes se nota un intervalo bien definido, especialmente en las primeras ventanas del sismo, dentro del cual ocurren las máximas amplitudes, limitado para L entre 1.1 y 2.1 Hz y para T entre 1.4 y 2.5 Hz. También se define un segundo intervalo de menores amplitudes limitado entre 0.1 y 0.3 Hz en ambos componentes. Estos intervalos coinciden con los resultados del análisis de la señal completa, como se ve en la fig 4.15.

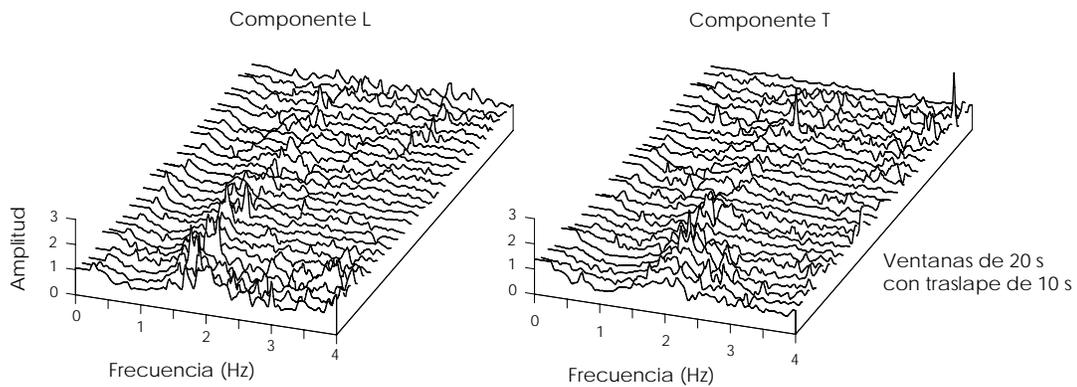


Fig 4.14 – Funciones de transferencia FT_{tb} para identificar la frecuencia de traslación de la base

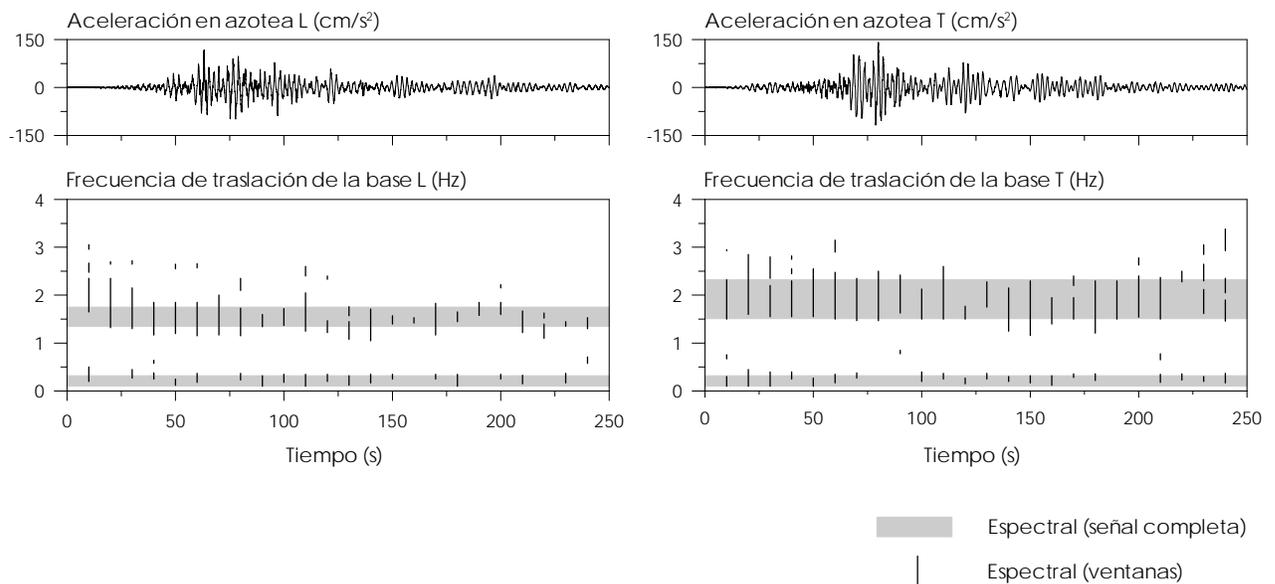


Fig 4.15 – Frecuencias de traslación de la base identificadas en las funciones de transferencia FT_{tb}

En la fig 4.15 se nota en ambos componentes, especialmente en L, cierta dependencia de los resultados con la amplitud del movimiento, encontrándose valores mayores de frecuencia en la fase inicial y final del evento, en donde el movimiento presenta menor amplitud.

4.1.2.3. Frecuencias de cabeceo de la base

Las frecuencias de cabeceo fueron identificadas mediante las funciones de transferencia FT_c y FT_{sv} también usadas en el análisis de las señales completas. En las figs 4.16 y 4.18 se presentan las funciones de transferencia FT_c y FT_{sv} empleadas en el estudio de las frecuencias de cabeceo en los componentes L y T, respectivamente.

En cada componente se nota que los cocientes FT_{sv} definen intervalos de frecuencia similares que coinciden parcialmente con los definidos por el cociente FT_c . En las FT_{sv} se presentan muchas más crestas que crecen en amplitud conforme aumenta la intensidad del movimiento, abarcando grandes intervalos de frecuencia. Por otro lado, con las FT_c se notan intervalos más cortos con ordenadas menores a las encontradas con las FT_{sv} .

En cada dirección se identificaron los intervalos de mayores amplitudes en las FT_c y las FT_{sv} con los cuales se caracterizó el movimiento de cabeceo. En las figs 4.17 y 4.19 se presentan los intervalos de cabeceo identificados en L y T, respectivamente, incluyendo los resultados obtenidos con el análisis de la señal completa. En estas figuras se presentan de manera separada los resultados asociados a las FT_{sv} y las FT_c , dado que en el análisis de la señal completa no hubo concordancias en algunos intervalos identificados con ambos métodos. Por su parte en el apéndice C (tabla C.12) se incluyen los valores detallados por ventanas.

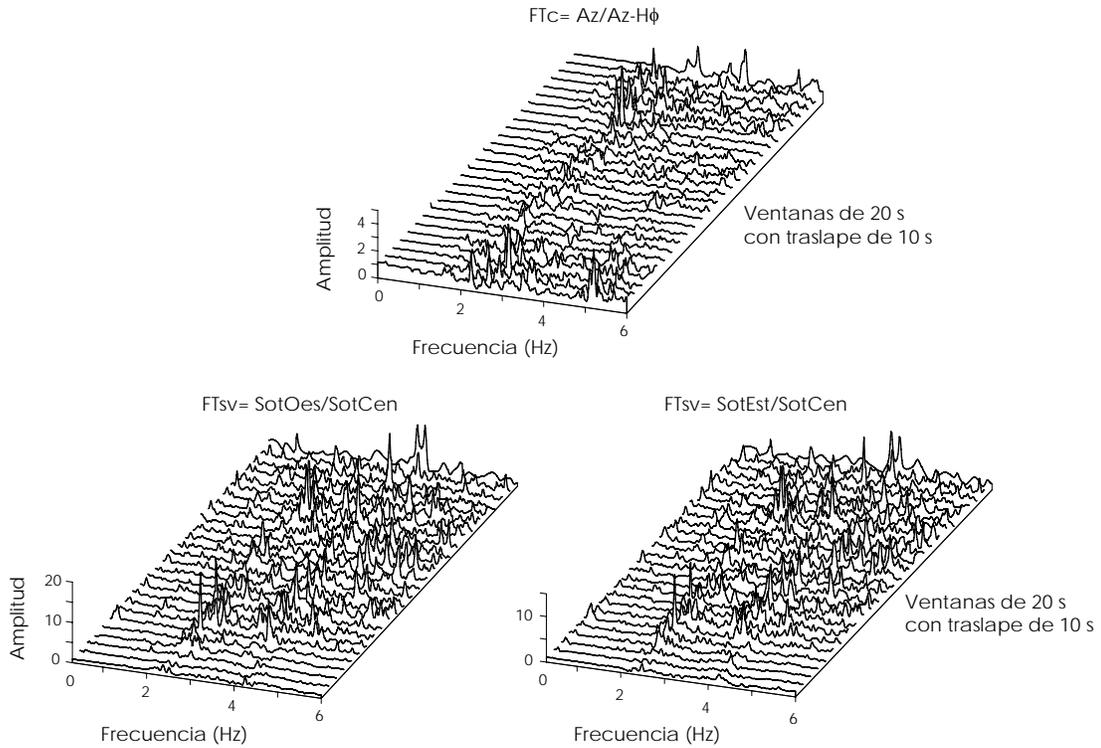


Fig 4.16 - Funciones de transferencia FT_c y FT_{sv} para identificar la frecuencia de cabeceo en L

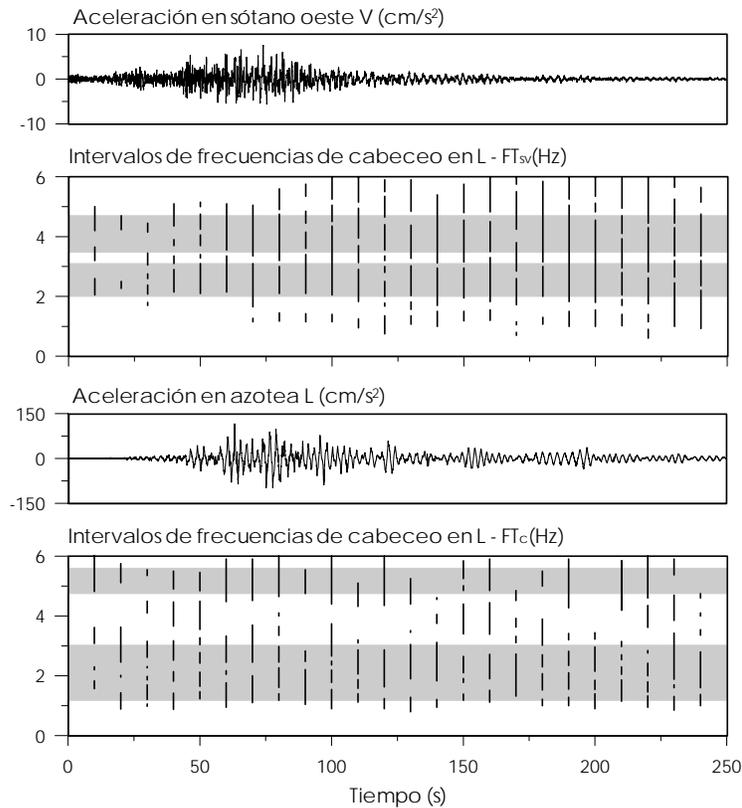


Fig 4.17 - Frecuencias de cabeceo en L identificadas con las FT_{sv} y FT_c para el evento 99-3

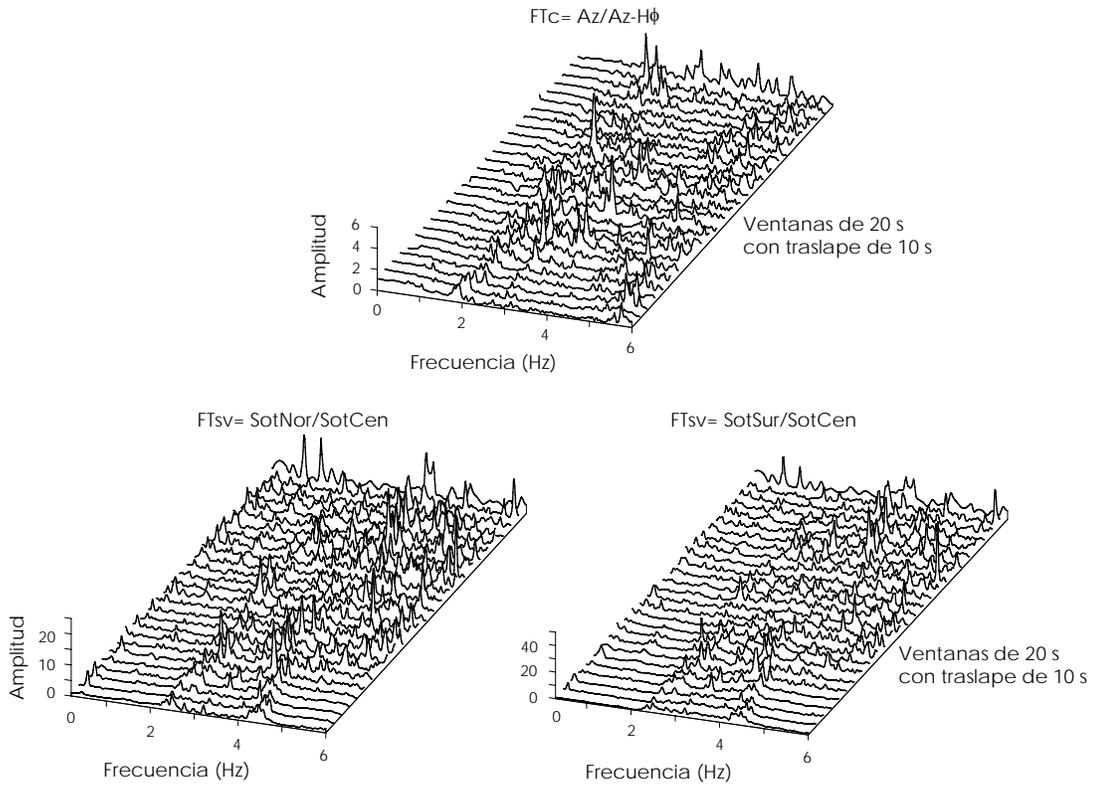


Fig 4.18 - Funciones de transferencia FT_c y FT_{sv} para identificar la frecuencia de cabeceo en T

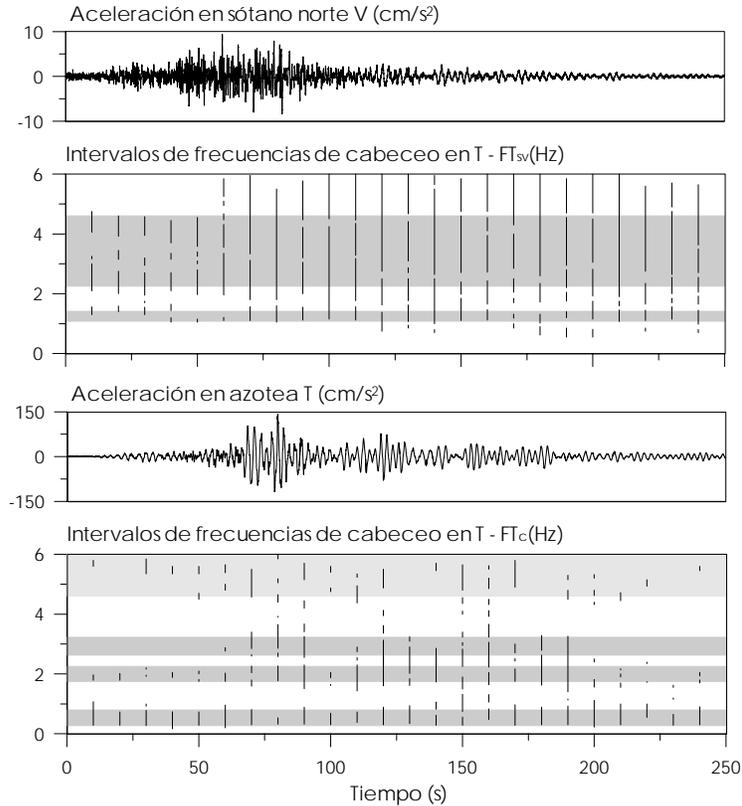


Fig 4.19 - Frecuencias de cabeceo en T identificadas con las FT_{sv} y FT_c para el evento 99-3

En las figuras se nota que en ambas direcciones usando las FT_c se presenta un mejor ajuste entre los resultados del análisis de la señal completa y por ventanas. Las FT_{sv} por ventanas arrojan resultados confusos con grandes intervalos entre 1 y 6 Hz, que aunque abarcan los intervalos definidos en la señal completa, no coinciden claramente con estos.

4.1.2.4. Método simplificado de Luco

Siguiendo el mismo procedimiento empleado con las señales completas, conociendo las frecuencias fundamentales del sistema para cada ventana de análisis y los parámetros γ_1 , β_1 , M_1 e I_1 requeridos para la aplicación del método presentados en la tabla 4.6, se calcularon los espectros por ventanas de los movimientos del sótano, azotea, cabeceo y giro por torsión, de los cuales se tomaron las ordenadas asociadas a la frecuencia del sistema en el respectivo componente. Con esta información y siguiendo el procedimiento establecido por Luco (1980) se estimaron las frecuencias de cabeceo, traslación y giro por torsión de la base, así como las de traslación y giro por torsión de la estructura. Adicionalmente, se obtuvieron los cocientes f_1/\bar{f}_1 y los porcentajes de participación de los distintos movimientos en la respuesta total del sistema.

Para el análisis, inicialmente se usaron ventanas de 20 s con traslapes de 10 s entre ventanas consecutivas. Ya que en los componentes L y R se encontraron fuertes dispersiones en los resultados obtenidos, se optó por usar ventanas de 40 s con traslapes de 20 s, con lo que la dispersión disminuyó notablemente. En este trabajo se presentan los resultados asociados al análisis con ventanas de 40 s en L y R, mientras que para T los resultados con ventanas de 20 s.

Dado que el método de Luco se refiere al análisis aislado de cada componente de movimiento, suponiendo sistemas estructurales simétricos con modos desacoplados, debe tenerse en cuenta que para el edificio PC, caracterizado por fuerte acoplamiento modal, los resultados obtenidos son aproximados. En el análisis por ventanas, la incertidumbre en los resultados es mayor en aquellos intervalos en los que los modos asociados a otros componentes dominan el movimiento. Una fuente adicional de incertidumbre se refiere a la resolución de las funciones en el dominio de la frecuencia, las cuales aproximan de manera discreta los componentes frecuenciales de los movimientos, por lo que su eficiencia depende del número de puntos con que se trabaja.

Teniendo en cuenta lo anterior, en la tabla 4.12 se incluyen los valores mínimo, máximo y promedio de las frecuencias del sistema, la estructura con base empotrada y el cabeceo y traslación de la base, además de los cocientes f_1/\bar{f}_1 . Además, se presentan los porcentajes de participación del cabeceo y la traslación de la base en el movimiento total del sistema en cada componente traslacional. Los valores correspondientes a cada una de las ventanas analizadas, se presentan en detalle en el apéndice C (tablas C.13 y C.14) y en las figs 4.20 y 4.21 para los componentes L y T, respectivamente.

En cuanto a los parámetros que se asocian al componente R, en la tabla 4.13 se incluye un resumen de los resultados, con los valores mínimos, máximos y promedio de las frecuencias del sistema, la estructura con base empotrada y la base, asociadas al movimiento de giro por torsión. Adicionalmente se presentan los cocientes entre la frecuencia de la estructura y el sistema y los porcentajes de participación del giro de la base al giro total en la azotea. Los resultados en detalle se pueden ver en el apéndice C (tabla C.15) y en la fig 4.22.

Observando la variación de la frecuencia de la estructura, en L y T se nota que los valores disminuyen en las máximas aceleraciones y oscilan hasta estabilizarse en los últimos 50 s del movimiento.

Tabla 4.12 – Parámetros estimados con el método de Luco para el sismo 99-3 en los componentes L y T

Componente	Parámetro	\bar{f}_1 (Hz)	f_1 (Hz)	f_c (Hz)	f_h (Hz)	$\frac{f_1}{\bar{f}_1}$	$\frac{H\Phi_{rl}}{X_T^{az}}$ (%)	$\frac{X_T^b}{X_T^{az}}$ (%)
L	Mínimo	0.342	0.365	1.537	0.680	1.07	1.67	6.46
	Máximo	0.366	0.425	2.562	1.125	1.17	5.21	16.38
	Promedio	0.354	0.393	2.168	0.924	1.11	2.61	10.14
T	Mínimo	0.293	0.342	0.695	0.502	1.15	9.28	4.54
	Máximo	0.391	0.453	0.962	1.259	1.43	19.49	24.61
	Promedio	0.335	0.402	0.834	0.915	1.21	13.94	9.64

Tabla 4.13 – Parámetros estimados con el método de Luco para el sismo 99-3 en el componente R

Parámetro	\bar{f}_{1r} (Hz)	f_{1r} (Hz)	f_r (Hz)	$\frac{f_{1r}}{\bar{f}_{1r}}$	$\frac{\Phi_{rV}^b}{\Phi_{rV}^{az}}$ (%)
Mínimo	0.391	0.395	1.743	1.01	1.75
Máximo	0.439	0.454	2.546	1.03	4.73
Promedio	0.423	0.432	2.119	1.02	3.07

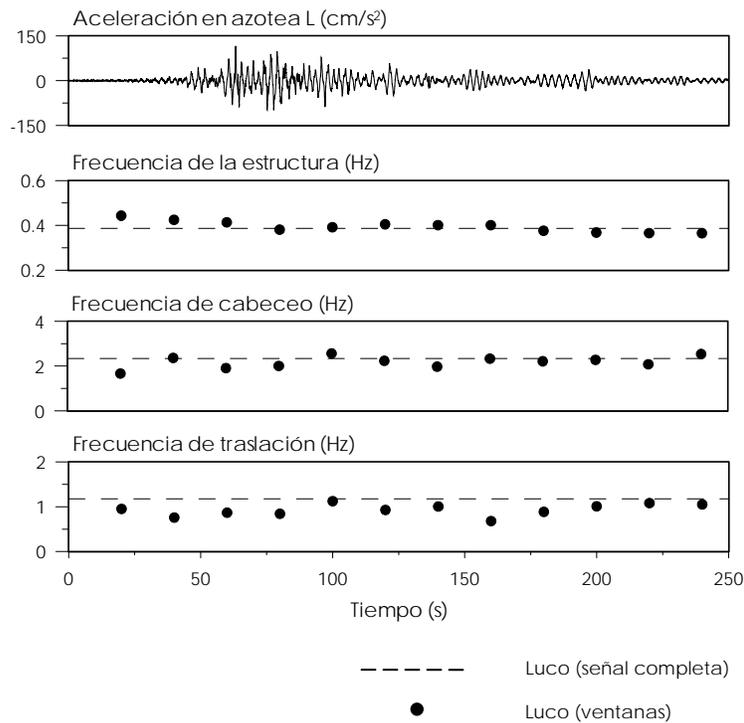


Fig 4.20 – Frecuencias estimadas con el método de Luco en el componente L

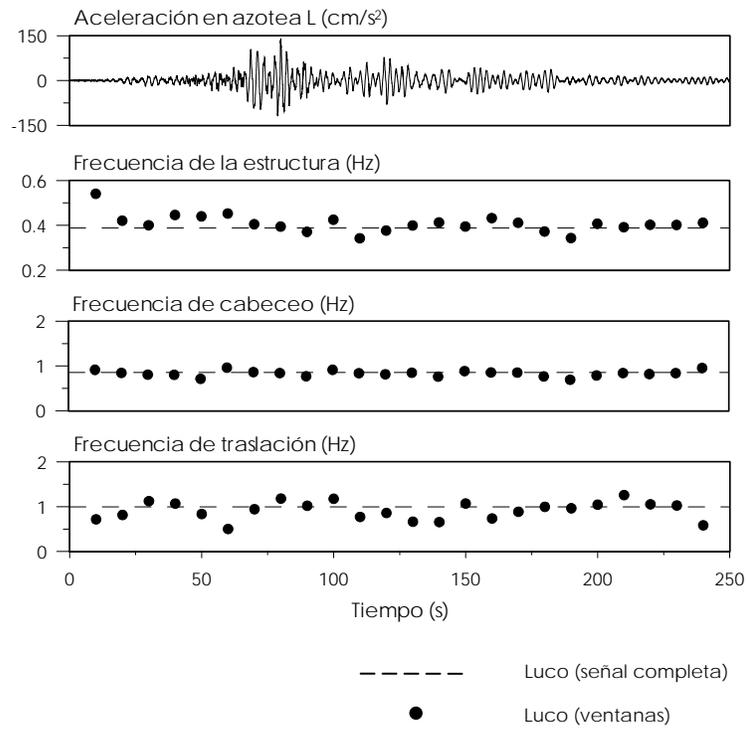


Fig 4.21 – Frecuencias estimadas con el método de Luco en el componente T

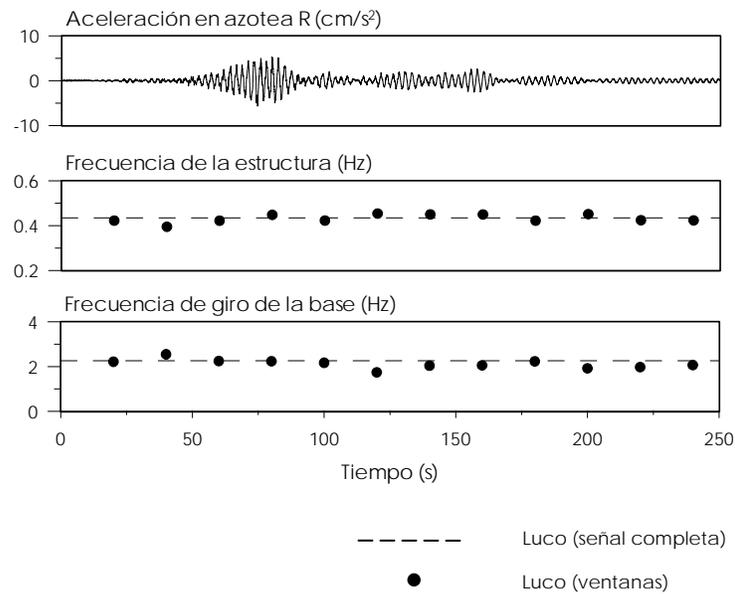


Fig 4.22 – Frecuencias estimadas con el método de Luco en el componente R

En el componente R se presentan ligeros incrementos en la frecuencia cuando se incursiona en la etapa de mayores aceleraciones, pero también se nota que los valores se estabilizan en la etapa final del evento.

En cuanto a las frecuencias de cabeceo y traslación de la base, no es posible establecer algún patrón de variación con respecto a la historia de aceleración. En general se presentan altas dispersiones y los valores oscilan alrededor de la frecuencia calculada para la señal completa, excepto en la traslación en L, donde dicho valor es el límite superior de los resultados por ventanas.

De acuerdo con lo anterior se confirma que los movimientos de cabeceo y traslación de la base no pueden caracterizarse por un único valor de frecuencia, ya que provienen de efectos complejos de la interacción entre el suelo y la estructura, que además pueden ser de tipo inercial ó cinemáticos y suele producir los mismos efectos a distintas frecuencias.

Por último, haciendo referencia sobre los porcentajes de participación de los movimientos de cabeceo y traslación, estos sugieren que los efectos ISE afectan principalmente el comportamiento en T, lo cual ya se ha visto en los análisis previos.

De acuerdo con lo anterior, es posible pensar que la rigidez del sistema de cimentación es mucho menor en el componente T, lo cual es probable dado que se refiere a la menor dimensión en planta y por lo tanto tiene menor momento de inercia. Además cabe recordar que la estructuración del edificio presenta grandes excentricidades de masa en este componente, lo cual podría ocasionar efectos inerciales adicionales.

Finalmente, es importante razonar sobre el efecto de desfase que puede ocasionarse entre las señales registradas en el edificio y el terreno a la hora de la incidencia de las ondas. Conociendo que el aparato ubicado del jardín se encuentra aproximadamente a 36 m al norte y 15 m al este del centro del sótano y que la ubicación de la zona epicentral es tal que las ondas viajan desde el sur (este u oeste) hacia el norte, siendo entonces registradas inicialmente por los aparatos ubicados en el sótano y posteriormente por el acelerómetro del jardín. Este efecto podría llegar a ser relevante especialmente en el componente T (dirección N-S), pues la distancia que separa a los puntos Sot-cen y Jr es mayor que en L.

4.1.3. Análisis paramétrico modal

De igual forma que los análisis por ventanas de la sección anterior, el análisis paramétrico se realizó únicamente para los registros asociados al evento 99-3.

Usando los modelos propuestos en el capítulo 2, se identificaron las frecuencias de la estructura y de los movimientos de traslación y cabeceo de la base. Dichos modelos son equivalentes a las funciones de transferencia FT_e , FT_{tb} , FT_{sv} y FT_c empleadas en el análisis espectral.

Mediante el análisis paramétrico modal se estimaron frecuencias, factores de participación y errores de ajuste relativos a cada respuesta, así como errores totales. En general para los análisis se usaron ventanas de 10 s, pero en el estudio de la estructura con base empotrada, en ocasiones dicho intervalo se amplió a 20 s con el fin de facilitar la identificación y disminuir los errores de ajuste.

Para la identificación de las frecuencias de la estructura y sus respectivos porcentajes de participación en la respuesta, se usó el modelo tridimensional 3D-EST, con el que caracterizó el subsistema en los tres componentes de interés (L, T y R). El modelo 3D-EST está esquematizado en la fig 2.5 en el que las señales de excitación y respuesta se obtienen conforme a la tabla 2.1.

En el caso de la caracterización de las frecuencias de traslación de la base el modelo 2D-TRAS usado se presenta en la fig 2.6, mientras que en la tabla 2.2 se describen las señales que lo componen.

Finalmente, para el estudio del cabeceo se usaron los modelos 2D-CAB-V y 2D-CAB-H esquematizados en las figs 2.7 y 2.8, respectivamente. Las señales usadas en ambos se detallan en la tabla 2.3.

4.1.3.1. Frecuencias de la estructura

En el proceso de análisis, el tamaño de las ventanas, así como los tramos de traslape se escogieron de forma tal que pudieran identificarse de manera adecuada las frecuencias de la estructura, pues se notó que al usar tramos pequeños en algunas zonas la identificación se dificultaba por el fuerte acoplamiento entre los componentes de movimiento. Así, el tamaño de las ventanas en este análisis varió entre 10 y 20 s, con traslapes que también variaron entre 0 y 10 s.

En la tabla 4.14 se resumen los resultados obtenidos con el modelo 3D-EST para los tres componentes de movimiento L, T y R. Los valores correspondientes a cada una de las ventanas de análisis se pueden ver en las figs 4.23 a 4.25 y de manera detallada en el apéndice C (tablas C.16 y C.17).

En dichas figuras se distinguen los valores asociados a los componentes L, T y R con triángulos, cuadrados y círculos, respectivamente. En estas es posible apreciar la variación de los parámetros en función del tiempo. El ajuste de las respuestas calculadas en los tres componentes con el modelo se presentan en el apéndice D (figs D.19 a D.21), en las que se incluye no sólo el ajuste de las señales en el dominio del tiempo, sino también la reproducción del contenido de frecuencias mediante la comparación entre los espectros de amplitudes de Fourier de las respuestas relativas estimadas contra los de las respuestas relativas medidas.

Tabla 4.14 – Frecuencias fundamentales de la estructura (Hz) estimadas con el modelo 3D-EST para el evento 99-3

Componente	Mínimo	Máximo	Promedio	D.E.	C.V. (%)
L	0.34	0.41	0.37	0.018	4.81
T	0.39	0.44	0.41	0.012	2.91
R	0.41	0.53	0.45	0.032	7.05

D.E. Desviación estándar
C.V. Coeficiente de variación

En las figs 4.23 a 4.25 se nota que la variación en el tiempo de la frecuencia fundamental de la estructura en cada componente es muy pequeña, encontrando el máximo coeficiente de variación en el componente R con un valor de 7%. En este mismo componente se obtuvieron los máximos errores parciales de ajuste sobre pasando el 60%, como se detalla en el apéndice D (fig D.21). A pesar de que este error es superior al 40% bajo el cual el ajuste entre las señales analítica y experimental se considera satisfactorio, observando la fig D.21 puede decirse que el ajuste es aceptable.

La variación de la frecuencia con la amplitud del movimiento no es notable en los componentes traslacionales, sin embargo en el componente R este efecto se puede apreciar claramente, observando que la mayor reducción de la frecuencia ocurre en la fase de intensa del movimiento.

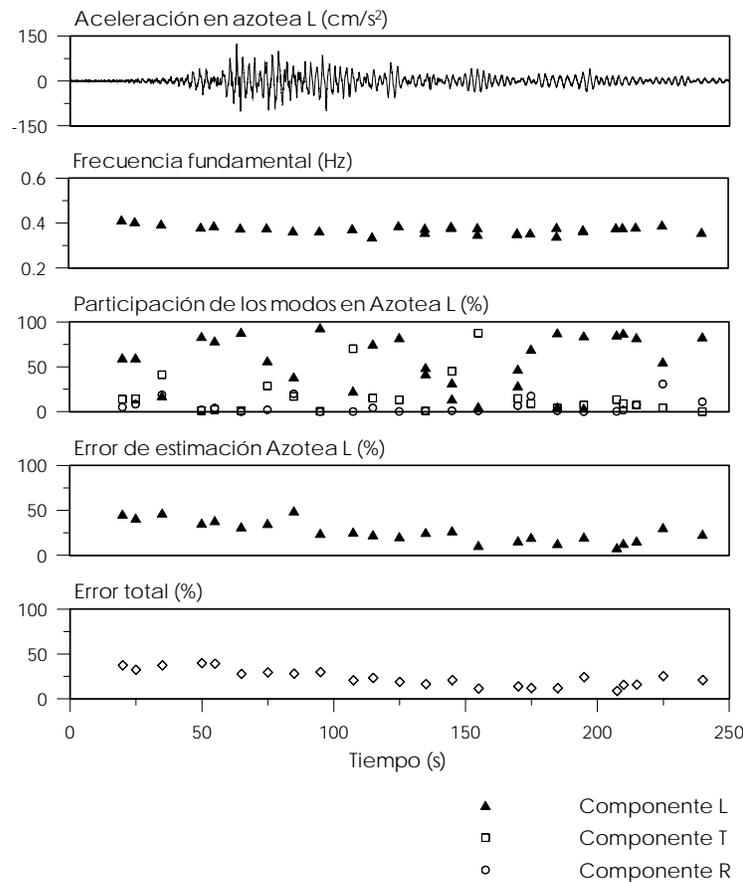


Fig 4.23 – Frecuencias fundamentales de la estructura en L estimadas con el modelo 3D-EST

Comparando las frecuencias iniciales y finales en cada componente, se tiene que las reducciones en la frecuencia son de 13, 8 y 19 % para los componentes L, T y R, respectivamente.

En L se nota que en algunas ventanas a partir de los 130 s, se identificaron dos frecuencias cercanas que caracterizan al movimiento de la estructura en este componente, lo cual sugiere un comportamiento no lineal en la respuesta de la estructura.

En concordancia con lo detectado en los demás métodos, las frecuencias asociadas a la estructura muestran que esta es más rígida en T que en L, lo cual es opuesto a lo que sucede con el sistema, en donde hay mayor rigidez en L que en T. De tal forma que nuevamente se refleja la fuerte influencia de los efectos ISE en el componente T, como lo indican los promedios de los cocientes \bar{f}_i/\bar{f}_1 , los cuales para L, T y R resultan ser 1.02, 1.15 y 1.02, respectivamente.

Respecto a los efectos de acoplamiento, en los componentes de traslación se nota que en la mayor parte del evento controla el modo fundamental del componente en estudio, aunque en varias ventanas se impone la participación de los modos fundamentales de los demás componentes. En R es notable el dominio del modo fundamental en el mismo componente durante los primeros 70 s y los últimos 30 s de movimiento, mientras que a partir del inicio de la fase intensa la mayor participación la toman indistintamente los modos fundamentales de L y T, siendo este último componente el que predomina en los instantes de mayor amplitud de movimiento.

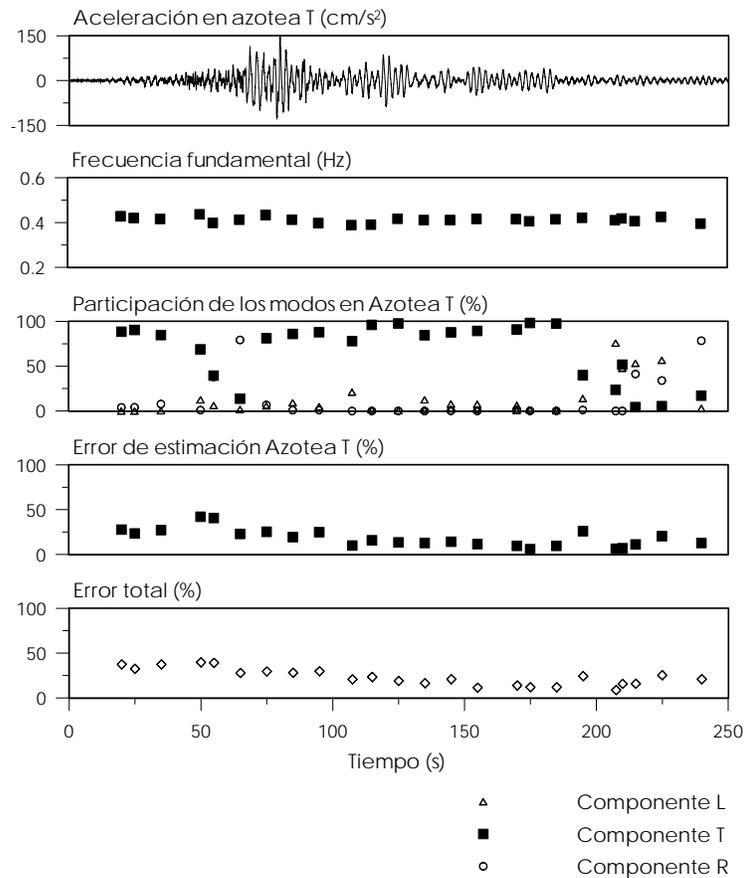


Fig 4.24 – Frecuencias fundamentales de la estructura en T estimadas con el modelo 3D-EST

4.1.3.2. Frecuencias de traslación de la base

Mediante el modelo 2D-TRAS se identificaron las frecuencias que caracterizan el movimiento de traslación de la base usando ventanas de 10 s en todo el movimiento, excepto en la primera ventana analizada, la cual, dada la baja amplitud del movimiento se amplió a 20 s. El proceso se detuvo al haber minimizado el error de ajuste por debajo de 40%, lo cual se logró en todas las ventanas procesadas, excepto en la primera.

Ya que en una primera etapa de la identificación las frecuencias con la mayor participación se asociaban al sistema en el componente en estudio, las señales de respuesta se filtraron de tal forma que pudiera aislarse el movimiento del sistema y se lograran identificar frecuencias características del movimiento de traslación de la base. Se aplicaron filtros pasa banda con límites entre 0.7 y 3 Hz para eliminar las frecuencias asociadas a los modos fundamentales del sistema y los componentes de alta frecuencia, los cuales a pesar de no tener participación significativa incrementan el error de ajuste de los modelos.

Los resultados de la identificación en L y T se presentan graficados en las figs 4.26 y 4.27, respectivamente. En estas, los valores asociados a las frecuencias identificadas se representan mediante círculos cuyo diámetro varía de acuerdo con la participación de la frecuencia en el movimiento de interés. También se presenta el factor de participación total resultado de la suma de la participación de cada una de las frecuencias identificadas, además de los errores de ajuste parciales y totales.

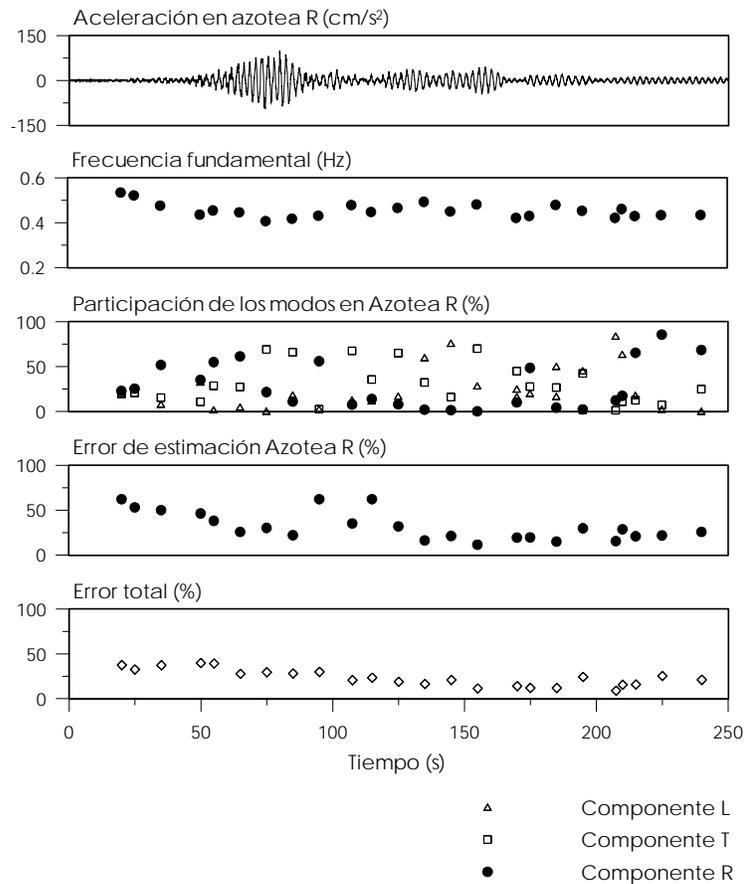


Fig 4.25 – Frecuencias fundamentales de la estructura en R estimadas con el modelo 3D-EST

Estos mismos resultados se presentan en el apéndice C (tabla C.18), mientras que en el apéndice D (figs D.22 a D.23) se incluyen los ajustes de las señales calculadas respecto a las experimentales en el dominio del tiempo y de la frecuencia.

En las figs 4.26 y 4.27, se nota un intervalo de frecuencias en el que se concentran las mayores participaciones el cual tiende a ser constante en todo el evento y está limitado aproximadamente entre 0.6 y 1.1 Hz en ambos componentes de movimiento. Se observa que los valores de las frecuencias dominantes tienden a variar de acuerdo con la amplitud del movimiento, de tal forma que en las ventanas de máxima aceleración se obtienen las mayores frecuencias, mientras que en varias de las ventanas de bajas amplitudes, las frecuencias dominantes son menores. Adicionalmente se identificaron frecuencias de menor participación entre 1.1 y 1.7 Hz.

En cuanto a la participación total, en todas las ventanas se obtuvieron valores superiores al 80%, mientras que el error de ajuste parcial y total no sobrepasó el 40%, con algunas excepciones en las que se obtuvieron errores mayores pero no superiores al 50%. En dichas ventanas el ajuste entre las señales fue aceptable, tal como se presenta en el apéndice D (fig D.22). Así, es posible afirmar que el modelo 2D-TRAS reproduce de manera satisfactoria la respuesta del sistema de traslación de la base.

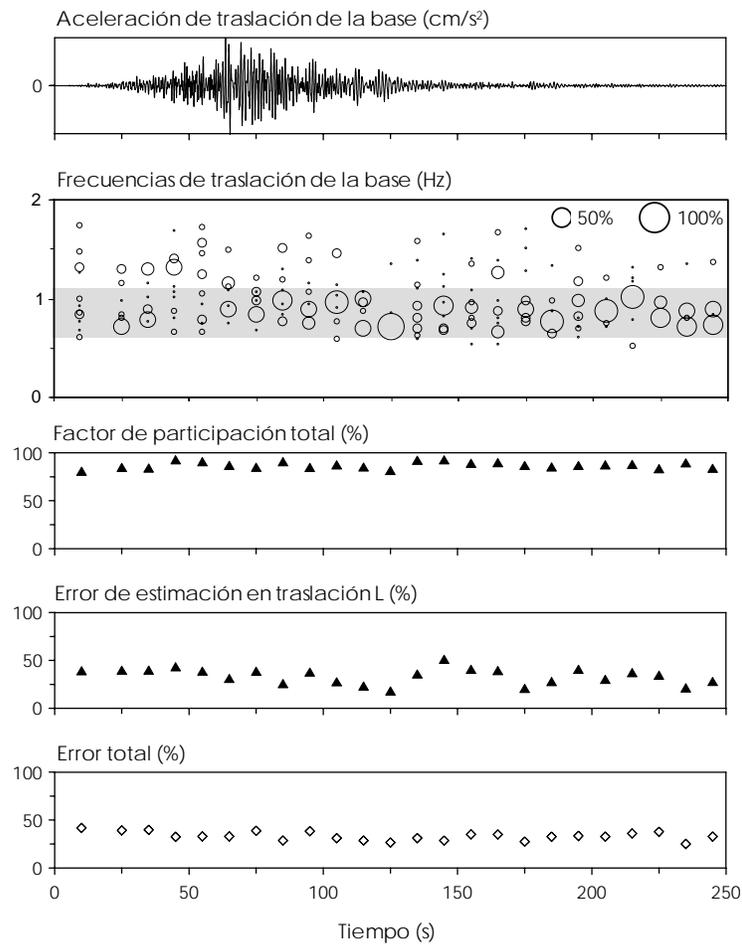


Fig 4.26 – Frecuencias de traslación de la base en L estimadas con el modelo 2D-TRAS

4.1.3.3. Frecuencias de cabeceo de la base

Para la identificación de las frecuencias de cabeceo se emplearon modelos equivalentes a los usados en el análisis espectral, teniendo en cuenta que las señales de respuesta para el análisis paramétrico deben ser relativas a las excitaciones.

Dado que se conoce por el análisis espectral que los valores derivados de estos modelos resultan afectados por la frecuencia fundamental del sistema en los tres componentes, las señales de respuesta fueron filtradas con el fin de aislar dichas frecuencias y poder identificar los valores asociados al cabeceo de la base. Así, a dichas señales les fueron aplicados filtros pasa banda con límites superior e inferior de 0.7 y 6 Hz. El límite inferior aísla las frecuencias asociadas a los modos fundamentales, mientras que el superior elimina componentes de alta frecuencia que influyen significativamente en el error de ajuste de los modelos.

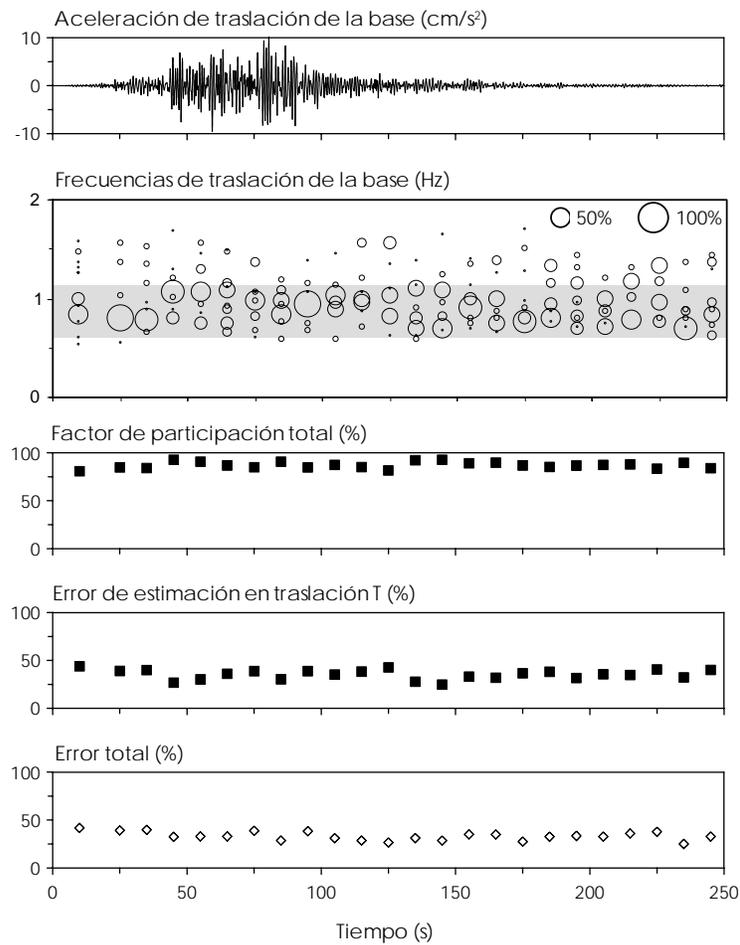


Fig 4.27 – Frecuencias de traslación de la base en T estimadas con el modelo 2D-TRAS

En el análisis se usaron ventanas de 10 s y se identificaron en la medida de lo posible las frecuencias necesarias para alcanzar errores totales de ajuste menores de 40%, que como se ha mencionado anteriormente, representa un límite aproximado de ajuste aceptable entre las señales calculadas y registradas. En ocasiones, este valor no fue alcanzado debido a la existencia de un gran número de frecuencias con baja participación en los movimientos. Cabe anotar que el número máximo de frecuencias identificadas fue de 20.

El primer modelo estudiado (2D-CAB-V) se refiere al uso de las señales verticales registradas en el sótano, el cual se esquematiza en la fig 2.5 y cuyos resultados se presentan en las figs 4.28 y 4.29. Por otro lado, el segundo modelo para caracterizar el movimiento de cabeceo de la base se basa en la ec 2.9 y se esquematiza en la fig 2.6(2D-CAB-H), mientras que los resultados obtenidos se presentan en las figs 4.30 y 4.31. Las señales usadas en ambos modelos se calcularon como indica la tabla 2.2.

En las figuras 4.28 a 4.31, las frecuencias identificadas se representan como círculos de diámetro variable de acuerdo con su participación en el movimiento en el componente estudiado. En seguida se presenta la suma de los porcentajes de participación de todas las frecuencias identificadas en la respuesta y finalmente los errores parciales y totales de ajuste. Se entiende como errores parciales aquellos asociados con el ajuste de la señal calculada y la experimental en el componente en estudio. En el apéndice C (tablas C.19 y C.20) se presentan estos resultados

de manera detallada y en el apéndice D (figs D.24 a D.27) se incluyen los ajustes entre las señales calculadas y las respuestas medidas experimentalmente, así como la comparación de los espectros de amplitudes de Fourier de ambas señales.

De acuerdo con estas figuras, puede notarse que los modelos arrojan resultados similares en ambos componentes de movimiento.

Comenzando por el cabeceo en L (figs 4.28 y 4.30), se puede apreciar claramente la presencia de dos intervalos de frecuencias dominantes. El primero entre 1.9 y 2.8 s, que aunque está presente en todo el evento, domina el movimiento durante los primeros 130 s. El segundo intervalo, definido entre 0.9 y 1.5 Hz se percibe ligeramente desde el inicio del evento, pero a partir de los 100 s su influencia se equipara con la del primer intervalo hasta que comienza a dominar el movimiento desde los 150 s hasta casi el final del sismo, donde ambos intervalos nuevamente presentan similar influencia. Adicionalmente a estos intervalos, se notan algunas frecuencias de baja participación que llegan hasta los 4Hz.

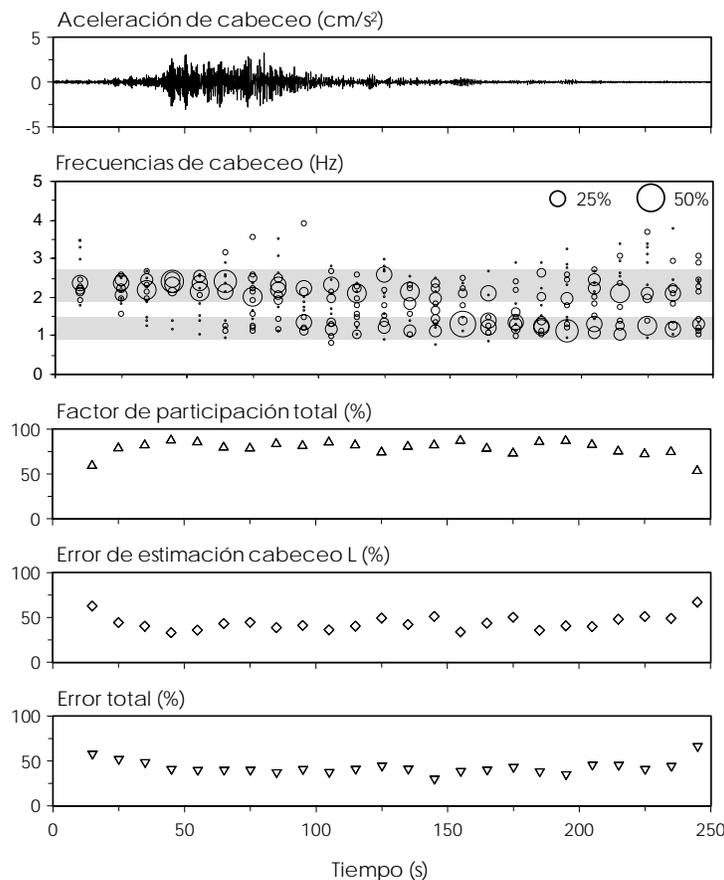


Fig 4.28 – Frecuencias de cabeceo de la base en L estimadas con el modelo 2D-CAB-V

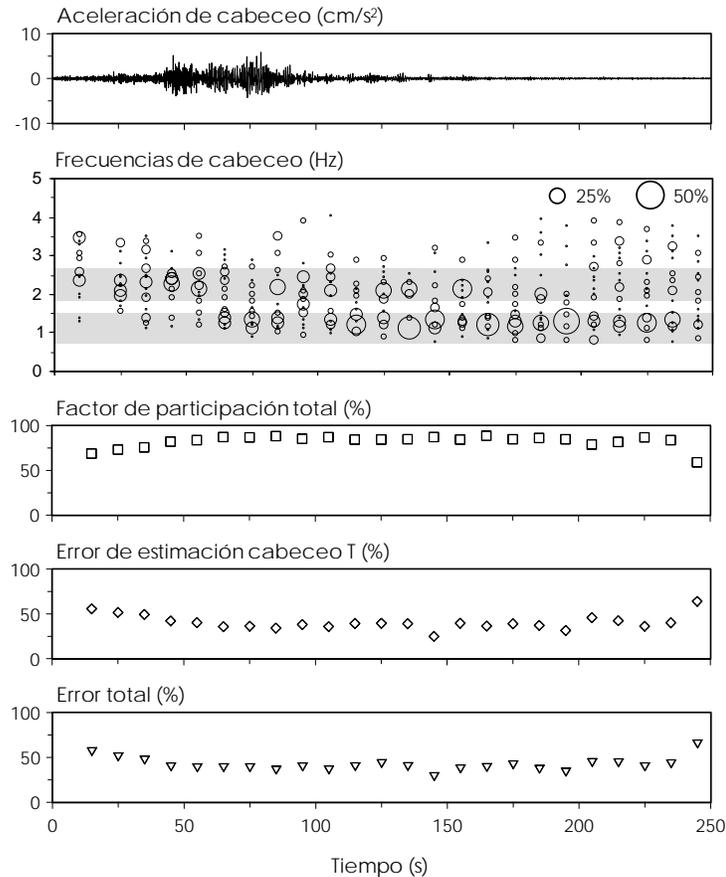


Fig 4.29 – Frecuencias de cabeceo de la base en T estimadas con el modelo 2D-CAB-V

Por otro lado, el cabeceo en T (figs 4.29 y 4.31) también se ve influenciado por dos intervalos de frecuencias, los cuales en una buena parte del evento se traslapan conformando un solo intervalo. Este efecto es más notorio en la fig 4.31 con el modelo 2D-CAB-H. El primer intervalo está delimitado entre 1.8 y 2.5 Hz y se destaca en los primeros 50 s del evento, posteriormente dicho intervalo sufre un ensanchamiento entre 0.8 y 2.5 Hz durante los siguientes 100 s, para después del segundo 170 reducirse al segundo intervalo entre 0.8 y 1.5 Hz que domina en la fase final del sismo. En esta fase final también es posible observar gran variedad de frecuencias de baja participación hasta los 4 Hz.

En cuanto a la participación total de las frecuencias identificadas, en ambos componentes se nota que en general están alrededor de 80%, exceptuando algunas ventanas ubicadas al inicio y al final del evento, donde dada la baja calidad de la señal se dificulta la identificación.

También es posible notar la relación inversa entre la participación total y el error de ajuste parcial, el cual es máximo en las ventanas donde la participación total es mínima, las cuales corresponden a las fases de baja amplitud de movimiento. Puede notarse que con ambos modelos, los errores obtenidos se encuentran cercanos al límite del 40%, aunque con el modelo 2D-CAB-H se obtuvieron valores menores.

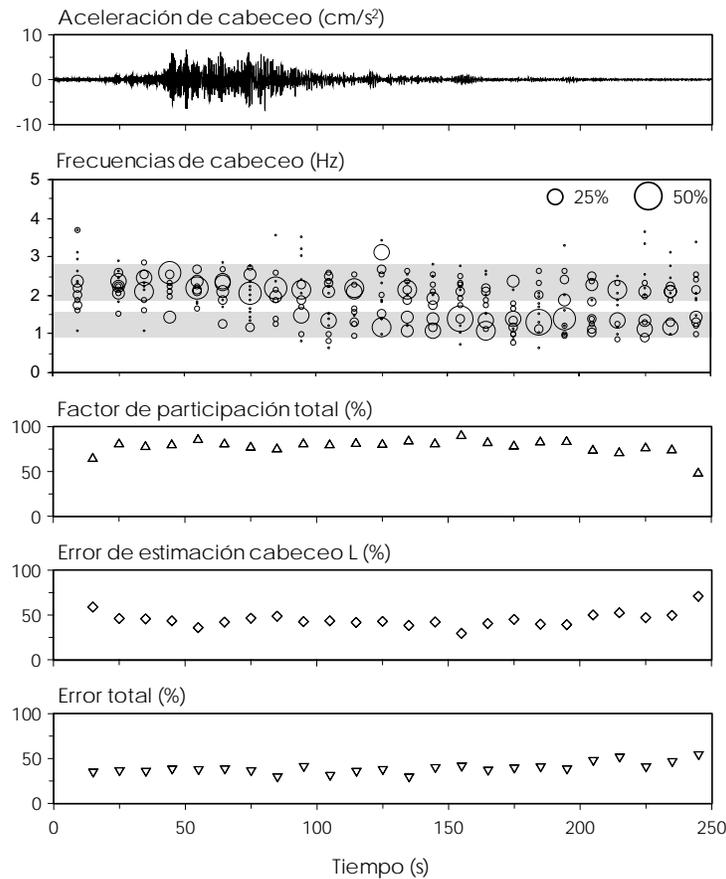


Fig 4.30 – Frecuencias de cabeceo de la base en L estimadas con el modelo 2D-CAB-H

Es preciso observar que los errores parciales en el componente T son ligeramente menores que los obtenidos para L, posiblemente a causa de la mayor amplitud de las señales asociadas al cabeceo en T, que a su vez facilitó la identificación de las frecuencias en este componente.

Finalmente, en la tabla 4.15 se presentan los intervalos de cabeceo definidos con ambos métodos en los componentes L y T. Es importante observar que en ambos componentes se identificaron intervalos coincidentes, con un patrón similar en el transcurso del tiempo. En general se nota que en los primeros 100 s de movimiento, los cuales contienen la totalidad de la etapa intensa de movimiento, el intervalo dominante se asocia a altas frecuencias, mientras que los últimos 100 s están dominados por frecuencias bajas.

Este fenómeno de variación del intervalo de frecuencias dominantes puede relacionarse con el contenido de frecuencias propio de acelerogramas registrados en la zona blanda de la ciudad de México. Dichos registros se caracterizan por poseer una banda estrecha no estacionaria de frecuencias, ocasionada por la llegada a destiempo de las ondas superficiales, las cuales al ser dependientes de la frecuencia y recorrer una distancia larga desde la zona epicentral, afectan los registros de manera que en la etapa inicial hay un mayor contenido de frecuencias, mientras que la parte final solamente se tienen frecuencias bajas de pequeña amplitud.

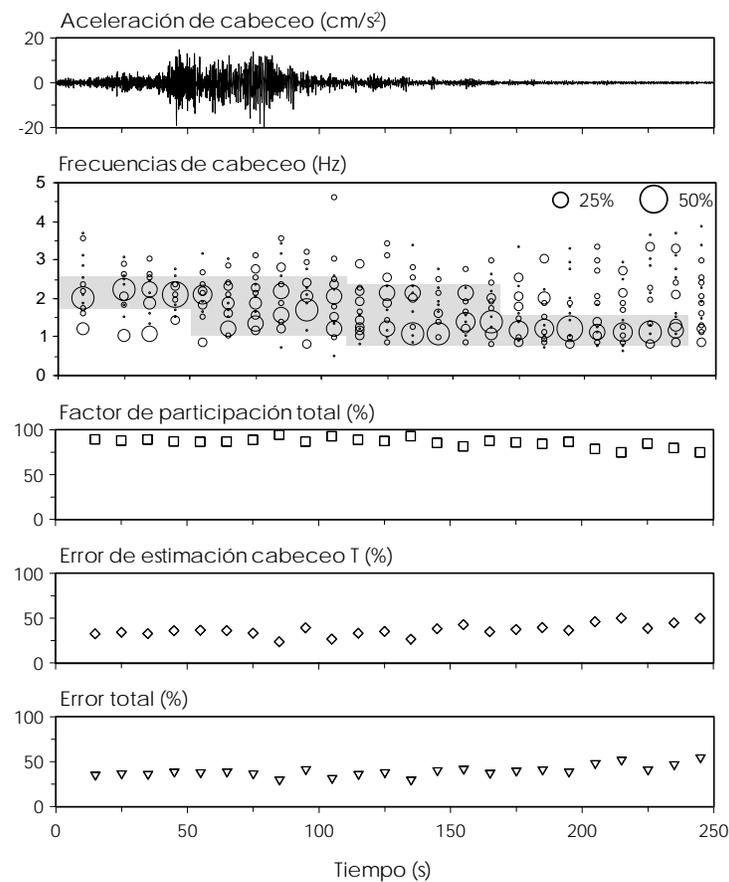


Fig 4.31 – Frecuencias de cabeceo de la base en T estimadas con el modelo 2D-CAB-H

Tabla 4.15 – Intervalos de frecuencia de cabeceo identificados con análisis paramétrico

Modelo	Intervalos de frecuencia (Hz)	
	Cabeceo en L	Cabeceo en T
2D-CAB-V	0.90 – 1.40	0.80 – 1.50
	1.90 – 2.70	1.80 – 2.60
2D-CAB-H	0.90 – 1.60	0.80 – 3.00
	1.90 – 2.80	-

De este modo, conociendo que en la etapa inicial del sismo hay un mayor contenido de frecuencias, se podría pensar que el movimiento de cabeceo además de ser inducido por los efectos de interacción inercial, también esté siendo influenciado por efectos de interacción cinemática. Mientras que en la fase final del movimiento, dado que la presencia de altas frecuencias es despreciable, la interacción controla los efectos ISE inducidos al edificio. Este fenómeno no ha sido percibido claramente en otros edificios altos, por lo que en futuros trabajos será necesario verificar la veracidad de la información derivada de la estación de campo libre, dada su cercanía con el edificio y construcciones adyacentes.

4.1.4. Comparaciones y comentarios

Con el propósito de evaluar los resultados obtenidos con los distintos métodos empleados en el estudio de la respuesta del sistema y los efectos ISE, en esta sección se presentan figuras en las que se resumen y comparan los valores encontrados para cada componente de movimiento analizado con cada uno de los métodos empleados. Dado que el edificio fue particularmente estudiado bajo la acción del sismo 99-3, las figs 4.32 a 4.34 presentan los resultados asociados a dicho evento en los componentes L, T y R, respectivamente.

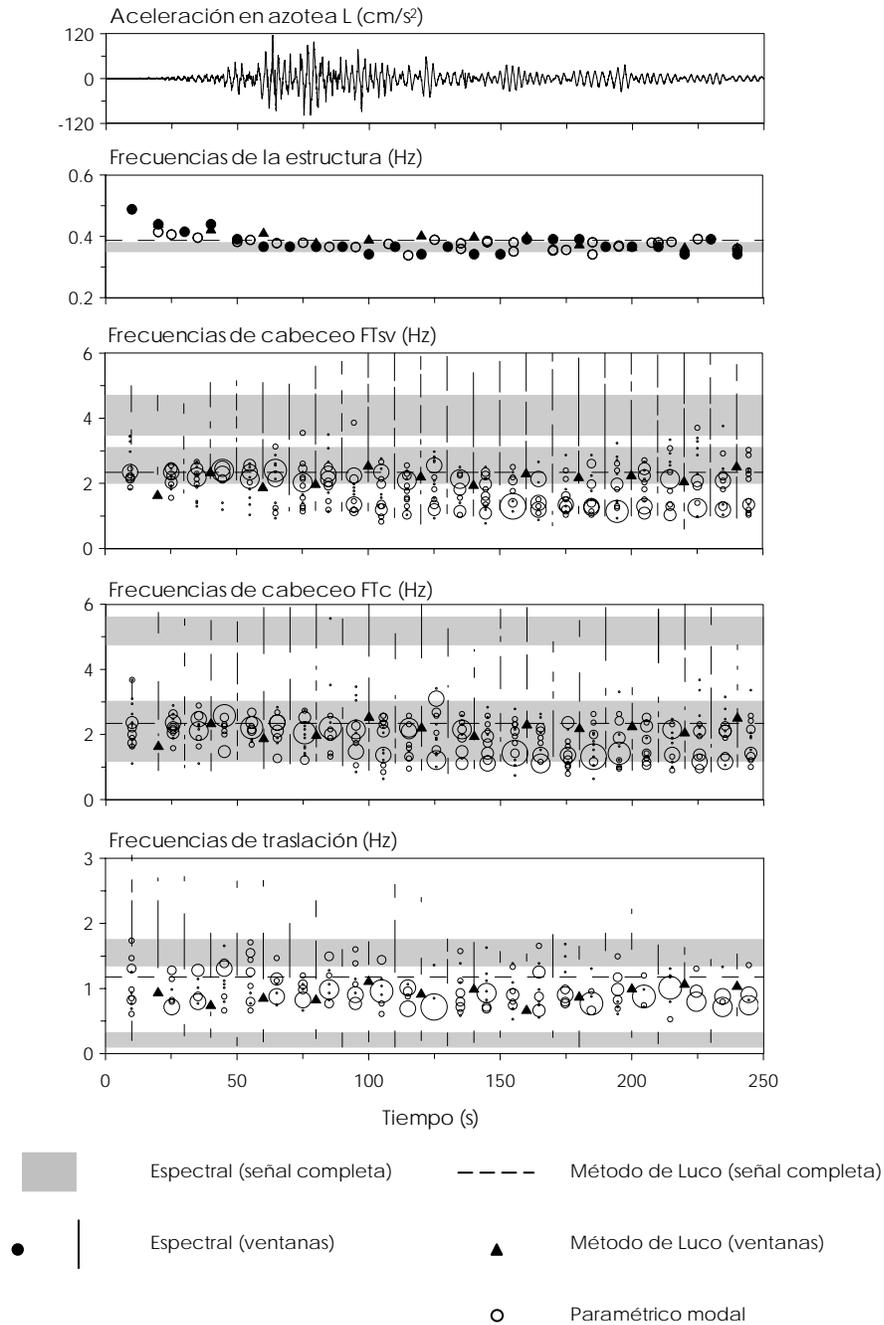


Fig 4.32 – Comparación de las frecuencias asociadas a los efectos ISE identificadas en el componente L para el evento 99-3

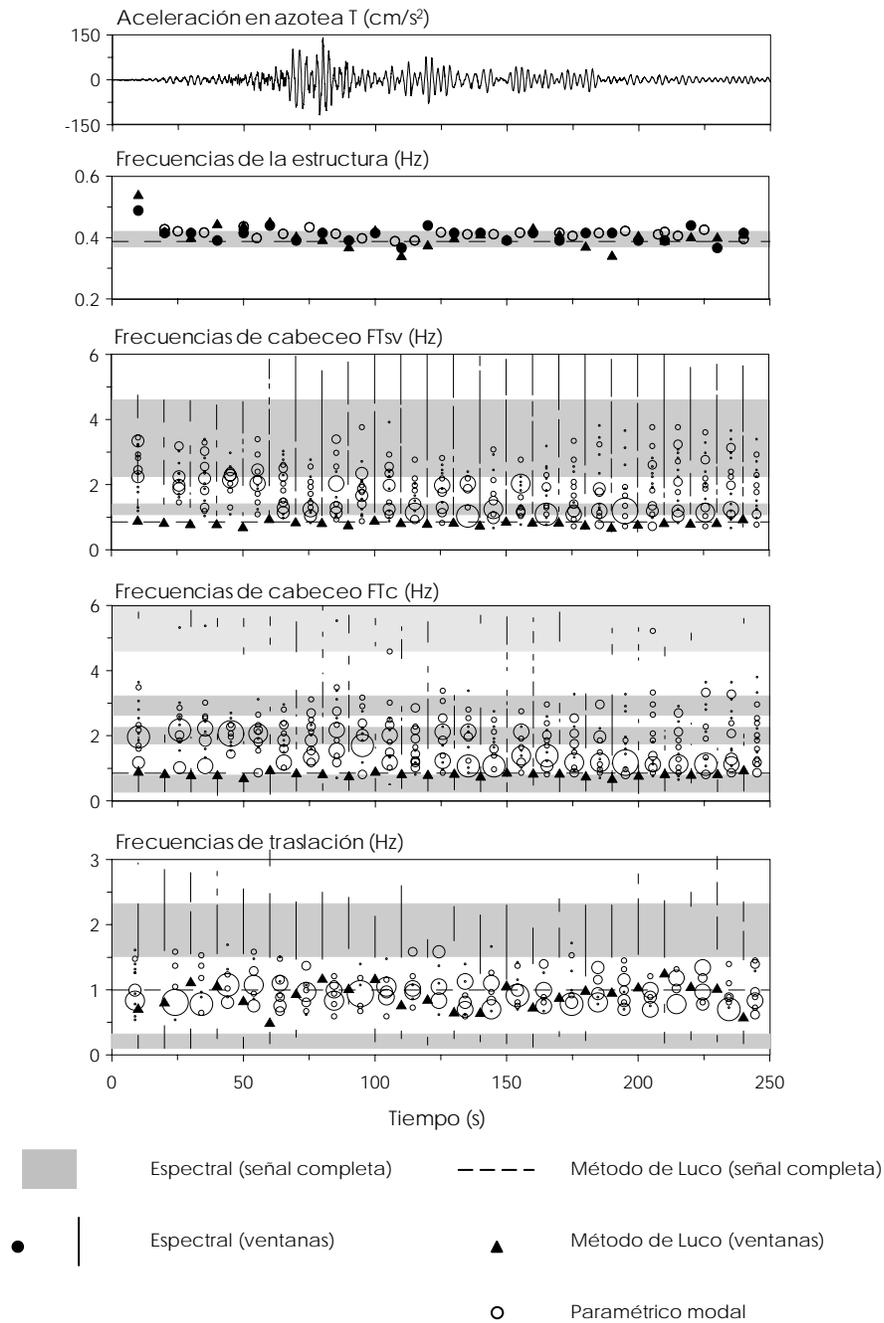


Fig 4.33 – Comparación de las frecuencias asociadas a los efectos ISE identificadas en el componente T para el evento 99-3

En estas figuras aparecen dos recuadros con resultados asociados al cabeceo, el primero contiene los resultados de los análisis espectral (FT_{sv}) y paramétrico (modelo 2D-CAB-V) usando las señales verticales registradas en el sótano, mientras que el segundo presenta los resultados que se asocian con la ec 2.9, los cuales en el análisis espectral se refieren a las FT_c y en el paramétrico al modelo 2D-CAB-H. En ambos se incluyen los resultados obtenidos con Luco con los análisis de las señales completas y por ventanas.

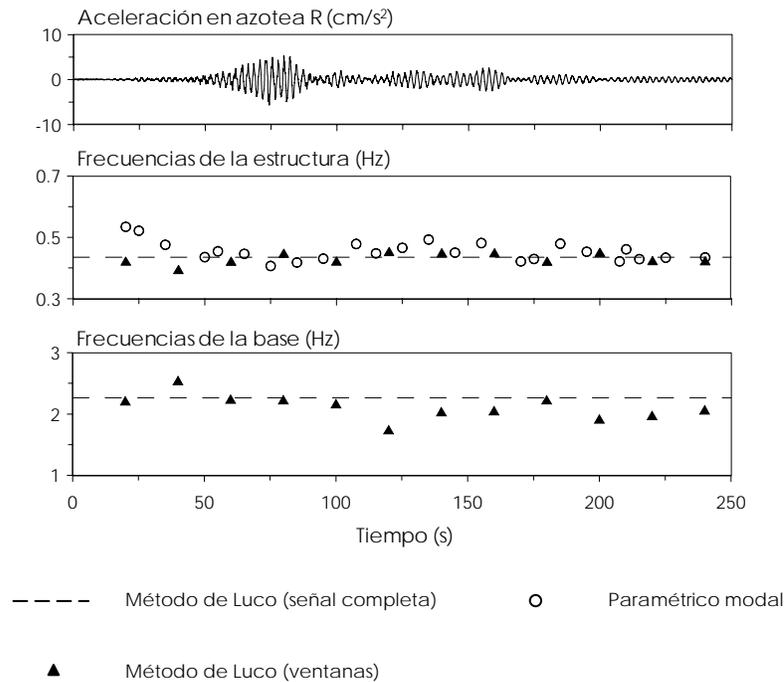


Fig 4.34 – Comparación de las frecuencias asociadas a los efectos ISE identificadas en el componente R para el evento 99-3

Respecto a la frecuencia de la estructura con base empotrada en L y T, puede notarse que las estimaciones hechas con los tres métodos (espectral, Luco y paramétrico) resultan coincidentes entre si. El análisis paramétrico, así como los análisis espectrales por ventanas (FT_e y Luco) arroja resultados que varían alrededor de los obtenidos en los análisis espectrales de la señal completa. Con el método de Luco se obtienen valores con una mayor dispersión, lo cual como se discutió anteriormente se asocia principalmente con la suposición de análisis basada en el estudio de cada componente de movimiento de manera desacoplada. Dado que se conoce que la respuesta del sistema del edificio PC se caracteriza por fuerte acoplamiento modal, los resultados obtenidos presentan incertidumbres. En el caso del análisis espectral también surgen incertidumbres en los resultados, ya que el método igualmente se basa en el estudio aislado de cada componente. Adicionalmente, la baja resolución del movimiento en ciertos tramos de la señal suele ocasionar incertidumbres adicionales.

Por su parte, con el análisis paramétrico es posible ajustar las respuestas en todos los componentes de movimiento simultáneamente en un mismo modelo, por lo cual las incertidumbres debidas al acoplamiento modal son superadas. Además, ya que el método permite conocer los índices de error de ajuste entre las señales calculadas y registradas, es posible establecer criterios de credibilidad de los valores obtenidos. De tal forma, a partir de los resultados obtenidos con este método, es posible evaluar los valores asociados con los demás métodos.

En general, los resultados por ventanas describen una disminución de la frecuencia de la estructura entre el inicio y el final del movimiento, lo cual se puede atribuir a comportamiento no lineal con una consecuente degradación de rigidez de la estructura.

En cuanto a la frecuencia de traslación de la base, puede observarse que los intervalos definidos mediante las FT_{tb} en el análisis espectral no son consistentes con los resultados obtenidos con Luco y el análisis paramétrico. Este fenómeno también fue observado en el trabajo de Murià-Vila *et al.*

(2004) en el estudio de los edificios JAL y SIS. Por otro lado, los resultados obtenidos con los otros dos métodos son consistentes entre sí, de tal forma que la frecuencia de la señal completa dada por Luco en el componente L se ubica por encima del valor medio de variación de las frecuencias identificadas con el análisis paramétrico y Luco por ventanas, mientras que en el componente T se observa un mejor ajuste. Cabe resaltar que los intervalos definidos por el método paramétrico se superponen, lo cual es de esperarse y se puede explicar como un reflejo del fuerte acoplamiento del sistema entre L y T.

Respecto al movimiento de cabeceo de la base, los resultados obtenidos con el análisis paramétrico usando los modelos 2D-CAB-V y 2D-CAB-H son prácticamente coincidentes entre sí, definiendo dos intervalos de frecuencias que participan de manera variable durante el sismo.

En contraste con lo anterior, las dos funciones de transferencia usadas para el estudio espectral del cabeceo (FT_{sv} y FT_c) arrojan resultados diferentes, entre los cuales, los obtenidos con las FT_c se ajustan mejor con los asociados a los otros dos métodos (Luco y paramétrico).

Puede notarse que en el componente L hay una buena coincidencia entre todos los métodos, mientras que en T existe un ligero desfase en los resultados asociados al método espectral y a Luco, respecto a los valores encontrados con el análisis paramétrico.

Adicionalmente, los resultados del análisis espectral por ventanas, aunque tienden a coincidir con los asociados al estudio de la señal completa, suelen definir intervalos adicionales, los cuales pueden causar confusión.

Los valores obtenidos con Luco en el componente L presentan una tendencia al intervalo que domina las fases inicial e intensa del movimiento, mientras que en T los resultados se ajustan al intervalo que domina la etapa final del sismo. Con lo cual es posible establecer que pese a que este método presenta limitaciones, para fines prácticos los resultados derivados de su aplicación se consideran válidos, dado que se ajustan con los valores de máximas participaciones del movimiento identificados con métodos de análisis refinados.

Respecto a los efectos asociados a la torsión, los métodos empleados para caracterizar la frecuencia de la estructura son igualmente efectivos. En el caso de la frecuencia de giro de la base solamente, esta solamente se calculó con el método de Luco, por lo que no es posible establecer comparaciones al respecto, aunque puede notarse la gran variación de los resultados entre ventana y ventana. Es importante recordar que los efectos ISE asociados a la torsión no son relevantes en la respuesta del sistema, como revelaron los cocientes f_1/\bar{f}_1 y la fig 4.10.

4.2. ESTIMACIÓN DE LAS RIGIDECES DE LA CIMENTACIÓN

Para la estimación experimental de las rigideces de la cimentación se aplicó el procedimiento propuesto por Luco (1980), mientras que a manera normativa, fue aplicado el procedimiento incluido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento del Distrito Federal (NTCDS-RCDF, 2004). Adicionalmente se usó el programa Dyna5, para estimar de manera aislada las rigideces del cajón y los pilotes, usando las propiedades promedio del suelo de cimentación, así como las que se asocian a los estratos definidos en el perfil del suelo del apéndice A.

4.2.1. Análisis de las señales completas

Habiendo calculado mediante el método de Luco (1980) las frecuencias asociadas a los movimientos de traslación y cabeceo de la base en los componentes L y T, además de las frecuencias de giro de la base por torsión, y conociendo los parámetros γ_1 , β_1 , M_1 e I_1 requeridos por el método y presentados en la tabla 4.6, es posible estimar las rigideces asociadas a cada uno de los movimientos de la cimentación mediante las ecs 2.16, 2.17 y 2.24.

Las rigideces de los subsistemas de interacción se calcularon para los cuatro eventos en estudio y los resultados se presentan en la tabla 4.16.

Tabla 4.16 – Rigideces del subsistema de interacción estimadas con el método de Luco en un análisis de la señal completa

Evento	Rigideces				
	Componente L		Componente T		Componente R
	K_c (N·m/rad x 10 ¹³)	K_h (N/m x 10 ¹⁰)	K_c (N·m/rad x 10 ¹³)	K_h (N/m x 10 ¹⁰)	K_r (N·m/rad x 10 ¹³)
99-1	0.669	0.055	0.061	0.053	0.061
99-2	0.766	0.078	0.073	0.062	0.061
99-3	0.500	0.087	0.067	0.057	0.058
99-4	0.650	0.117	0.057	0.068	0.061

De acuerdo con estos se pueden hacer las siguientes observaciones:

- La mayor dispersión en los resultados se aprecia en las rigideces asociadas a la traslación de la cimentación, con coeficientes de variación de 31 y 12 % en los componentes L y T, respectivamente. En el caso del cabeceo, los coeficientes de variación son de 17 y 10 %. También se nota que la dispersión en L es mucho mayor que la encontrada en T. Lo contrario sucede con la rigidez de torsión, en donde el coeficiente de variación de 3 % denota una baja dispersión en los resultados.
- Agrupando los eventos en dos, de tal forma que se tenga primero un sismo fuerte y a continuación uno de baja intensidad, puede notarse que las rigideces guardan una relación inversa con la intensidad del evento, encontrándose en general menores valores para los sismos 99-1 y 99-3 que para los eventos 99-2 y 99-4, respectivamente. De acuerdo con lo anterior se nota una excepción en el caso del cabeceo en T con el sismo 99-4, cuya rigidez es menor a la obtenida en el sismo 99-3. Esto se explica recordando que la rigidez es proporcional al cuadrado de la frecuencia (ec 2.15) y que para el sismo 99-4 la frecuencia de cabeceo en L resultó menor a lo esperado según la tendencia general de los resultados (tabla 4.8).
- Es importante notar la gran diferencia en la rigidez de cabeceo en ambas direcciones, encontrándose en L una rigidez de la cimentación 10 veces mayor que la obtenida en T, aproximadamente. Lo cual resulta evidente cuando se recuerda que la rigidez depende del cuadrado de la frecuencia y que las frecuencias identificadas con el método de Luco para cabeceo son en promedio 2.66 y 0.85 en L y T, respectivamente. Cabe resaltar que en el análisis de las frecuencias asociadas a los efectos ISE, en la sección anterior se encontró que el cabeceo en L no tiene aportes importantes en el movimiento total del sistema, mientras que en T su influencia es muy notable, por lo que naturalmente se espera que la rigidez en cabeceo de la cimentación en L sea mucho mayor que en T.

4.2.2. Análisis de las señales por ventanas

El análisis por ventanas únicamente se realizó para el evento 99-3, en el que para L y R se tomaron ventanas de 40 s con traslapes de 20 s, dada la dispersión de los resultados, mientras que en T fueron analizadas ventanas de 20 s con traslapes de 10 s.

En la tabla 4.17 se presentan un resumen de los valores calculados para las rigideces de la cimentación en los componentes de cabeceo, traslación y giro por torsión de la base, mientras que los resultados obtenidos en cada una de las ventanas se incluyen en el apéndice C (tablas C.13 a C.15) y pueden observarse en las figs 4.35 a 4.37.

Tabla 4.17 – Rigideces del subsistema de interacción estimadas con el método de Luco en un análisis espectral por ventanas para el sismo 99-3

Parámetro	Rigideces				
	Componente L		Componente T		Componente R
	K_c (N·m/rad x 10 ¹³)	K_h (N/m x 10 ¹⁰)	K_c (N·m/rad x 10 ¹³)	K_h (N/m x 10 ¹⁰)	K_r (N·m/rad x 10 ¹³)
Mínimo	0.253	0.029	0.043	0.015	0.035
Máximo	0.598	0.078	0.083	0.092	0.074
Promedio	0.438	0.055	0.063	0.051	0.052
C.V	24 %	27 %	16 %	41 %	19 %

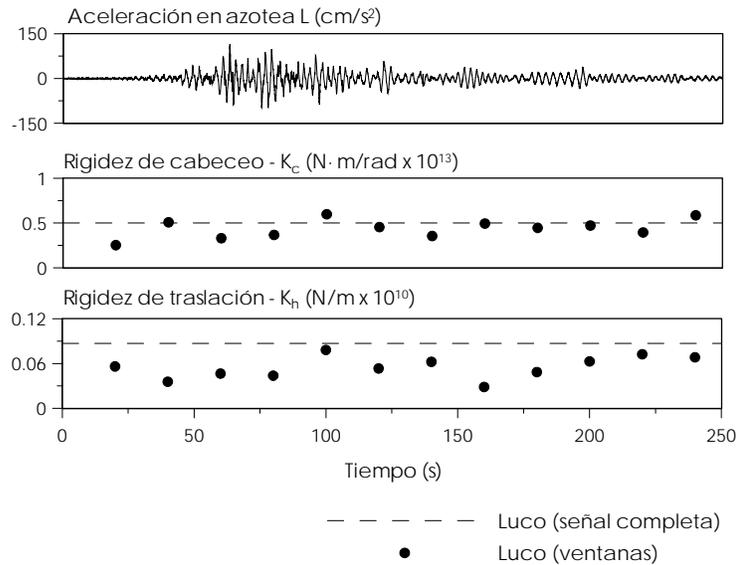


Fig 4.35 – Rigideces del subsistema de interacción en el componente L estimadas con el método de Luco para el evento 99-3

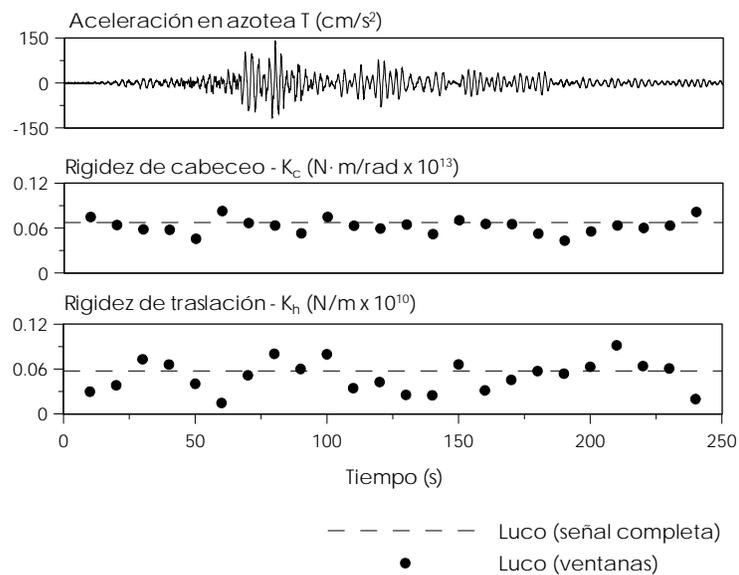


Fig 4.36 – Rigideces del subsistema de interacción en el componente T estimadas con el método de Luco para el evento 99-3

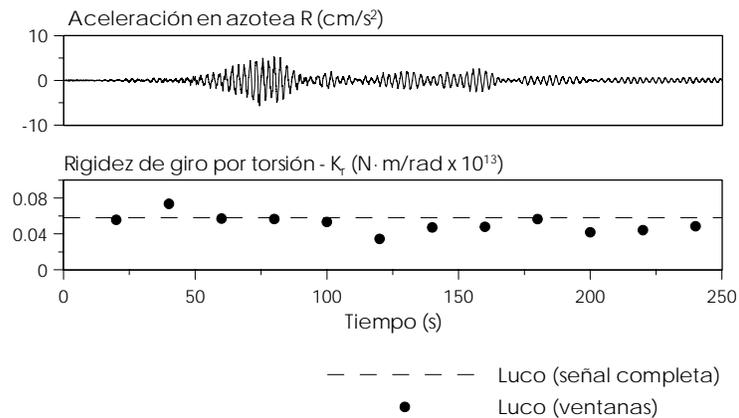


Fig 4.37 – Rigideces del subsistema de interacción en el componente R estimadas con el método de Luco para el evento 99-3

Dada la dependencia existente entre la rigidez y la frecuencia de los movimientos de la cimentación, la variación de los valores a lo largo del evento guarda proporción con la observada en las frecuencias. Así, se nota que los valores obtenidos en el análisis de la señal completa dan una estimación media de los valores que se obtienen al realizar el análisis por ventanas, excepto en la rigidez de traslación en L, en donde el valor obtenido con la señal completa representa el límite superior de los resultados por ventanas.

4.2.3. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo

De acuerdo con el procedimiento propuesto en el apéndice A de las NTCDS-RCDF (2004), el cual se resume en la sección 2.3.1, se realizó la estimación de las rigideces de la cimentación ante los movimientos de cabeceo y traslación de la base del edificio PC.

Ya que en las normas no se incluyen expresiones para determinar la rigidez asociada a la torsión de la base, este cálculo se realizó usando las expresiones propuestas por Gazetas (1990).

Así, para cada componente de movimiento se calcularon las rigideces estáticas y dinámicas de la cimentación. Estas últimas se obtuvieron como el producto de las primeras por un factor dinámico dependiente de la frecuencia de excitación del sistema.

En la fig 4.38 se muestra la variación del factor dinámico asociado a las rigideces del cajón para los diferentes componentes de movimiento en estudio. En gris se marca el intervalo en el que se ubican las frecuencias fundamentales del sistema y la característica del suelo. De acuerdo con esto, para el cálculo de las rigideces dinámicas se tomó como frecuencia representativa de excitación el valor de 0.4 Hz.

En la tabla 4.18 se presentan los valores obtenidos en cada componente para las condiciones estática y dinámica. Se incluyen independientemente los valores asociados al cajón y los pilotes, además de la suma de ambos y la participación de cada uno respecto a la rigidez total. Adicionalmente, se presenta el cociente de la rigidez calculada en condiciones estáticas entre aquella obtenida en el caso dinámico.

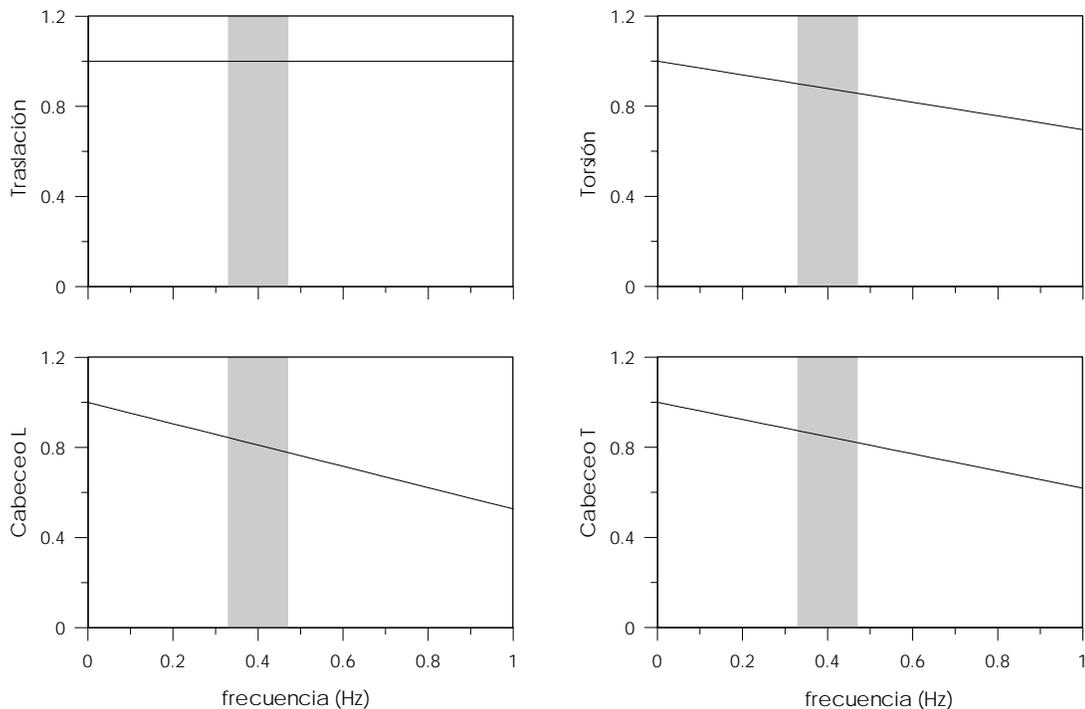


Fig 4.38 - Variación del factor dinámico asociado a las rigideces del cajón según el apéndice A de las NTCDS-RCDF (2004) y Gazetas (1990)

Tabla 4.18 – Rigideces de la cimentación estimadas con el procedimiento del apéndice A de las NTCDS-RCDF

Componente	Parámetro		Estático (E)		Dinámico (D)		D/E
			Rigidez	Participación (%)	Rigidez	Participación (%)	
L	K_c (N·m/rad x 10 ¹³)	Cajón	0.11	6.6	0.10	4.8	0.81
		Pilotes	1.65	93.4	1.86	95.2	1.13
		TOTAL	1.77		1.96		1.11
	K_h (N/m x 10 ¹⁰)	Cajón	0.34	23.2	0.34	23.2	1.00
Pilotes		1.13	76.8	1.13	76.8	1.00	
TOTAL		1.47		1.47		1.00	
T	K_c (N·m/rad x 10 ¹³)	Cajón	0.06	7.2	0.05	5.5	0.85
		Pilotes	0.82	92.8	0.92	94.5	1.13
		TOTAL	0.88		0.97		1.11
	K_h (N/m x 10 ¹⁰)	Cajón	0.34	23.2	0.34	23.2	1.00
Pilotes		1.13	76.8	1.13	76.8	1.00	
TOTAL		1.47		1.47		1.00	
R	K_r (N·m/rad x 10 ¹³)	Cajón	0.15	29.5	0.14	27.3	0.90
		Pilotes	0.37	70.5	0.37	72.7	1.00
		TOTAL	0.52		0.51		0.97

En cabeceo se observa que al introducir el factor dinámico la rigidez del cajón disminuye, mientras que la de los pilotes aumenta. De acuerdo con esto y teniendo en cuenta que la participación de los pilotes es mayoritaria en la rigidez total, al incluir el factor dinámico, la rigidez del sistema de cimentación se incrementa. En cuanto a la rigidez asociada a la traslación de la base no hay cambios entre los casos estático y dinámico, ya que el método asume un coeficiente dinámico igual a uno (fig 4.38). Finalmente, en torsión al introducir el factor dinámico, se reduce ligeramente la rigidez del cajón, mientras que la de los pilotes se conserva igual, por lo que la rigidez total del sistema se disminuida de manera despreciable.

Cabe mencionar que el cajón tiene un aporte mayor en la rigidez de traslación y torsión, mientras que en cabeceo los pilotes contribuyen mayoritariamente a la rigidez del sistema. Es importante mencionar que las expresiones usadas no consideran los efectos de grupo de pilotes.

4.2.4. Modelos analizados con el programa Dyna5

De acuerdo con los modelos estudiados por Murià *et al.* (2004) para el análisis de las rigideces de la cimentación de los edificios JAL y SIS, en esta sección se presentan los valores asociados al edificio PC. Adicionalmente, de acuerdo con el estudio de Taborda (2003) respecto al edificio SIS, también se incluyeron modelos en los que el suelo se representa como un estrato con propiedades homogéneas.

Los modelos del cajón se denominan CH y CE (figs 2.7 y 2.8, respectivamente) y los de los pilotes PH y PE (figs 2.9 y 2.10, respectivamente).

Al igual que con el procedimiento normativo (NTCDS-RCDF, 2004), los modelos estudiados con el programa fueron analizados en condiciones estáticas y dinámicas, pero además se tuvieron en cuenta las variaciones producidas al considerar o no los efectos de grupo de pilotes. Para los modelos en los que se consideraron condiciones dinámicas, se usó un valor de frecuencia representativa del sistema de 0.4 Hz. Con el fin de ilustrar la influencia de dicha simplificación, en las figs 4.39 a 4.41 se presentan las variaciones de las rigideces en los diferentes componentes de movimiento para el cajón y los pilotes en los dos modelos estudiados.

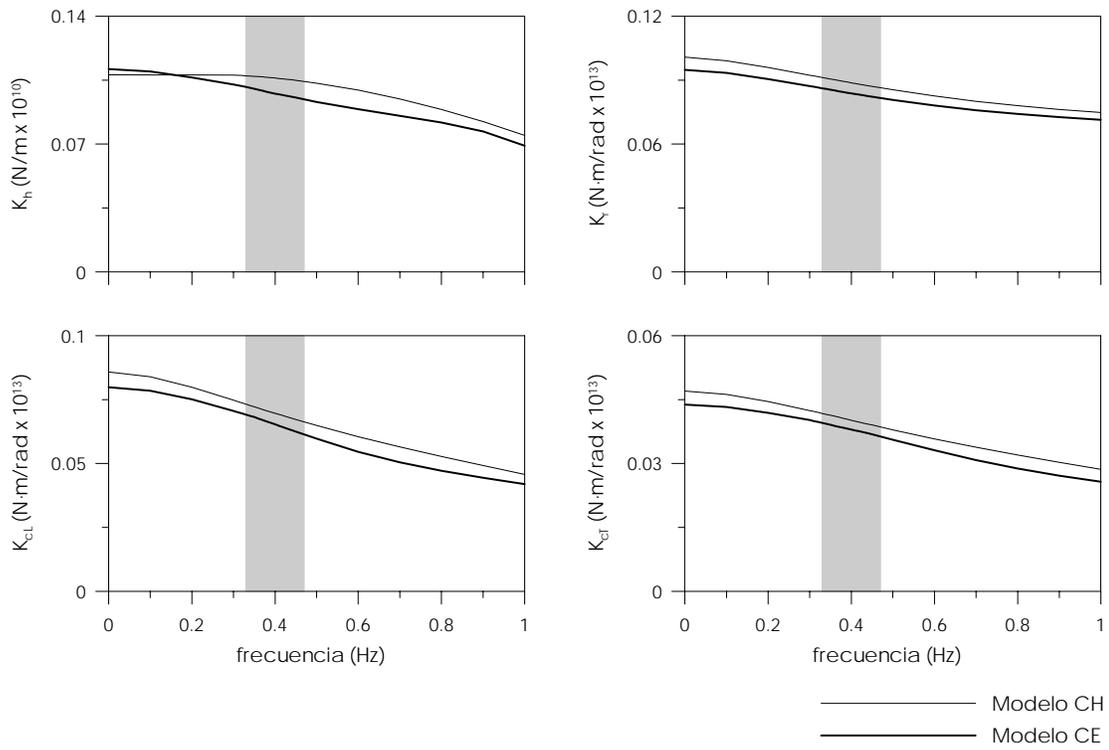


Fig 4.39 – Variación de las rigideces del cajón

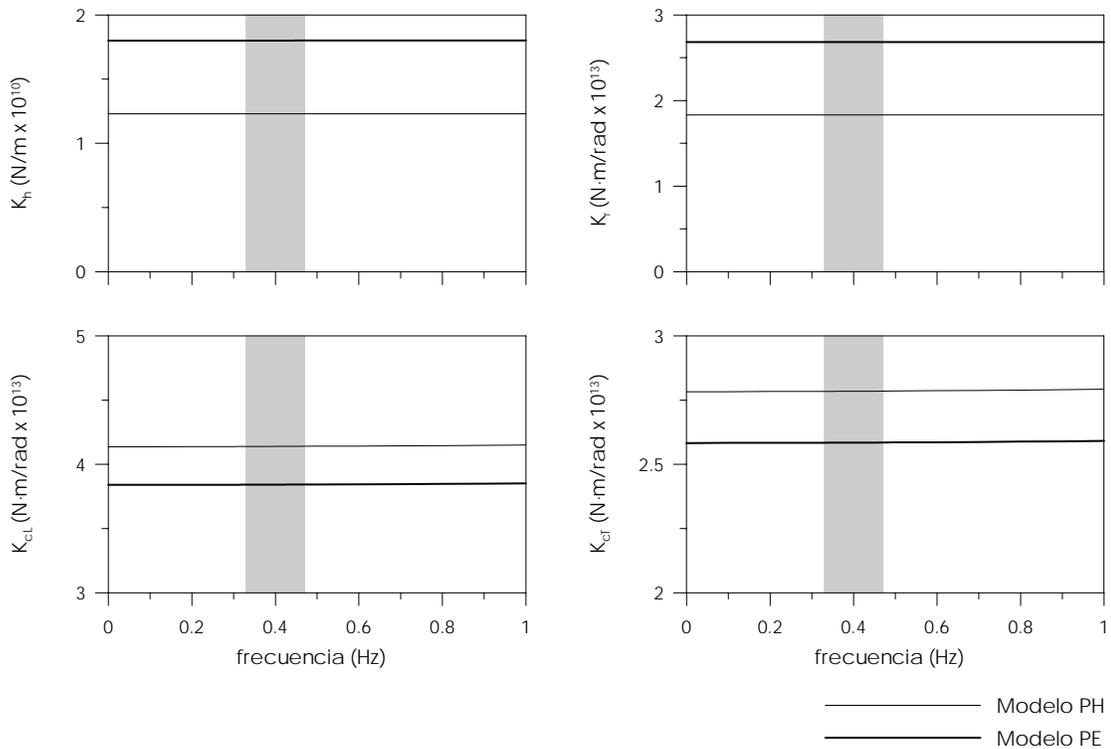


Fig 4.40 – Variación de las rigideces de los pilotes cuando no se consideran efectos de grupo

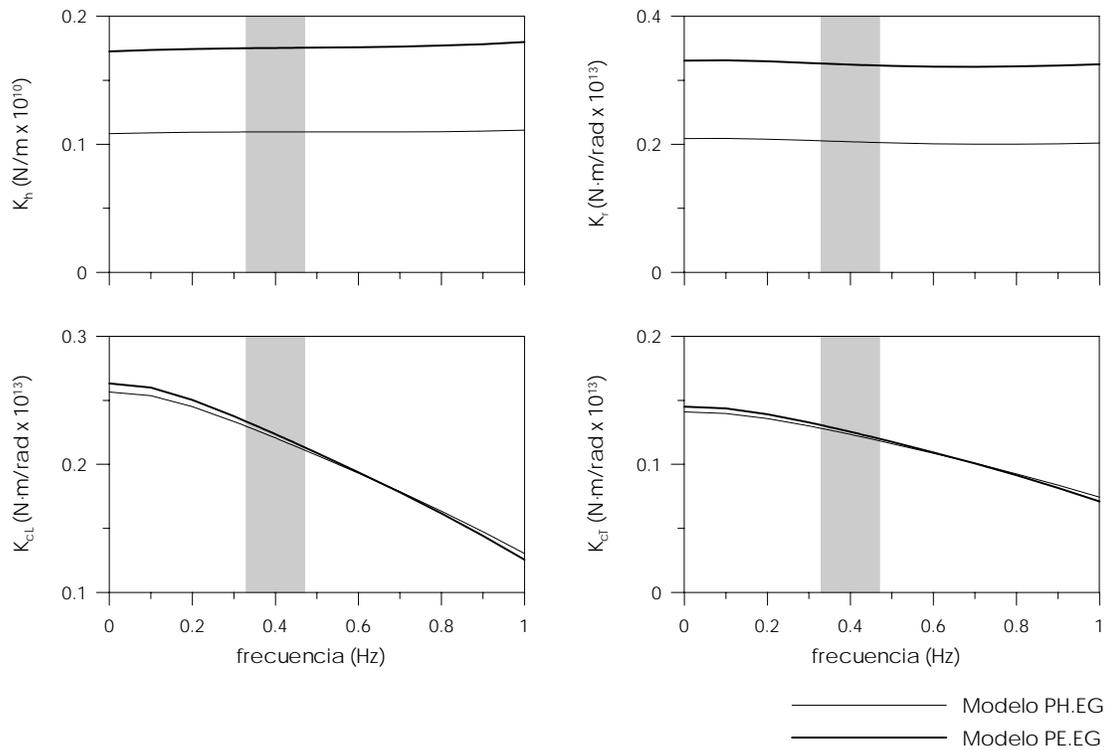


Fig 4.41 – Variación de las rigideces de los pilotes considerando efectos de grupo

En la tabla 4.19 se presentan los resultados obtenidos para los modelos estudiados considerando el caso estático, mientras que en la tabla 4.20 se muestran los resultados considerando el caso dinámico. Así mismo, en la fig 4.42 se grafican estos resultados, sobre los cuales se pueden hacer las siguientes observaciones:

- Se nota una apreciable reducción de la rigidez de los pilotes cuando se incluyen los efectos de grupo, la cual está entre 88% y 94% del valor obtenido cuando dichos efectos no se consideran. Cabe aclarar que cuando se incluye la contribución de los pilotes vecinos en el desplazamiento de un pilote, su movimiento puede amplificarse o atenuarse por efectos dinámicos, de tal forma que la rigidez del grupo definida como la relación entre fuerza y desplazamiento puede disminuir o aumentar, respectivamente. Este fenómeno ha sido estudiado por varios autores y se ha encontrado que para valores bajos de frecuencia, menores que la frecuencia dominante del suelo (como ocurre en el caso en estudio), la inclusión de los efectos de grupo disminuye invariablemente la rigidez del conjunto, siempre y cuando el sistema suelo-pilotes se mueva como un bloque (Dobry y Gazetas, 1988).

Tabla 4.19 – Rigideces de la cimentación estimadas con Dyna5 considerando el caso estático

Modelo	Componente L		Componente T		Componente R
	K_c (N·m/rad x 10 ¹³)	K_h (N/m x 10 ¹⁰)	K_c (N·m/rad x 10 ¹³)	K_h (N/m x 10 ¹⁰)	K_r (N·m/rad x 10 ¹³)
CH	0.09	0.11	0.05	0.11	0.10
CE	0.08	0.11	0.04	0.11	0.09
PH	4.14	1.23	2.78	1.23	1.83
PH.EG	0.26	0.11	0.14	0.11	0.21
PE	3.84	1.80	2.58	1.80	2.68
PE.EG	0.26	0.17	0.15	0.18	0.33

Tabla 4.20 – Rigideces de la cimentación estimadas con Dyna5 considerando el caso dinámico

Modelo	Componente L		Componente T		Componente R
	K_c (N·m/rad x 10 ¹³)	K_h (N/m x 10 ¹⁰)	K_c (N·m/rad x 10 ¹³)	K_h (N/m x 10 ¹⁰)	K_r (N·m/rad x 10 ¹³)
CH	0.07	0.11	0.04	0.11	0.09
CE	0.07	0.10	0.04	0.10	0.08
PH	4.14	1.23	2.79	1.23	1.83
PH.EG	0.22	0.11	0.12	0.11	0.20
PE	3.84	1.80	2.59	1.80	2.68
PE.EG	0.22	0.18	0.13	0.18	0.33

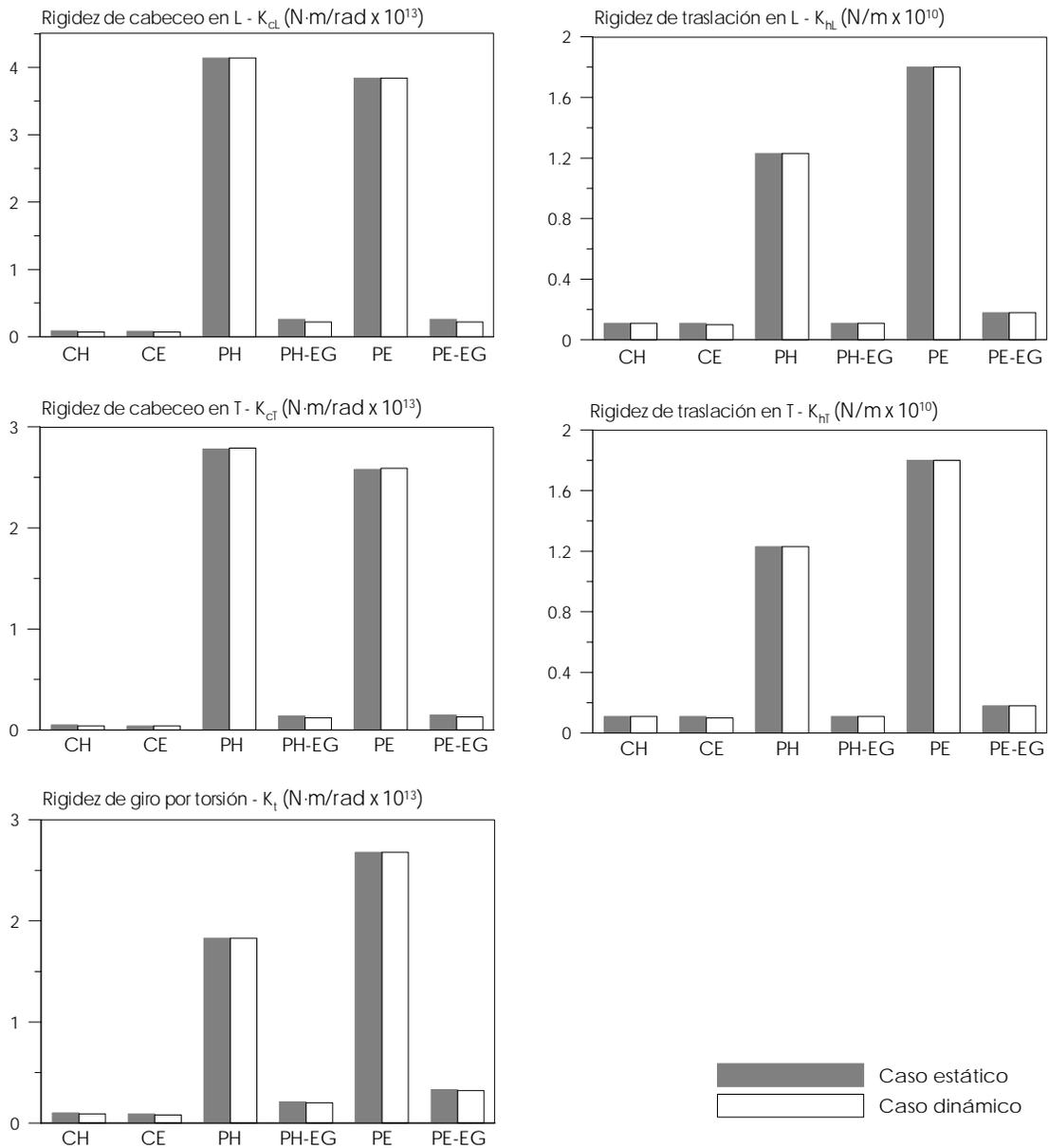


Fig 4.42 – Rigideces de la cimentación obtenidas con el programa Dyna5

- La rigidez del cajón disminuye poco o nada cuando se estudia el modelo con estratos (CE), respecto al modelo con suelo homogéneo (CH).
- En el caso de los pilotes, en traslación y torsión los resultados obtenidos con los modelos de suelo homogéneo (PH y PH.EG), son menores que cuando se usa suelo estratificado (PE y PE.EG), mientras que en cabeceo ocurre el fenómeno opuesto.
- Los resultados en el caso estático y dinámico presentan diferencias casi despreciables, lo cual es de esperarse dado que se conoce que en general, a bajas frecuencias de excitación y particularmente por debajo de las frecuencias dominantes del suelo (como ocurren en el edificio PC), la rigidez dinámica del grupo de pilotes es usualmente muy cercana a la rigidez estática (Novak, 1991).

Ahora bien, combinando los efectos del cajón y los pilotes para obtener la rigidez completa de la cimentación, se presenta en la fig 4.43 los resultados para suelo homogéneo y suelo estratificado considerando los casos estático y dinámico en cada modelo. Los resultados totales se resumen en las tablas 4.21 y 4.22, en las que se incluye en cada caso los porcentajes de participación del cajón y los pilotes.

Tabla 4.21 – Rigideces estáticas para las combinaciones propuestas con modelos de suelo homogéneo (H) y estratificado (E)

Modelo	Combinación	Rigideces estáticas				
		Componente L		Componente T		Componente R
		K _c (N·m/rad x 10 ¹³)	K _h (N/m x 10 ¹⁰)	K _c (N·m/rad x 10 ¹³)	K _h (N/m x 10 ¹⁰)	K _r (N·m/rad x 10 ¹³)
H	CH + PH	4.22	1.34	2.83	1.34	1.93
	% Cajón	2.03 %	8.07 %	1.66 %	8.07 %	5.21 %
H.EG	CH + PH.EG	0.34	0.22	0.19	0.22	0.31
	% Cajón	25.07 %	49.93 %	25.00 %	49.25 %	32.55 %
E	CE + PE	3.92	1.91	2.63	1.91	2.78
	% Cajón	2.04 %	5.81 %	1.67 %	5.81 %	3.41 %
E.EG	CE + PE.EG	0.34	0.28	0.19	0.29	0.43
	% Cajón	23.28 %	39.16 %	23.20 %	38.31 %	22.29 %
	% Pilotes	76.72 %	60.84 %	76.80 %	61.69 %	77.71 %

Tabla 4.22 – Rigideces dinámicas para las combinaciones propuestas con modelos de suelo homogéneo (H) y estratificado (E)

Modelo	Combinación	Rigideces estáticas				
		Componente L		Componente T		Componente R
		K _c (N·m/rad x 10 ¹³)	K _h (N/m x 10 ¹⁰)	K _c (N·m/rad x 10 ¹³)	K _h (N/m x 10 ¹⁰)	K _r (N·m/rad x 10 ¹³)
H	CH + PH	4.21	1.34	2.83	1.34	1.92
	% Cajón	1.66 %	7.95 %	1.42 %	7.95 %	4.62 %
H.EG	CH + PH.EG	0.29	0.22	0.16	0.22	0.29
	% Cajón	24.00 %	49.19 %	24.56 %	48.16 %	30.32 %
E	CE + PE	3.91	1.90	2.62	1.90	2.77
	% Cajón	1.67 %	5.14 %	1.45 %	5.14 %	3.03 %
E.EG	CE + PE.EG	0.29	0.27	0.16	0.28	0.41
	% Cajón	22.61 %	35.77 %	23.24 %	34.58 %	20.52 %
	% Pilotes	77.39 %	64.23 %	76.76 %	65.42 %	79.48 %

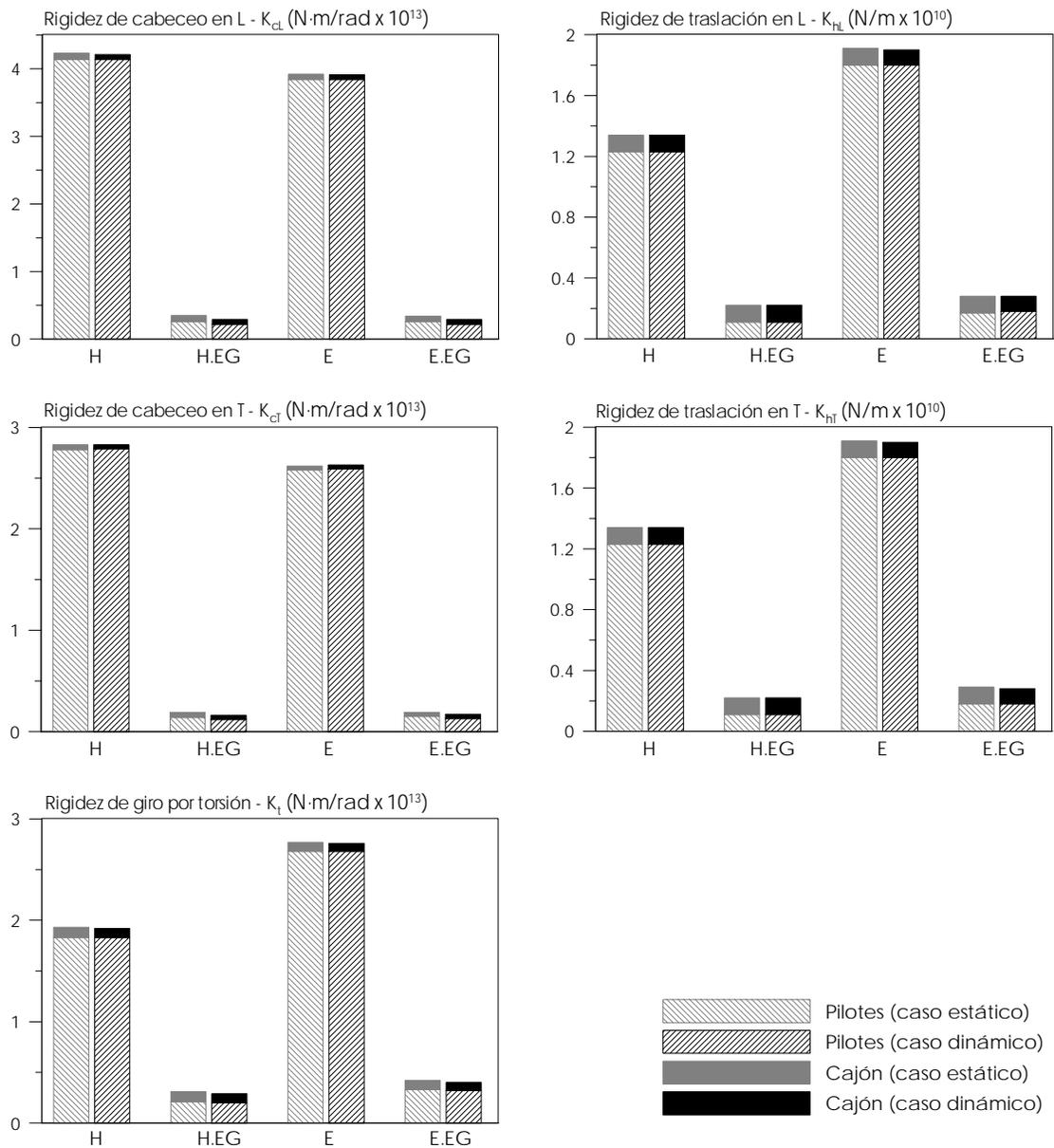


Fig 4.43 – Rigideces de la cimentación de las combinaciones propuestas con modelos de suelo homogéneo (H) y estratificado (E)

Respecto a estos resultados se pueden mencionar las siguientes observaciones:

- Los porcentajes de participación del cajón y los pilotes varían muy poco entre el caso estático y el dinámico.
- El hecho de considerar o no efectos de grupo produce cambios radicales en la estimación de la rigidez de la cimentación y en la participación del cajón y los pilotes en la rigidez total, pues la llega a reducir hasta en un 94%. Cuando no se consideran dichos efectos, el aporte del cajón a la rigidez total es casi despreciable, mientras que si los efectos de grupo de pilotes son

tomados en cuenta en el análisis, el aporte de rigidez del cajón a la cimentación llega a ser de 50%. Respecto a estos resultados, se conoce que en cimentaciones con grandes grupos de pilotes, en los que los efectos de interacción son relevantes, la rigidez puede llegar a ser solamente la décima parte de la suma de las rigideces individuales de los pilotes (Sheta y Novak, 1982).

- Cuando se incluye la estratigrafía completa del suelo de cimentación, se obtienen menores valores en la rigidez de traslación respecto a los resultados obtenidos cuando se incluyen las propiedades medias del mismo. En el caso del cabeceo y la torsión, las rigideces se incrementan.

4.2.5. Comparaciones y comentarios

En la fig 4.44 se presenta una comparación entre las rigideces obtenidas con el método de Luco (1980) usando la señal completa para los cuatro eventos estudiados, con las expresiones del apéndice A de las NTCDS-RCDF (2004) y Gazetas (1991), y con el programa Dyna5 para los distintos modelos estudiados.

Es importante resaltar que aún cuando se conoce que no es posible definir un único valor de frecuencia asociado a los movimientos de traslación y cabeceo de la base, los valores calculados con el método de Luco se tomaron como datos experimentales representativos en la comparación con los valores obtenidos por los métodos analíticos estudiados.

De acuerdo con la fig 4.44 es posible observar que:

- Las rigideces en traslación obtenidas con las NTCDS se ajustan con los resultados del Dyna5 asociados al modelo de suelo homogéneo cuando no se consideran los efectos de grupo, lo cual es de esperarse ya que las expresiones de la norma requieren valores promedio de las propiedades del suelo y además no incluyen los efectos de grupo.
- Las rigideces de cabeceo calculadas con las NTCDS se ubican en valores medios entre los resultados de Dyna5 cuando se consideran los efectos de grupo y cuando estos no son considerados.
- En el caso de la rigidez a torsión, el valor obtenido con las NTCDS resulta similar al resultado obtenido con Dyna5 cuando se incluyen los efectos de grupo de pilotes.
- Los resultados obtenidos con los métodos analíticos (NTCDS y Dyna5) cuando no se tienen en cuenta los efectos de grupo son mucho mayores que las rigideces experimentales calculadas con el método de Luco. Por otro lado, cuando dichos efectos son incluidos en el análisis con Dyna5, resultan valores más cercanos e incluso menores que los experimentales, como en el caso del cabeceo en L.
- En traslación, las rigideces obtenidas con Luco se aproximan a los valores obtenidos si se considera únicamente el aporte de los pilotes en los modelos con Dyna5 cuando se incluyen los efectos de grupo.
- En los demás componentes de movimiento del cimiento, la rigidez obtenida con Luco también sugiere que el aporte del cajón se desprece y adicionalmente, que solo una fracción de la rigidez de los pilotes sea considerada, excepto en cabeceo en L.

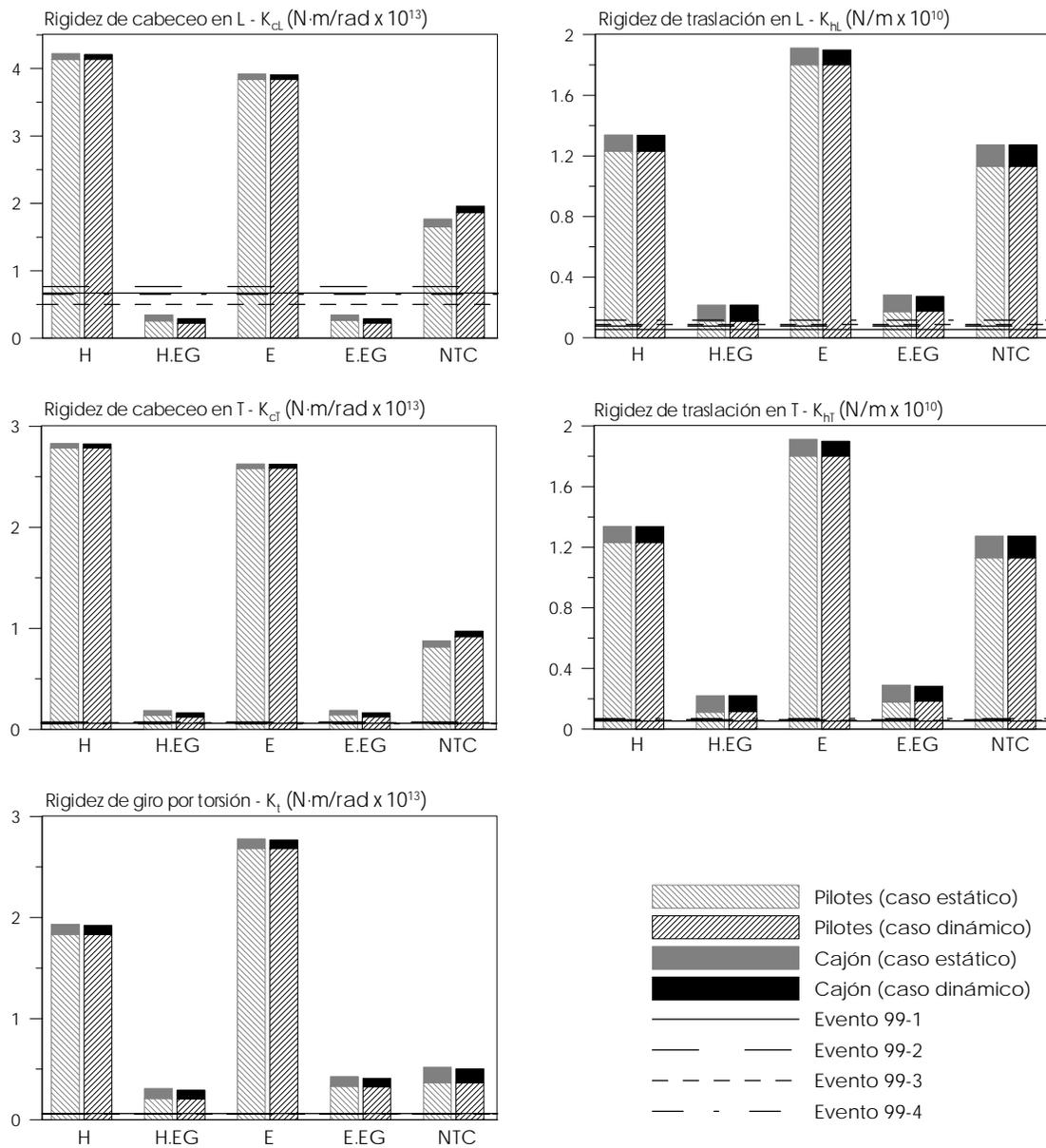


Fig 4.44 - Comparación entre los resultados obtenidos con el método de Luco, las NTCDS y el programa Dyna5

CAPÍTULO 5

COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS EDIFICIOS JAL, PC Y SIS

Con base en trabajos anteriores enfocados en el estudio del comportamiento dinámico y los efectos ISE de los edificios en estudio y complementando con los resultados obtenidos en los capítulos anteriores, se presenta un panorama comparativo entre la información obtenida para cada uno de los edificios.

Con el fin de tener parámetros comparables, para los tres edificios se escogieron los resultados asociados al evento sísmico de mayor intensidad registrado en cada uno. Así, en el caso de los edificios JAL y PC se estudió el evento 99-3, mientras que para el SIS se usó el 01-1. Las características de dichos eventos se presentan en las tablas 1.1, 1.2 y 1.3 para el JAL, PC y SIS, respectivamente.

La comparación se divide en dos partes, la primera enfocada a la respuesta del sistema suelo-estructura, mientras que la segunda se refiere a la caracterización de los subsistemas asociados a los efectos ISE y la valoración de la influencia de estos en la respuesta total.

5.1. RESPUESTA DINÁMICA DEL SISTEMA

De acuerdo con el estudio de la respuesta del edificio JAL (Murià-Vila *et al.*, 2001a) se conoce que el sistema ha presentado un comportamiento no lineal con una significativa degradación de rigidez bajo la influencia de sismos de alta e incluso moderada intensidad, aún después de haber sido reparado en dos ocasiones.

En particular, en el evento 99-3, el sistema mostró una fuerte reducción en las frecuencias promedio de 26%, 30% y 16% en los componentes L, T y R, respectivamente, respecto al primer sismo registrado después de la segunda rehabilitación (97-1). En cuanto al amortiguamiento, en L varió entre 1% y 14%, mientras que en T los valores fueron menores dado a que en esta dirección hay una menor cantidad de muros y se encuentran las diagonales de acero, las cuales permanecen elásticas en los movimientos.

En dicho evento se presentaron daños no estructurales y agrietamiento de los muros del edificio, hubo reapertura de grietas en los muros de concreto del cubo de elevadores y en varias columnas de los niveles de estacionamiento, y también se detectaron nuevas grietas en el perímetro de las interfaces concreto-concreto y concreto-acero. Dichos daños ocasionaron una reducción de la rigidez lateral, con una consecuente disminución de las frecuencias de vibrar del sistema, ocasionándole un estado de quasi-resonancia con las frecuencias fundamentales del suelo (Murià-Vila *et al.*, 2001a).

Respecto al edificio PC, en el trabajo de Murià-Vila *et al.* (2001c) se encontró que entre el primer sismo registrado en el edificio (90-1) y el evento 99-3, el sistema ha presentado disminuciones en la frecuencia del orden de 7% en L y T y del 14% en R.

A pesar de que esta variación en la frecuencia no implica un deterioro significativo de la rigidez del sistema, se conoce que en los sismos de 1999 ocurrieron daños sin tener claro si su origen fue de tipo estructural o no estructural, lo cual indica la presencia de no linealidades en el comportamiento. Cabe resaltar que el edificio fue reforzado estructuralmente después de los sismo de de 1985.

Adicionalmente, debe mencionarse que el fuerte acoplamiento existente entre los tres componentes de movimiento (L, T y R) del edificio PC, produce complicaciones en los análisis, especialmente los que se refieren al uso del método espectral, dado que se abordan estudios unidimensionales en los que la interferencia modal produce incertidumbres.

En el caso del edificio SIS, observando las variaciones de la frecuencia durante los sismos y entre eventos consecutivos, en el trabajo de Taborda (2003) se encontró que el edificio presenta comportamiento no lineal, aún bajo la influencia de sismos de baja intensidad. Este comportamiento puede atribuirse al reacomodo natural de los elementos que conforman la estructura y la cimentación por tratarse de una construcción reciente, así como a la influencia de los efectos ISE.

Particularmente en el sismo 01-1, el edificio mostró reducciones máximas de 11%, 12% y 9% en las frecuencias fundamentales en L, T y R, respectivamente, respecto a los valores obtenidos en una prueba de vibración ambiental realizada antes de la instalación de los acelerómetros.

En general, la respuesta dinámica en traslación de los tres edificios, pese a las particularidades estructurales, resulta ser descrita principalmente el primer modo de vibrar en el respectivo componente de movimiento. En el caso de la respuesta en torsión, se nota acoplamiento con los demás componentes, en proporciones distintas para cada edificio.

5.2. EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

5.2.1. Frecuencias de los movimientos de la estructura y de la base

En esta sección se comparan los resultados obtenidos con las distintas técnicas empleadas para la caracterización de los efectos ISE en los tres edificios.

En cuanto a las frecuencias, se comparan los resultados derivados del método espectral usando la señal completa, el método simplificado de Luco en análisis por ventanas y el análisis paramétrico modal. Los resultados derivados del método espectral por ventanas no fueron incluidos ya que en general se encontró un alto grado de incertidumbre y dispersión en los resultados.

En las figs 5.1 a 5.3 se resumen los resultados para los edificios JAL, PC y SIS, respectivamente, en los tres componentes de movimiento de interés (L, T y R) para los sismos de mayor intensidad recientemente registrados. En estas se incluyen las frecuencias del sistema, de la estructura y de cabeceo y giro por torsión de la base. La frecuencia de traslación no fue incluida en estas figuras, pues solamente se calculó para el edificio PC, dada su influencia en la respuesta total del sistema.

Adicionalmente, en las figuras se indican las frecuencias derivadas de las rigideces de la cimentación en traslación, cabeceo y giro por torsión calculados con los métodos analíticos (NTCDS-RCDF y Dyna5) de acuerdo con las expresiones 2.14, 2.15 y 2.22, respectivamente. Los resultados asociados al Dyna5 se refieren a los modelos que incluyen la estratigrafía del suelo de soporte de los edificios, dado que así se tiene un mejor modelo del suelo de soporte que cuando se usa un semiespacio de suelo homogéneo (Tajimi, 1984).

En el caso del cabeceo, se conoce que su estimación puede realizarse de dos formas, la primera consiste en el uso de los registros verticales del sótano, mientras que la segunda se basa en la aplicación de la ec 2.7 (FT_c). En el capítulo anterior, así como los trabajos de Zapata (2001) y Taborda (2003), se pudo notar que en el análisis paramétrico se llega a resultados similares empleando ambas formas. Por su parte, en el análisis espectral, el uso de la ec 2.7 arroja resultados que presentan un mejor ajuste con los asociados al análisis paramétrico, por lo cual en las figs 5.1 a 5.3 solamente se incluyen los valores asociados con las FT_c .

En las figuras puede observarse que las frecuencias del sistema y la estructura presentan una variación similar en el tiempo, de tal forma que en los dos casos las mayores reducciones ocurren en la fase intensa de movimiento. Este fenómeno indica que la respuesta no lineal del sistema completo está fuertemente influenciada por los cambios de rigidez que sufre la estructura.

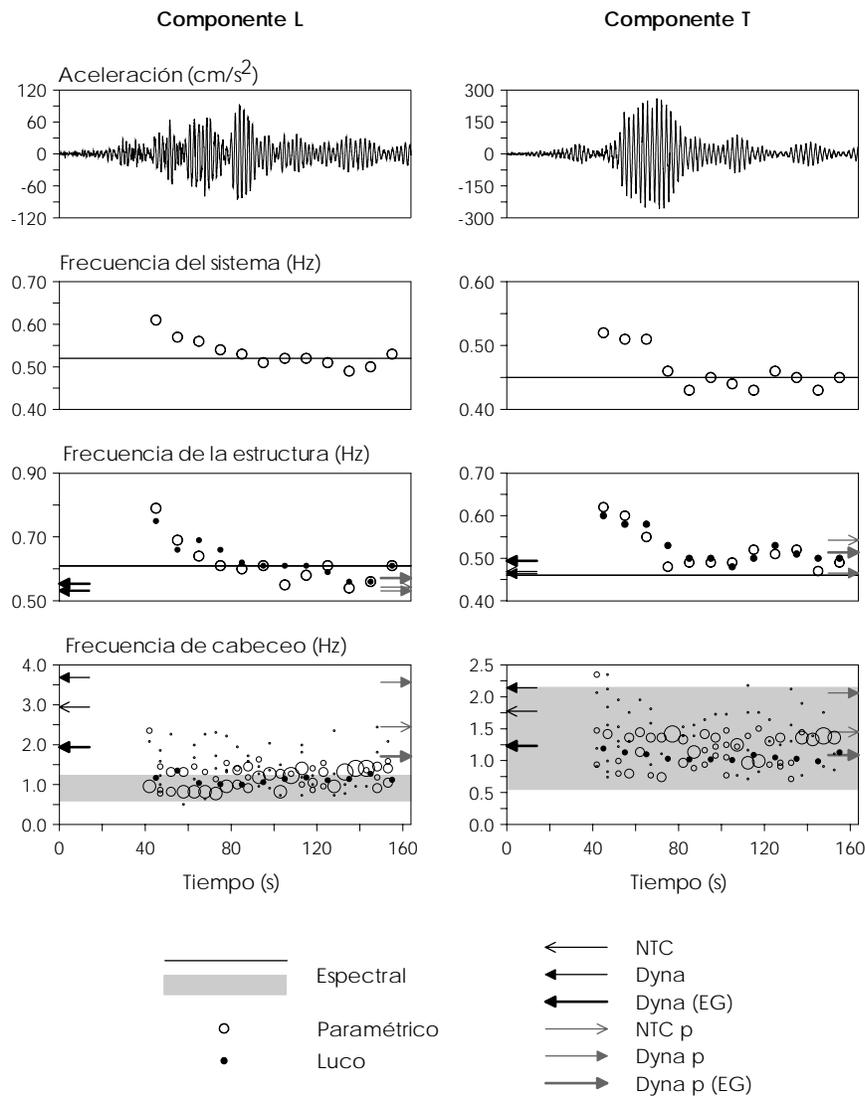


Fig – 5.1 Frecuencias identificadas y calculadas para el edificio JAL

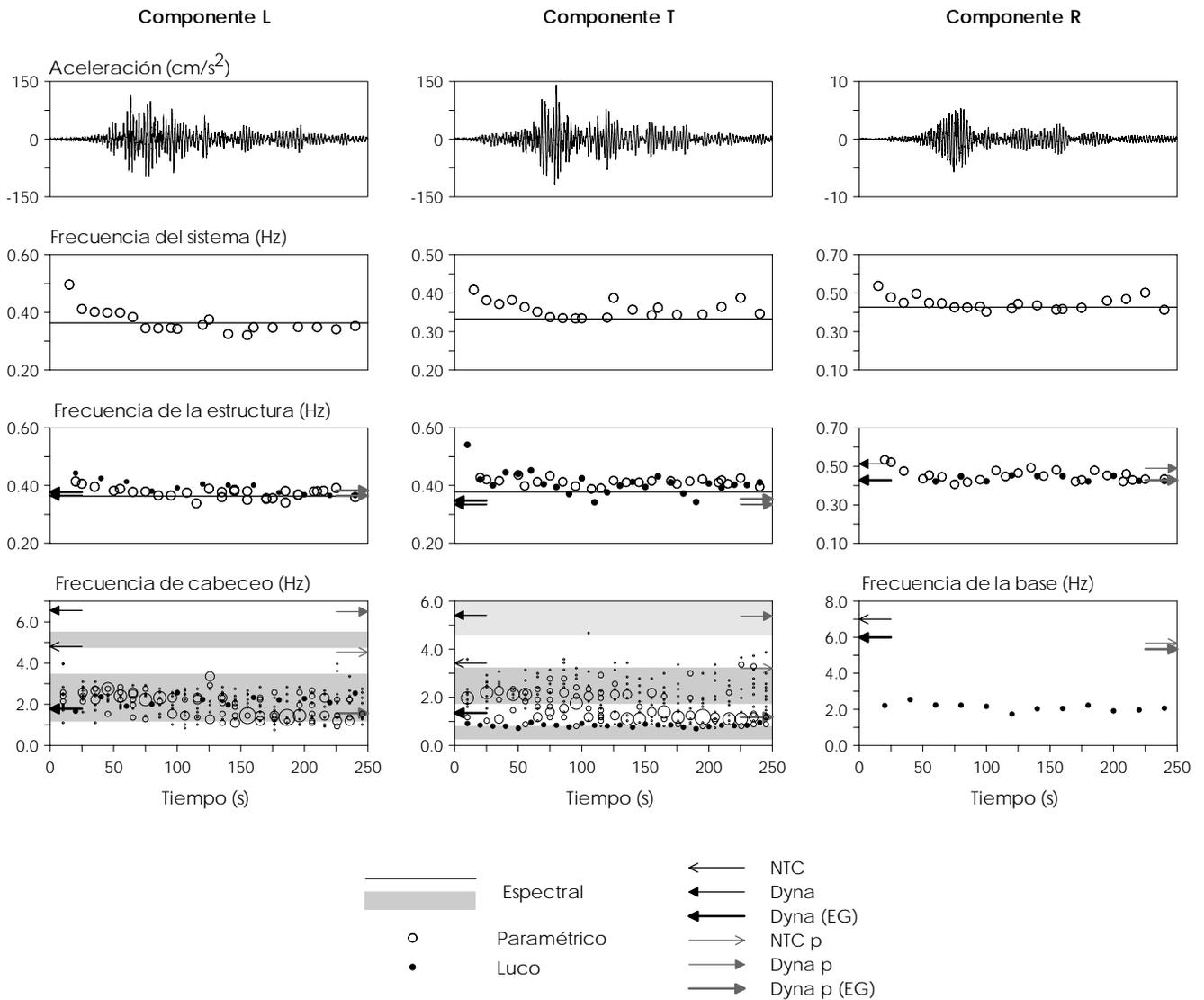


Fig - 5.2 Frecuencias identificadas y calculadas para el edificio PC

Por su parte, la variabilidad de la frecuencia de cabeceo no revela una clara tendencia, pero sí indica en todos los casos que este movimiento no puede caracterizarse por un único valor, sugiriendo la identificación de intervalos de frecuencia, los cuales a su vez pueden ser variables en el tiempo.

Teniendo en cuenta lo anterior, es posible pensar que las variaciones detectadas en la respuesta del sistema, además de depender de no linealidades propias de la estructura, estén influenciadas por las variaciones de los efectos ISE. Dichas variaciones se asocian a comportamientos de tipo no lineal propios de la interacción entre el suelo y la cimentación, así como a la acción simultánea de efectos cinemáticos e inerciales que suelen causar efectos similares en frecuencias diferentes. Es importante tener en cuenta que los procesos de medición y manipulación de la información suelen generar incertidumbres en los resultados derivados de su análisis.

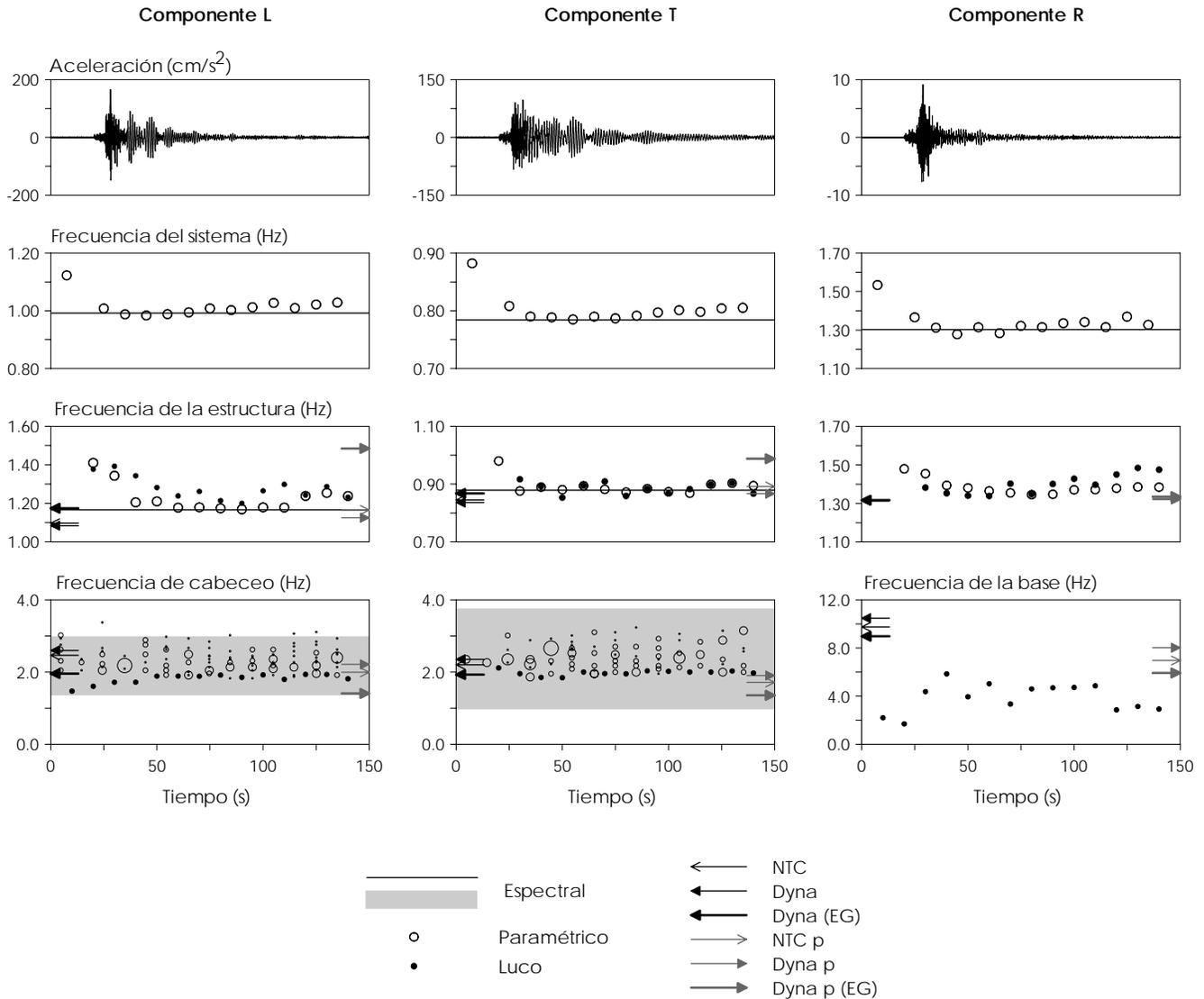


Fig - 5.3 Frecuencias identificadas y calculadas para el edificio SIS

Adicionalmente, puede notarse que en los tres edificios las frecuencias de cabeceo en L y T revelan acoplamiento entre estos componentes, aún cuando los modos del sistema presenten bajo acoplamiento como en el caso del JAL y el SIS.

Respecto a las frecuencias calculadas a partir de las rigideces obtenidas con los métodos analíticos, puede decirse que en general la mejor estimación se asocia a los resultados calculados con Dyna5 cuando se consideran los efectos de grupo. En el caso de los edificios JAL y PC, las diferencias entre las frecuencias obtenidas cuando se toma en cuenta y no el aporte de rigidez del cajón, son mínimas, mientras que para el edificio SIS las mejores estimaciones se obtienen cuando se toma el efecto combinado entre pilotes y cajón. En cuanto a la frecuencia de giro por torsión de la base, con todos los modelos se estimaron valores mayores a los obtenidos con Luco.

A pesar de que el método de Luco presenta expresiones simplificadas para la identificación de las frecuencias de los subsistemas asociados a los efectos ISE, los resultados obtenidos en los tres edificios muestran un buen ajuste de este método con los derivados de procedimientos más refinados como el análisis paramétrico modal.

De acuerdo con lo anterior, el método simplificado de Luco resulta ser una herramienta eficiente en la caracterización experimental de los efectos ISE, aún en casos en los que exista un fuerte acoplamiento entre los componentes de movimiento, en los cuales se debe tener especial cuidado a la hora de seleccionar la frecuencia del sistema.

En la fig 5.4 se grafican los espectros de Fourier requeridos por el método para los tres edificios en los componentes de interés (L, T y R). En estos se incluye con línea punteada la frecuencia del sistema seleccionada para aplicar las expresiones.

En las tablas 5.1 a 5.3 se presentan las frecuencias del sistema y de la estructura, además de las frecuencias de traslación, cabeceo y giro por torsión de la base obtenidas con Luco. Adicionalmente, se incluye el cálculo de los cocientes entre la frecuencia de la estructura y el sistema, y los porcentajes de participación de los movimientos de la base en la respuesta medida en la azotea, los cuales se grafican en la fig 5.5.

Tabla 5.1 – Parámetros identificados con el método de Luco para el componente L

Edificio	\bar{f}_1 (Hz)	f_1 (Hz)	f_c (Hz)	f_h (Hz)	$\frac{f_1}{\bar{f}_1}$	$\frac{H\Phi_{rl}}{X_T^{Az}}$ (%)	$\frac{X_T^b}{X_T^{Az}}$ (%)
JAL	0.520	0.590	1.230	2.700	1.13	18.00	3.00
PC	0.363	0.387	2.342	1.186	1.07	2.21	6.08
SIS	0.990	1.170	2.190	3.590	1.18	30.00	5.00

Tabla 5.2 – Parámetros identificados con el método de Luco para el componente T

Edificio	\bar{f}_1 (Hz)	f_1 (Hz)	f_c (Hz)	f_h (Hz)	$\frac{f_1}{\bar{f}_1}$	$\frac{H\Phi_{rl}}{X_T^{Az}}$ (%)	$\frac{X_T^b}{X_T^{Az}}$ (%)
JAL	0.450	0.510	1.120	2.000	1.33	17.00	4.00
PC	0.333	0.386	0.868	0.993	1.16	12.50	6.92
SIS	0.780	0.850	2.410	3.970	1.09	16.00	3.00

Tabla 5.3 – Parámetros identificados con el método de Luco para el componente R

Edificio	\bar{f}_{1t} (Hz)	f_{1t} (Hz)	f_r (Hz)	$\frac{f_{1t}}{\bar{f}_{1t}}$	$\frac{\Phi_T^b}{\Phi_T^{Az}}$ (%)
JAL	0.920	1.050	1.860	1.15	17.00
PC	0.427	0.435	2.263	1.02	2.65
SIS	1.303	1.355	4.733	1.04	5.25

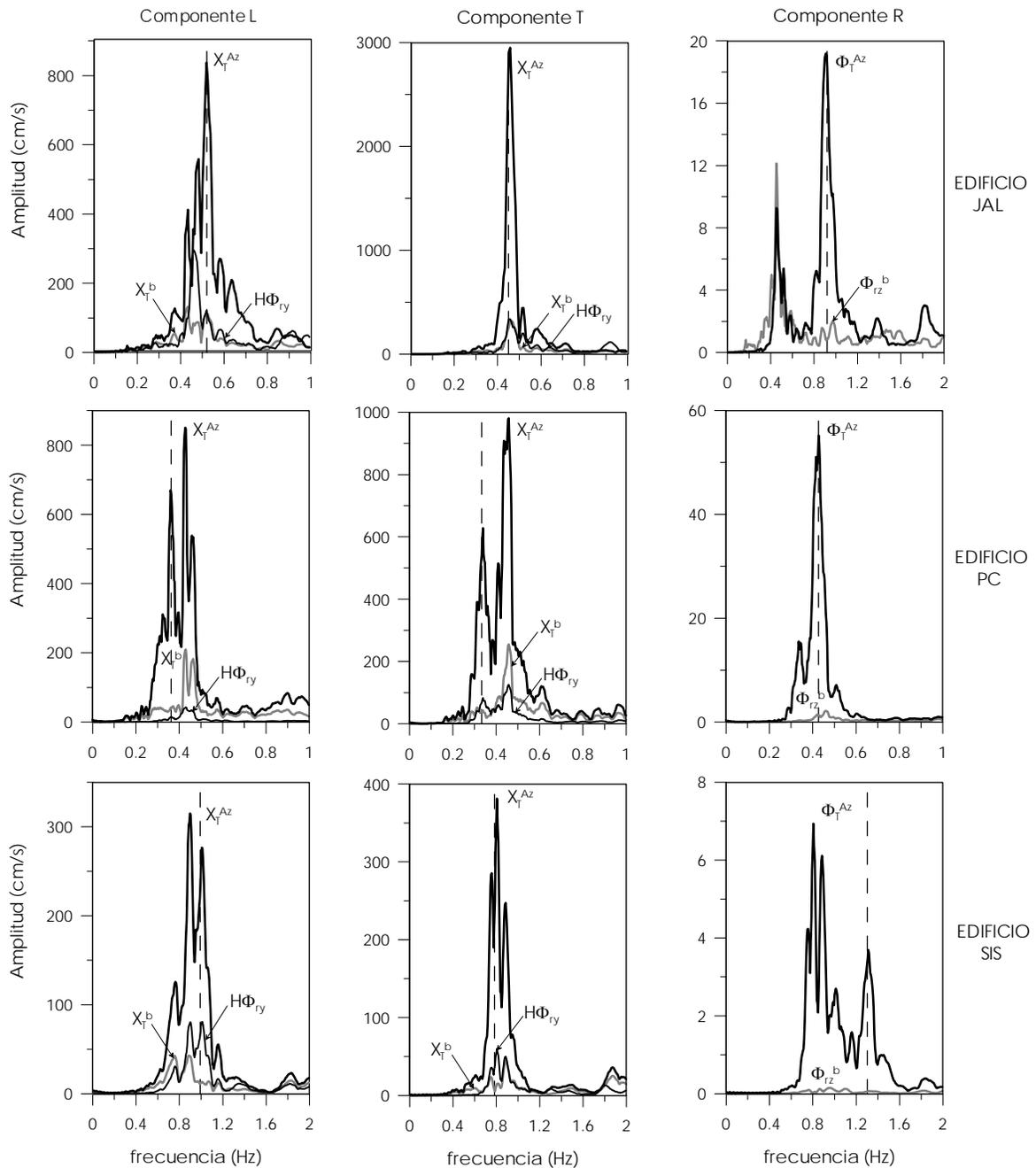


Fig 5.4 – Espectros de Fourier requeridos por el método de Luco para los eventos en estudio para cada uno de los edificios en los componentes L, T y R, con los sismos de mayor intensidad registrados

En esta figura puede notarse que los efectos ISE en el componente T presentan una participación similar en la respuesta del sistema de los tres edificios, mientras que en L y R tienen una mayor influencia en el comportamiento de los edificios SIS y JAL, respectivamente, de tal forma que la respuesta del edificio PC es la menos afectada por la presencia de dichos efectos. En este edificio, la traslación de la base tiene una importante participación en el movimiento total del

sistema, que llega a ser mayoritaria en el componente L, mientras que en los edificios JAL y SIS el movimiento de cabeceo toma la mayor participación en la respuesta.

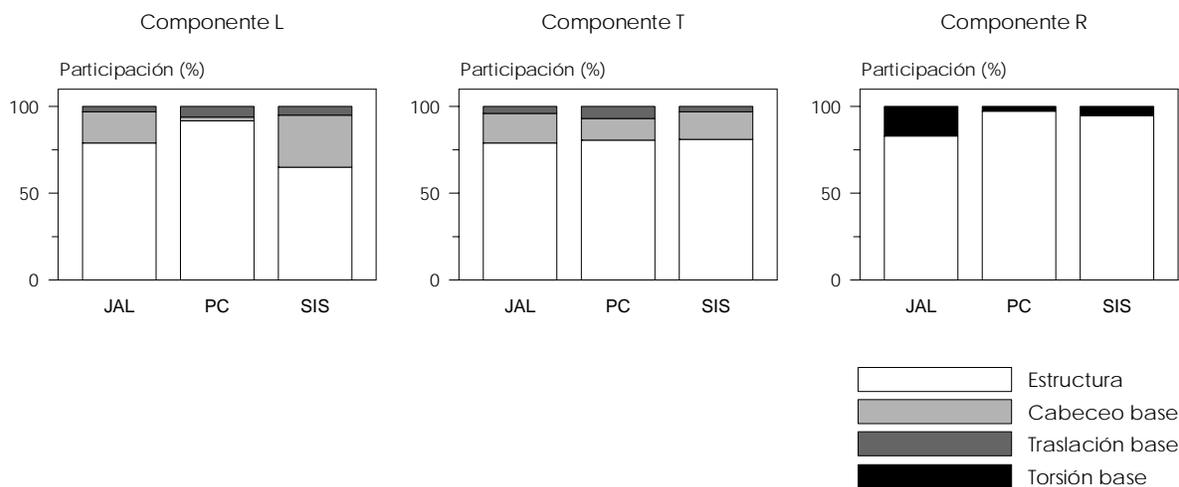


Fig - 5.5 Porcentajes de participación de los movimientos de la estructura y de la cimentación en la respuesta total del sistema

5.2.2. Rigideces de la cimentación

De acuerdo con la sección anterior, las rigideces de la cimentación calculadas con el método de Luco se tomaron como valores experimentales representativos y se compararon con los resultados obtenidos con los modelos analíticos propuestos en el capítulo 2 (tabla 5.4 y fig 5.6).

Tabla 5.4 - Rigideces estimadas con el método simplificado de Luco y los métodos analíticos

Parámetro	Comp.	JAL				PC				SIS			
		NTC	Dyna	Dyna (EG)	Luco	NTC	Dyna	Dyna (EG)	Luco	NTC	Dyna	Dyna (EG)	Luco
K_L (N/m x 10 ¹⁰)	Cajón	0.18	0.07	0.07		0.34	0.10	0.10		0.51	0.52	0.52	
	Pilotes	0.19	0.35	0.09		1.13	1.80	0.18		1.17	1.52	0.57	
	Total	0.37	0.42	0.16	0.18	1.47	1.90	0.28	0.09	1.68	2.04	1.09	0.46
K_T (N/m x 10 ¹⁰)	Cajón	0.18	0.07	0.07		0.34	0.10	0.10		0.51	0.52	0.52	
	Pilotes	0.19	0.35	0.09		1.13	1.80	0.18		1.17	1.52	0.57	
	Total	0.37	0.42	0.16	0.11	1.47	1.90	0.28	0.06	1.68	2.04	1.09	0.49
K_{rT} (N-m/rad x 10 ¹³)	Cajón	0.07	0.02	0.02		0.24	0.07	0.07		0.15	0.13	0.13	
	Pilotes	0.16	0.34	0.08		1.86	3.84	0.22		0.28	0.35	0.14	
	Total	0.23	0.36	0.10	0.03	2.10	3.91	0.29	0.50	0.43	0.48	0.27	0.23
K_{rL} (N-m/rad x 10 ¹³)	Cajón	0.03	0.01	0.01		0.13	0.04	0.04		0.14	0.13	0.13	
	Pilotes	0.06	0.11	0.03		0.92	2.59	0.13		0.21	0.26	0.13	
	Total	0.09	0.12	0.04	0.03	1.05	2.63	0.17	0.07	0.35	0.39	0.26	0.26
K_{rV} (N-m/rad x 10 ¹³)	Cajón	0.05	0.03	0.03		0.19	0.08	0.08		0.18	0.18	0.18	
	Pilotes	0.03	0.17	0.06		0.37	2.68	0.32		0.19	0.25	0.14	
	Total	0.08	0.20	0.09	0.02	0.56	2.76	0.40	0.06	0.37	0.43	0.32	0.26

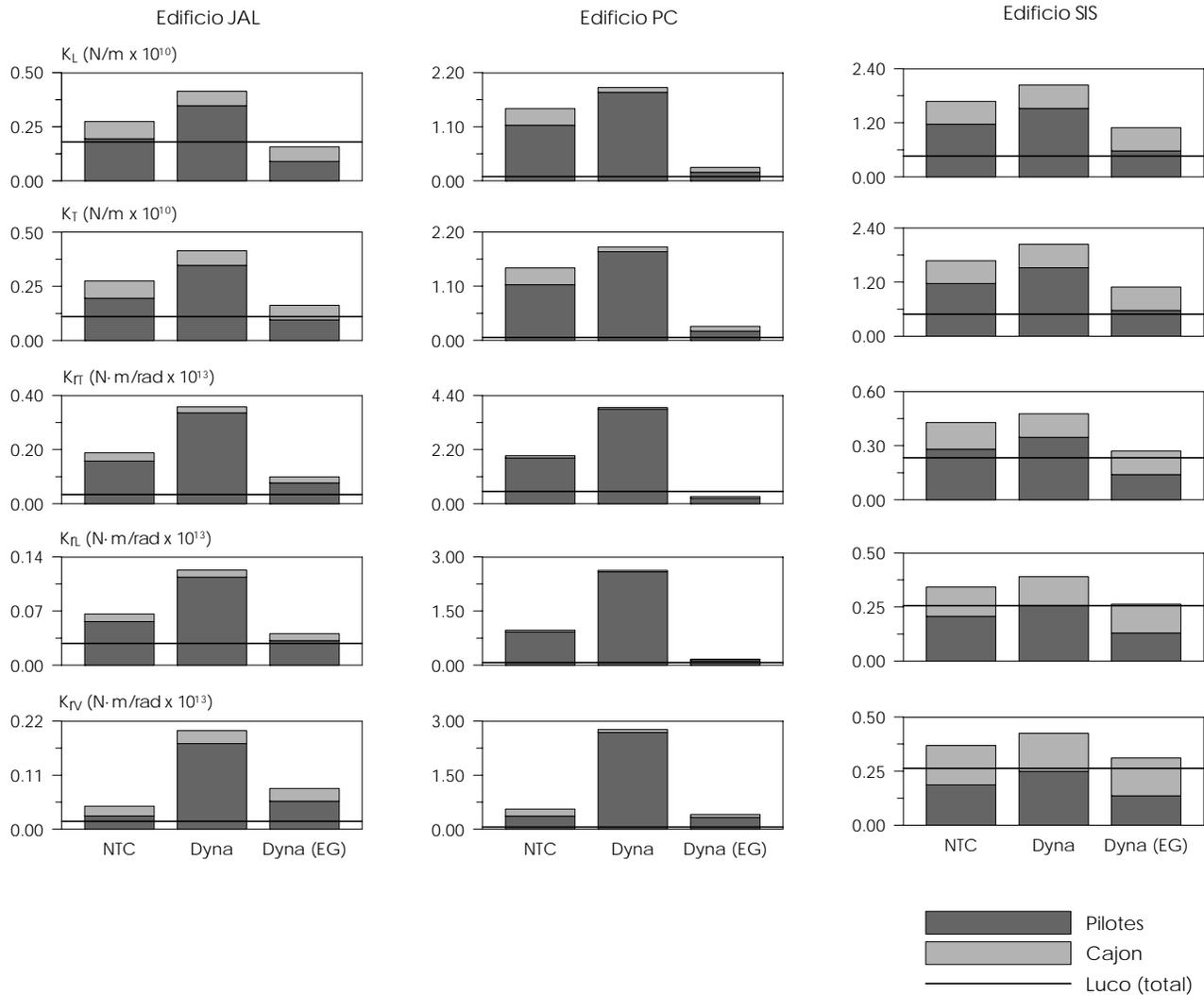


Figura 5.6 – Rigideces estimadas con el método simplificado de Luco y los métodos analíticos

Los resultados analíticos asociados al programa Dyna5 se refieren a los modelos con la estratigrafía del suelo de desplante evaluando el caso dinámico de acuerdo con la frecuencia de excitación media del sistema. En la fig 5.6, los modelos que no incluyen los efectos de grupo de pilotes se denominan como "Dyna", mientras que aquellos que si los incluyen se llaman "Dyna(EG)". Por su parte, los resultados derivados del procedimiento de las NTCDS-RCDF (2004) se asocian al modelo "NTC".

De acuerdo con los resultados obtenidos es posible realizar las siguientes observaciones:

Las rigideces obtenidas con los procedimientos analíticos resultaron mayores a las obtenidas con el método de Luco, excepto en traslación en L para el edificio JAL y en cabeceo en L para el edificio PC, donde son menores los valores obtenidos con Dyna5 cuando se incluyen los efectos de grupo.

Las rigideces en traslación calculadas con las normas dan valores similares a los obtenidos con Dyna5 sin incluir los efectos de grupo, lo cual es de esperarse dado que las expresiones propuestas

en las NTCDS-RCDF (2004) no consideran dichos efectos. En el caso de cabeceo, con las normas se obtienen valores intermedios entre los resultados arrojados por Dyna5 cuando se incluyen los efectos de grupo y cuando estos se desprecian. Finalmente, en el componente R, la rigidez calculada con el reglamento resulta cercana a la obtenida con Dyna5 con efectos de grupo. Partiendo de las estimaciones obtenidas con el método simplificado de Luco, con el cual se tiene una idea del comportamiento real del sistema de cimentación bajo los efectos ISE, se puede notar que los resultados analíticos más realistas se obtuvieron con el programa Dyna5 cuando se incluyeron los efectos de grupo.

En la mayoría de los casos, los resultados obtenidos con Luco sugieren que el aporte del cajón a la rigidez sea despreciado, aunque en el caso del PC aún con esta consideración se tienen importantes sobrestimaciones de la rigidez, excepto en cabeceo en L.

Puede notarse que las diferencias entre los resultados obtenidos con las normas y Dyna5 sin efectos de grupo respecto a los asociados con Dyna5 con efectos de grupo, varían en cada edificio, de tal forma que las reducciones para el SIS están entre 27% y 46%, para el JAL entre 59% y 72% y para el PC entre 85% y 94%.

El comportamiento sísmico de las cimentaciones con pilotes es complejo, por lo que para su análisis generalmente se requieren una gran cantidad de cálculos, especialmente cuando se consideran los efectos de grupo. Las teorías creadas para el estudio de este fenómeno necesitan ser comprobadas mediante ensayos experimentales, de tal forma que se puedan calibrar y ajustar a comportamientos más realistas (Novak, 1991).

En estudios anteriores se ha encontrado que cuando la distancia entre los pilotes (S) es grande (mayor que 20 veces el diámetro (d)), estos no se afectan entre sí (Howell, 1984) y la rigidez de grupo se obtiene con la suma de las rigideces individuales de cada elemento (Poulos, 1968, 1971). Mientras que cuando esto no sucede, y la separación es más pequeña que tres veces el diámetro ($S < 3d$), la interacción entre los pilotes influye considerablemente en la rigidez del grupo. En este caso, al evaluar el comportamiento dinámico, puede observarse que los grupos de pilotes son más sensibles a la frecuencia de excitación que los pilotes aislados (Arya, 1991; El-Sharnouby y Novak, 1984).

En el trabajo de Sheta y Novak (1982), se presentan resultados de pruebas experimentales de un espécimen soportado por un grupo de cuatro pilotes espaciados a tres diámetros de distancia ($S = 3d$) y sometido a excitaciones verticales armónicas a distintas frecuencias. En este se pudo encontrar que los efectos de grupo redujeron la frecuencia de 60 a 42 Hz, lo que indica una reducción de la rigidez de aproximadamente 50%.

Por otro lado, en un estudio de El-Marsafawi *et al.* (1990), en el que se analizó el comportamiento dinámico de 6 pilotes con una relación S/d de 2.8, se encontró que al incluir los efectos de grupo en la estimación de la rigidez de la cimentación, esta se ve reducida en un 50%.

Finalmente, en el trabajo de Novak y El Sharnouby (1984) se presenta el análisis de un grupo de 102 pilotes espaciados de tal forma que $S/d = 3$, el cual fue sometido a acciones dinámicas para estudiar su comportamiento. De acuerdo con los resultados obtenidos, fue posible determinar que la rigidez horizontal experimental resultó ser aproximadamente el 55% de la rigidez calculada sin considerar los efectos de grupo de pilotes.

En general, la rigidez del sistema de cimentación es un parámetro dependiente de la frecuencia de la excitación y por lo tanto de la longitud de onda (λ), además de la separación entre pilotes, el diámetro y la longitud de los mismos. De acuerdo con Dobry y Gazetas (1988), para bajas frecuencias la rigidez del grupo de pilotes tiende a disminuir cuando existen efectos de

interacción entre estos, siempre que la longitud de onda predominante sea lo suficientemente grande respecto al espaciamiento entre pilotes ($\lambda > 3S$) y que el suelo entre los pilotes se mueva en fase con estas, para lo cual se debe cumplir con la condición $\lambda > 6d$. De lo contrario, más allá de cierto límite de frecuencia, fenómenos de interferencia de ondas comienzan a influir en la respuesta dinámica del sistema pilotes-suelo, de tal forma que pueden llegar a incrementar la rigidez.

Adicionalmente, se conoce que ante cargas estáticas y bajas frecuencias de excitación, la rigidez del grupo de pilotes presenta reducciones adicionales asociadas al aumento del número de pilotes de la cimentación (Novak, 1991).

De acuerdo con lo anterior y con el propósito de evaluar la influencia de las características del suelo y la cimentación del edificio en los efectos de grupo de pilotes, en la tabla 5.5 se presentan algunos parámetros de interés. Respecto al suelo, se presentan los valores representativos de las velocidades de ondas de corte, así como las longitudes de onda asociadas con los periodos dominantes de vibración de este. Ahora bien, respecto a la cimentación, se incluyen algunas características de los pilotes, tales como su diámetro, longitud, separación y cantidad.

Tabla 5.5 –Parámetros asociados a la valoración de la influencia de los efectos de grupo de pilotes en el comportamiento de la cimentación de los edificios

EDIFICIO	Vs (m/s)	λ (m)	S (m)	d (m)	L (m)	Nº pilotes
JAL	68	142	2.5	0.45	28	54
PC	74	185	2	0.48	27	266
SIS	148	148	5	1.2	12.5	30

Puede notarse que en los tres edificios se cumple con las condiciones $\lambda > 3S$ y $\lambda > 6d$, con lo que se corrobora la reducción que los efectos de grupo de pilotes producen en la rigidez de las cimentaciones de los mismos, tal como se observa en la fig. 5.6.

Ya que el edificio SIS posee el menor numero de pilotes y adicionalmente la mayor separación entre estos, los efectos de grupo afectan menos la rigidez de su cimentación, respecto a los otros dos edificios.

Si se comparan los resultados de los edificios JAL y PC, los cuales tienen características muy similares respecto al suelo y tipo de cimentación, se nota que el último posee casi cinco veces el número de pilotes que el primero y que adicionalmente están separados a una menor distancia. Estas características podrían llegar a justificar en gran parte la influencia de los efectos de grupo en la reducción de la rigidez de la cimentación del edificio PC, respecto al JAL, y así mismo de estos dos respecto al SIS.

Cabe anotar que la rigidez del sistema de cimentación, también puede llegar a depender de la zona débil que se forma alrededor de los pilotes a intensidades moderadas de movimiento, así como a la no linealidad y heterogeneidad del suelo de soporte (Novak, 1991), aunque se conoce que en sismos intensos, la mayor parte del comportamiento inelástico del suelo se debe a la excitación sísmica y no a la interacción suelo-estructura (Roesset y Scaletti, 1979). Respecto a la interacción cinemática, Gazetas (1984) encontró que el error cometido cuando se omiten sus efectos es despreciable o produce estimaciones que están del lado de la seguridad cuando se analizan pilotes aislados, mientras que para grupos de pilas, se ha determinado que estos presentan una respuesta significativamente diferente del movimiento de campo libre (Wass y Hartmann, 1984; Wolf y Von Arx, 1982). Otro efecto que suele afectar la rigidez de la cimentación se relaciona con la separación de la losa del suelo sobre el que se apoya, de tal manera las

fuerzas que actúan sobre la estructura se ven modificadas y consecuentemente se incrementan las fuerzas sobre las pilas, especialmente aquellas ubicadas en la periferia (Novak, 1991).

Dado que los anteriores efectos no son considerados en los procedimientos analíticos, puede justificarse que todos los casos, especialmente respecto al edificio PC, que los resultados obtenidos con Dyna5 incluyendo los efectos de grupo sean mayores a los obtenidos con el método experimental de Luco, considerando las limitaciones e incertidumbres de cada uno de estos procedimientos.

CAPÍTULO 6

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Para analizar el comportamiento del sistema de los edificios en estudio se emplearon técnicas de identificación de tipo espectral y paramétrico. Mediante el método espectral se realizaron estimaciones para las señales completas y por ventanas de tiempo, mientras que con el análisis paramétrico, la caracterización del sistema se realizó mediante ventanas con el fin de detectar variaciones de las propiedades durante los eventos estudiados.

Los procedimientos de análisis usando la técnica espectral son rápidos y permiten dar una idea de los intervalos asociados a las frecuencias del sistema, cuidando procesar la información con adecuada resolución en frecuencia y efectivo suavizado. En el caso de los edificios JAL y PC, ubicados en la ciudad de México lejos de las fuentes sísmicas, la identificación para los modos con frecuencias cercanas a las dominantes del suelo se facilitó, dado que en estas suele concentrarse el mayor contenido de energía del sismo. En cuanto a los modos superiores, asociados a mayores frecuencias, las menores amplitudes espectrales dificultaron la identificación. Adicionalmente, dado el fuerte acoplamiento entre los componentes de movimiento entre sí y con el suelo, en el edificio PC se encontraron incertidumbres adicionales producidas por efectos de interferencia modal. Por otro lado, dado que el edificio SIS se encuentra ubicado muy cerca de la zona epicentral y por lo tanto el movimiento que lo afecta posee gran riqueza de frecuencias con alto contenido de energía, la identificación de los modos superiores resultó ser más fácil que en los otros dos edificios.

En el caso de análisis de la señal completa, la técnica espectral presenta limitaciones cuando se trata de sistemas con comportamiento no lineal, pues no permite definir adecuadamente los cambios que ocurren en las propiedades dinámicas durante el evento estudiado. En estos casos es conveniente realizar análisis por ventanas, con el fin de apreciar la variación de los parámetros en el tiempo.

Además, cuando la respuesta del sistema está afectada por fuertes acoplamientos entre los componentes de movimiento, el empleo de la técnica espectral puede generar incertidumbres en los resultados obtenidos, especialmente cuando se hacen análisis por ventanas, dado que puede ocurrir que modos distintos al fundamental en el componente en estudio, dominen el movimiento en ciertos intervalos, produciendo errores en la identificación. Adicionalmente, las bajas amplitudes en el movimiento pueden conducir a que por problemas numéricos se llegue a resultados poco confiables.

En dichos casos, resulta conveniente la aplicación del método paramétrico modal, mediante el cual es posible estudiar modelos en los que se analicen de manera simultánea todos los componentes de movimiento en estudio, de tal manera que el ajuste entre las respuestas calculadas y las experimentales, se realiza teniendo en cuenta el aporte de todos los modos identificados. Adicionalmente, dado que el método concibe un análisis por ventanas en las que se supone un comportamiento lineal del sistema, permite conocer las variaciones de los parámetros en el tiempo y además, gracias a que estima los errores de ajuste entre las señales, posibilita establecer criterios de credibilidad de los resultados.

Al estudiar la variación general de los parámetros, se notó que la frecuencia y el amortiguamiento asociados al primer modo en cada componente, fueron dependientes de la amplitud del movimiento, encontrando que los máximos valores de frecuencia se presentaron en la fase de vibración ambiental previa al inicio del sismo, así como en la etapa final, mientras que los mínimos valores se asociaron a la fase de movimiento intenso. En el caso de los amortiguamientos, se observó, aunque con una mayor dispersión, que los mayores valores se ubicaron en la fase intensa. Respecto a los errores de ajuste, los máximos valores se obtuvieron en las etapas inicial y final del sismo, dado que la baja amplitud del movimiento produce una mayor influencia del ruido instrumental, lo cual a pesar de dificultar la identificación, no anula la validez y confiabilidad de los valores. En estos casos de errores considerables, se recomienda revisar siempre el ajuste entre las señales calculadas y registradas.

En general, entre los métodos de identificación estudiados en los tres edificios se encontró un criterio de ajuste y comparación basado en los resultados obtenidos con el análisis paramétrico modal. En este, se pudo comprobar que el uso de modelos chicos es eficiente y arroja resultados válidos aún cuando se requiere identificar modos superiores, respecto a los resultados obtenidos con modelos grandes, los cuales adicionalmente a las respuestas registradas en la azotea, contienen las respuestas de los niveles intermedios, lo cual a su vez presenta la ventaja de permitir calcular formas modales y distorsiones de entrepiso.

Cuando se analiza la respuesta del sistema de edificios cimentados sobre suelo blando, es conveniente usar como excitaciones los registros del jardín en lugar de los del sótano, ya que es posible que el efecto ISE de traslación de la base influya en la respuesta del sistema.

En los tres edificios se notó que, a pesar de la existencia de fuerte acoplamiento, como ocurre en el edificio PC y participaciones destacadas de los modos superiores, como se ve en el edificio SIS, el primer modo domina la mayor parte del movimiento en el respectivo componente, lo cual, en términos de diseño valida la aplicación del método estático y de los métodos de superposición modal con pocos modos en el análisis.

Al analizar la respuesta dinámica de los edificios entre sismos consecutivos, se notó que hay presencia de comportamiento no lineal ante sismos de moderada y baja intensidad, lo cual en el caso del edificio SIS se asocia a efectos de acomodo natural de los materiales, así como a la influencia de los efectos ISE. En el caso de los edificios JAL y PC, esta no linealidad se debe adicionalmente a la ocurrencia de daños estructurales y no estructurales, los cuales han producido un deterioro de la rigidez.

Las reducciones en la frecuencia del sistema pueden tener repercusiones asociadas con las fuerzas y desplazamientos de diseño, dado que de acuerdo con la ubicación del periodo de la estructura en los espectros estos valores pueden aumentar o disminuir, siendo el primer caso perjudicial en el desempeño de la estructura. Este efecto no es tomado en cuenta en la práctica convencional de diseño sísmico de edificios.

La caracterización de los efectos ISE se realizó de dos formas, inicialmente con la identificación de las frecuencias asociadas a los movimientos que conforman la respuesta total del sistema, los cuales se refieren a la traslación de la estructura suponiendo que su base está empotrada y a la traslación, cabeceo y giro por torsión de la base. Posteriormente, se estudió la rigidez de la cimentación asociada a cada uno de estos movimientos. Dichos parámetros fueron estimados mediante la aplicación de técnicas paramétricas y espectrales, así como con métodos analíticos como el procedimiento de las NTCDS-RCDF y el programa Dyna5. Dentro de las técnicas espectrales se incluyó la aplicación del método simplificado de Luco, con el cual también se calcularon las rigideces de la cimentación que fueron tomados como valores representativos de su comportamiento real. Para la aplicación del método de Luco se emplearon los registros asociados a los sismos de mayor intensidad registrados en los edificios.

Respecto a la frecuencia asociada al movimiento de la estructura, en los tres edificios se notó que este es un parámetro que depende de la amplitud del movimiento de excitación, pues los valores máximos se identificaron en las etapas de baja amplitud y las mayores reducciones ocurrieron en la fase intensa del sismo. Tal como se presentó con el sistema, cuando existen efectos de no linealidad y acoplamiento entre los componentes de movimiento, los análisis espectrales generan incertidumbres en los resultados, por lo que en estos casos es conveniente la aplicación de la técnica paramétrica para estudiar de manera simultánea la respuesta en todos los componentes de interés. Así, los resultados obtenidos con esta sirvieron como referencia para validar las frecuencias identificadas espectralmente y mediante el método simplificado de Luco.

En cuanto a los movimientos de la cimentación, mediante el método simplificado de Luco se realizó una estimación de la contribución de cada uno de estos a la respuesta total del sistema, con lo que se encontró que para los edificios JAL y SIS el movimiento de traslación de la base presenta muy bajo aporte respecto al que tiene el cabeceo, mientras que en el edificio PC resulta significativo especialmente en el componente L. Adicionalmente se observó que en traslación, los efectos ISE presentan la mayor influencia en la respuesta del edificio SIS, mientras que en torsión se destaca la influencia que tienen en el movimiento del edificio JAL, la cual es ligeramente menor a la que presentan en traslación.

Dado que se encontró que el aporte del movimiento de la base a la respuesta total del edificio PC es relevante, se realizó un proceso de caracterización completo de las frecuencias asociadas a dicho subsistema. Los resultados obtenidos con el análisis espectral y el método de Luco no arrojaron valores similares, por lo que se optó por aplicar la técnica paramétrica modal, usando un modelo en el que se incluyeron los movimientos asociados a los dos componentes en traslación. Con este, se encontró un ligero y buen ajuste, en L y T, respectivamente, respecto a los resultados obtenidos con Luco, especialmente en el análisis por ventanas. Con el método espectral, en el componente L se encontró un pequeño traslape con el primer intervalo identificado, mientras que en T no hubo coincidencia.

Ya que generalmente los movimientos de traslación y cabeceo de la base presentan bajas amplitudes y por lo tanto menor resolución del movimiento, suelen ser propensos a la influencia del ruido instrumental, el cual produce problemas de resolución numérica, generando incertidumbres en los resultados obtenidos. Adicionalmente, es importante mencionar que la ubicación del aparato de campo libre puede conducir a incertidumbres adicionales en los resultados, dado que mientras más cerca del edificio en estudio esté ubicado, aumenta la influencia de las frecuencias propias de la estructura en los registros que se registran en campo libre. En el caso del edificio PC, ya que el aparato de registro se ubica relativamente cerca, a unos 10 m del costado norte del edificio, será necesario realizar posteriormente alguna estimación de la influencia del movimiento de la estructura en los registros del terreno.

Para la caracterización de la frecuencia de cabeceo de la base, espectralmente se estudiaron dos formas de análisis, la primera consistió en los cocientes espectrales FT_{sv} basados en el uso de las señales verticales registradas en el sótano, mientras que la segunda se trató de los cocientes espectrales FT_c . En los tres edificios se pudo observar que con las FT_{sv} se generan fuertes confusiones, ya que las funciones de transferencia de las señales verticales del sótano tienen una fuerte influencia del movimiento de traslación de la estructura, así como de efectos producidos por el contacto entre la cimentación y el suelo, los cuales afectan los registros del movimiento de la base. Con los cocientes FT_c dichas incertidumbres son superadas, de tal forma que los resultados derivados de su estudio se tomaron como representativos del análisis espectral. De acuerdo con estos se encontró que no es posible caracterizar el movimiento de cabeceo por un único valor de frecuencia.

En el análisis espectral por ventanas, los resultados obtenidos, aunque tienden a coincidir con los intervalos definidos con la señal completa, presentan variaciones en el tiempo y además definen

intervalos adicionales que pueden llegar a causar confusión en la interpretación. Los resultados derivados del método simplificado de Luco, a pesar de caer dentro de los intervalos definidos en el análisis espectral, no necesariamente satisfacen el comportamiento encontrado en los análisis por ventanas.

Con el fin de tener una mejor comprensión del comportamiento del movimiento de cabeceo de la base, se recurrió al uso del análisis paramétrico usando un modelo bidimensional cuyas señales de excitación y respuesta tuvieron la forma de las FT_c (2D-CAB-H). En una primera etapa, se encontró una fuerte influencia de los modos fundamentales del sistema, por lo que se recurrió a la aplicación de filtros a las señales de respuesta para aislar las frecuencias indeseadas. Los resultados obtenidos mostraron con mayor claridad la variación de los intervalos durante un mismo evento, gracias a que con este método se puede conocer la participación de cada frecuencia identificada. Para el estudio del edificio PC se analizó adicionalmente un modelo bidimensional usando las señales registradas en el sótano (2D-CAB-V), las cuales también fueron filtradas. Los resultados obtenidos no coincidieron con los resultados del análisis espectral usando las mismas señales, pero describieron un comportamiento similar al encontrado con el modelo 2D-CAB-H, por lo cual, en el análisis paramétrico resulta válido el uso de cualquiera de los dos modelos para el estudio del cabeceo.

Aunque se conoce que los movimientos de traslación y cabeceo de la base se caracterizan por múltiples frecuencias, para fines prácticos los resultados obtenidos con el método simplificado de Luco se consideran válidos ya que se obtuvieron valores coherentes con las frecuencias identificadas con los métodos de análisis más refinados.

Respecto a la variabilidad de los parámetros, es posible pensar que dada la complejidad del fenómeno de interacción suelo-estructura, esta pueda asociarse con un posible comportamiento no lineal del sistema de cimentación o del suelo, por efectos de acoplamiento entre los componentes de movimiento o por la influencia temporal de la interacción cinemática.

Ya que la respuesta del sistema en los tres edificios presenta variaciones en el tiempo que llegan a ser permanentes y teniendo un panorama general de los efectos ISE, es posible pensar que las no linealidades en la respuesta del sistema, además de ser causadas por daños o reacomodos propios de la estructura, también estén influenciadas por las no linealidades que caracterizan a los efectos ISE. Adicionalmente, debe tenerse en cuenta las incertidumbres adicionales debidas a los procesos de medición y manipulación de la información, así como las ocasionadas cuando la calidad de las señales es baja.

En el estudio de las rigideces de la cimentación, se realizó una estimación a partir de los datos experimentales mediante el método simplificado de Luco, y adicionalmente, conociendo las características de la cimentación y la estratigrafía del suelo, mediante los procedimientos planteados en las NTCDS-RCDF y el programa Dyna5 se obtuvieron valores analíticos de las rigideces. Con el programa Dyna5, adicionalmente se estudió la influencia del efecto de grupo pilotes-suelo-pilotes.

La variación de los resultados entre evento y evento obtenidos con el método simplificado de Luco, mostró que así como las frecuencias, las rigideces varían de tal forma que tienden a guardar una relación inversa con la intensidad del sismo, con algunas excepciones. Cuando se estudió la variación durante un mismo evento, los valores presentaron dispersión respecto a la rigidez obtenida en el análisis de la señal completa, sin describir algún patrón de variación con la intensidad del movimiento. Dado lo anterior, los resultados derivados del análisis de la señal completa fueron establecidos como datos representativos de las rigideces experimentales.

Aunque los valores obtenidos con los métodos analíticos, resultaron en general mayores que los calculados con Luco, se puede notar que los resultados más realistas se obtuvieron con los

modelos del programa Dyna5 cuando se incluyeron los efectos de grupo. En el caso de aplicar las NTCDS-RCDF, los resultados sugirieron que es conveniente despreciar el aporte de rigidez del cajón, ya que así se tiene una mejor aproximación del comportamiento real de la cimentación.

Para los tres edificios, las rigideces calculadas en el caso dinámico y estático resultaron prácticamente iguales. Adicionalmente, se encontró que al incluir los efectos de grupo de pilotes, la rigidez de la cimentación de los edificios se reduce respecto al valor obtenido al sumar las rigideces individuales de los pilotes (cuando no se consideran dichos efectos). Los porcentajes de reducción de la rigidez encontrados son coherentes con estudios experimentales desarrollados en investigaciones anteriores por Sheta y Novak (1982), El-Marsafawi *et al.* (1990) y Novak y El Sharnouby (1984).

La cimentación del edificio SIS, la cual presenta la mayor separación, el menor número de pilotes y el mayor diámetro de estos, está menos afectada por los efectos de grupo, sugiriendo que los pilotes tienden a comportarse de manera aislada, con poca influencia entre sí. Por el contrario, se encontró que los edificios JAL y PC, con mayor número de pilotes, una menor separación y menor diámetro de estos, son mucho más sensibles a los efectos de grupo, teniendo en cuenta que el suelo sobre el que se desplantan es menos rígido que el que sirve de apoyo al edificio SIS. Al mismo tiempo, dado que el edificio PC presenta muchos más pilotes que están ubicados a menor separación respecto al edificio JAL, su rigidez se ve mucho más abatida, llegando a estar entre el 6% y 15% de la rigidez calculada sin considerar los efectos de grupo.

De acuerdo con lo anterior y recordando que en el procedimiento de las NTCDS-RCDF no contempla la influencia de los efectos de grupo de pilotes en el cálculo de las rigideces de la cimentación, es recomendable en la práctica concebir sistemas de cimentación en los que el número, diámetro y separación entre pilotes conduzca a que dichos efectos no reduzcan excesivamente la rigidez, cuidando no perjudicar la eficiencia misma del sistema.

Al comparar los resultados experimentales obtenidos con Luco, la cimentación del edificio PC presentó las más bajas rigideces en traslación y cabeceo en T, respecto a los otros dos edificios, lo cual podría sugerir que adicionalmente a los efectos de grupo, su comportamiento puede estar afectado por daños generados en los sismos que lo han afectado, así como por el hundimiento regional. Dichos efectos adicionales tampoco pueden descartarse para el edificio JAL.

Finalmente, cabe recordar que el edificio SIS no ha sido afectado por sismos de alta intensidad, por lo que aún no se conoce su desempeño ante fuertes demandas de movimiento. En cuanto al sistema de cimentación, dado que el tipo de suelo sobre el cual se apoya el edificio es susceptible de presentar no linealidades en su comportamiento bajo intensidades relativamente pequeñas, es probable que dichas no linealidades se reflejen en los efectos ISE y por lo tanto en la respuesta total del sistema suelo-estructura.

Actualmente, las recomendaciones sísmicas vigentes en México para tener en cuenta los efectos ISE son limitadas. Existen pocos estudios experimentales locales que ayuden a validar los procedimientos propuestos en el reglamento en este tema. Respecto a los efectos de grupos de pilotes, aún no se proponen expresiones ni recomendaciones para tenerlos en cuenta en el diseño sísmico de edificios, ni se tiene certeza de la influencia que dichos efectos puedan tener en la respuesta total del sistema suelo-estructura. De acuerdo con este panorama, se recomienda continuar con estudios de edificios instrumentados, de tal manera que se logre enriquecer el conocimiento sobre las características e influencia de los efectos ISE en la respuesta de edificios apoyados sobre suelos blandos.

APÉNDICE A

CONSTRUCCIÓN Y CALIBRACIÓN DEL PERFIL DE VELOCIDADES DE ONDAS DE CORTE (V_s) PARA EL SITIO PC

Una estratigrafía del suelo de cimentación del edificio PC fue obtenida del trabajo de Contreras (1997). En este estudio se encontró un perfil estratigráfico de resistencia de punta (q_c) obtenido de un sondeo de cono eléctrico convencional, además de un perfil de velocidades de onda de corte (V_s) obtenido a partir de un sondeo de cono sísmico (fig A.1), el cual se realizó hasta los 32.5 m de profundidad, tal como se presenta en la fig A.1. Dicha profundidad se asocia con la ubicación de la primera capa dura, de acuerdo con la descripción estratigráfica del lugar y con una caracterización general de la zona blanda de la ciudad de México realizada por Ovando y Romo (1991), la cual se presenta en la fig A.2.

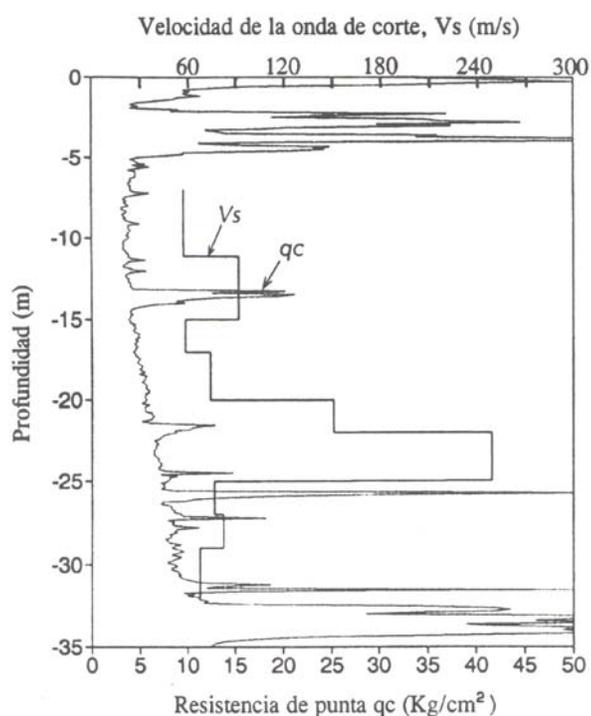


Fig A.1 – Perfil de V_s y q_c para en el sitio PC (1993)

La descripción estratigráfica del lugar (Contreras, 1997) señala la existencia de una costra superficial de aproximadamente 5 m de espesor, que según sus condiciones sugiere que el sitio no ha sido sometido a sobrecargas importantes inducidas por construcciones. A continuación se encuentra la primera formación arcillosa compuesta por arcillas lacustres de alta plasticidad, entre las cuales se encuentran intercalados varios lentes de arena. Esta formación llega hasta los 32 m de profundidad. Subyaciendo a la primera formación arcillosa se encuentra la primera capa

dura, la cual se extiende hasta 38.5 m de profundidad y está conformada por estratos duros en ocasiones separados por materiales menos resistentes. Finalmente, entre los 38.5 y 40 m se encuentra la segunda formación arcillosa.

Pese a esta descripción completa de la estratigrafía del lugar, en el trabajo de Contreras (1997) solamente se presentan datos hasta 32.5 m aproximadamente (fig A.1), por lo que fue necesario completar la información desde dicha profundidad, hasta la ubicación de los estratos profundos. Para esto se eligió el sitio PRJ (Plaza Rio de Janeiro), ubicado en la cercanía del sitio PC (fig A.3), del cual se cuenta con la información completa hasta los depósitos profundos. Es importante tener en cuenta que aunque ambos sitios se encuentran relativamente cerca, esto no garantiza que los estratos profundos estén a la misma profundidad ni que el periodo dominante del sitio sea igual, por lo que de acuerdo con la descripción estratigráfica del sitio PC mencionada atrás, se tomaron los valores de resistencia de punta del sitio PRJ relacionados con los estratos faltantes del primero.

En la fig A.4 se presentan el perfil completo de resistencia de punta de la formación del sitio PRJ (Jaime y Romo, 1987). Adicionalmente, la información se comparó con el perfil obtenido de la formación de suelo que soporta al edificio JAL (Meli *et al.*, 1998), cuya ubicación es próxima a los otros dos sitios (fig A.3).

De acuerdo con el perfil de q_c y usando las expresiones A.1 y A.2 propuestas por Ovando y Romo (1991), se estimaron los valores asociados a la velocidad de ondas de corte (V_s) de los estratos entre 32.5 y 40 m de profundidad.

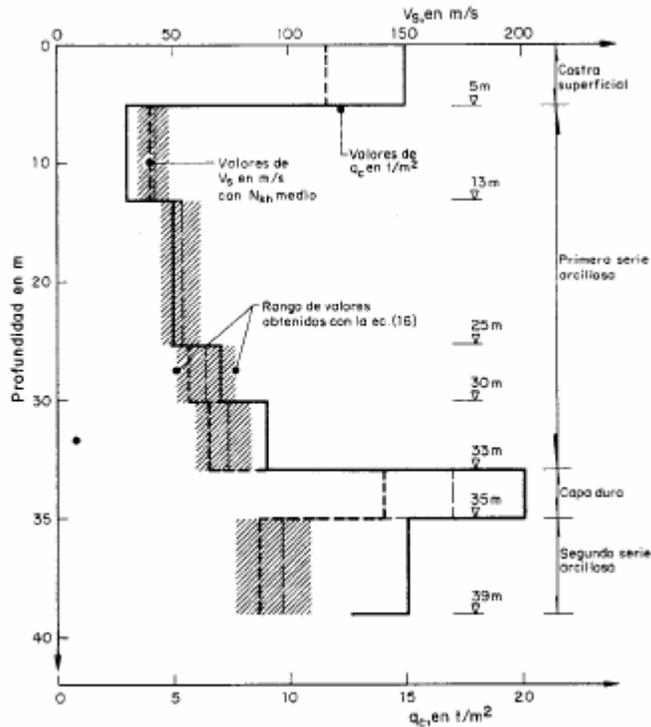


Fig A.2 – Perfil simplificado de resistencia de punta y velocidad de propagación de ondas en la zona el lago (Ovando y Romo, 1991)

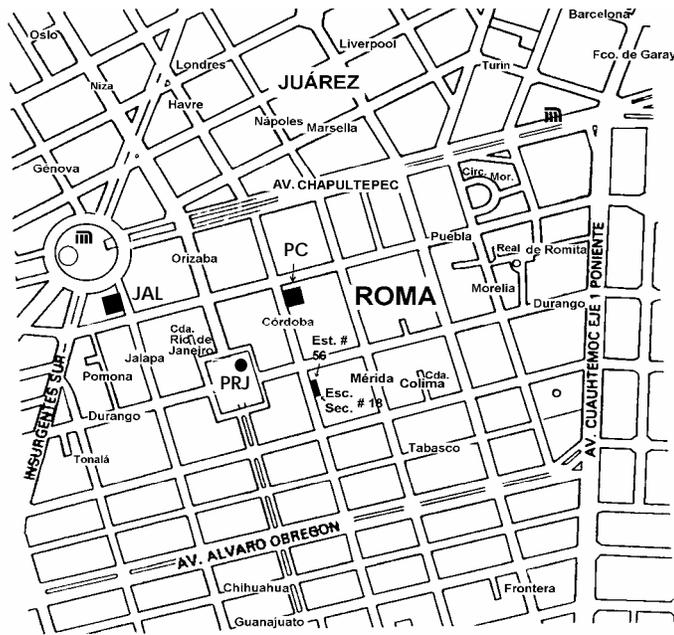


Figura A.3 - Localización de los puntos PC, PRJ y JAL

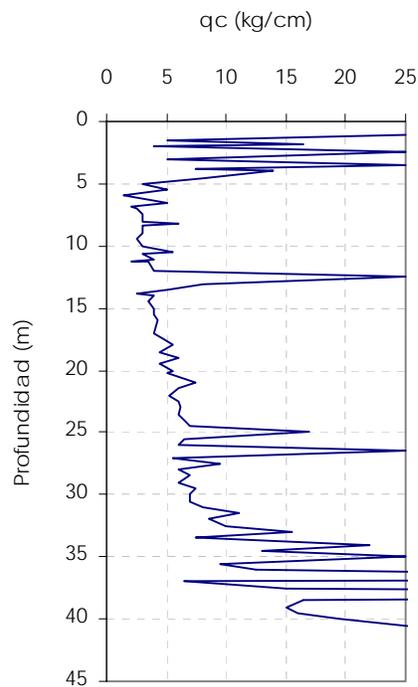


Figura A.4 - Perfil de resistencia de punta (q_c) del sitio PRJ

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c}{N_{kh} \gamma_s}} \quad (A.1)$$

donde

- V_s velocidad de onda de corte dada en m/s
- q_c resistencia de punta del cono de penetración dada en t/m²
- γ_s peso volumétrico del suelo dado en t/m³
- N_{kh} factor de correlación que depende del tipo de suelo
- η constante que depende del tipo de suelo

El valor de η es constante para cada tipo de suelo y se obtiene como

$$\eta = \sqrt{\frac{g}{\gamma_r}} \quad (A.2)$$

donde

- g aceleración de la gravedad
- γ_r deformación de referencia

Las anteriores expresiones fueron aplicadas usando los valores medios sugeridos en la tabla A.1.

Tabla A.1 – Valores sugeridos de N_{kh} y γ_r (Ovando y Romo, 1991)

Tipo de suelo	N_{kc}			γ_r (%)
	Máximo	Medio	Mínimo	
Arcillas del lago de Texcoco preconsolidado y virgen	10.0	9.5	9.0	1.5
Suelos areno – limosos de las capas duras de todo el valle	11.3	11.1	10.2	0.37

De acuerdo con los datos de resistencia de punta (q_c) identificados a cada metro, se calcularon valores de velocidad de onda de corte (V_s) entre 32.5 y 40 m, como se observa en la tabla A.2.

Tabla A.2 – Velocidad de ondas de corte (V_s) según el sitio PRJ

Descripción	Estrato	Prof. (m)	q_c (kg/cm ²)	V_s (m/s)	V_s media
Primera capa dura	32.5 – 35	33	12	144	161
		34	15	160	
		35	20	178	
	35 – 37	36	11	71	71
	37 – 38	37	20	192	203
		38	25	214	
Segunda formación arcillosa	38 – 40	39	15	91	94
		40	19	97	
Depósitos profundos	> 40	> 40	139	487	487

Con el propósito de simplificar el perfil, las zonas con velocidades similares fueron agrupadas en estratos promedio como se observa en la tabla A.2. En esta, se nota que dentro de la primera capa dura se intercala un estrato blando, mientras que la segunda formación arcillosa claramente se delimita entre 38 y 40 m, tal como se observa en la fig A.5.

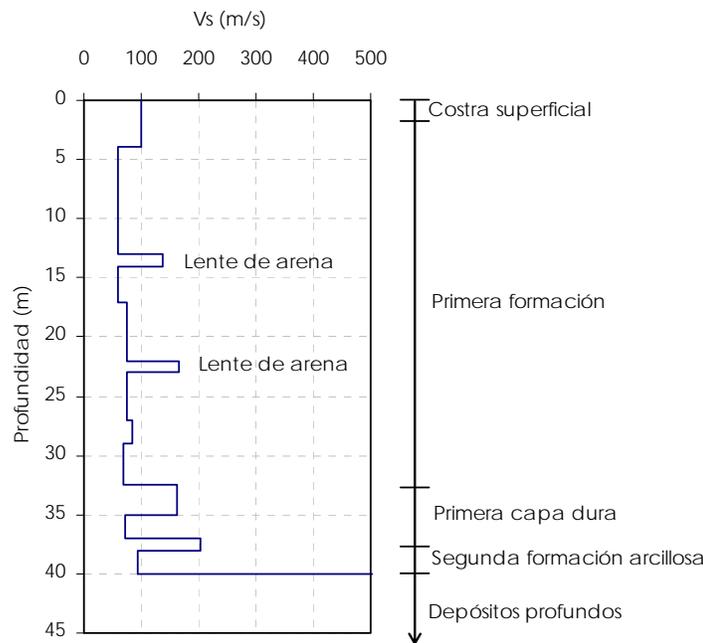


Fig A.5 – Perfil estratigráfico para el sitio PC refinado y complementado con la información del sitio PRJ

En la fig A.6 se presenta la comparación del perfil completo definido para el sitio PC, con el perfil simplificado propuesto por Ovando y Romo (1991) y el perfil definido para el sitio JAL (Meli *et al.*, 1998).

Es importante notar que el perfil definido para el sitio PC, presenta algunas diferencias con aquel obtenido por Contreras usando como sísmico (1997). Dichas diferencias tienen que ver con el espesor de los lentes de arena que se intercalan en las zonas blandas, los cuales fueron refinados de acuerdo con los valores del perfil de q_c .

Es notable también que los perfiles de los sitios PC y JAL presentan un buen ajuste en toda la profundidad con el perfil simplificado de Ovando y Romo, exceptuando las zonas de lentes duros intercalados entre estratos blandos.

Ahora bien, conociendo los valores de V_s de los estratos que conforman el perfil estratigráfico del sitio PC (figs A.5 y A.6), mediante la ec A.3 (Gómez, 2000) es posible calcular el periodo dominante del depósito de suelo (T_s). Esta expresión se deriva de acuerdo con el método de Rayleigh-Timoshenko usando una aproximación estática para el modo fundamental del depósito de suelo y haciendo una corrección empírica para predecir el valor del periodo fundamental de un estrato homogéneo. Con este criterio se subsanan las deficiencias de los criterios tradicionales basados en el concepto de promedio de velocidades o lentitudes (Rosenblueth y Rezéndiz, 1988), los cuales no tienen en cuenta la distribución de los estratos en la formación de suelo.

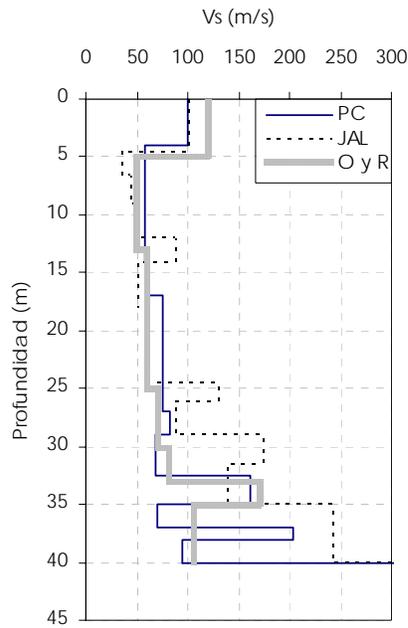


Fig. A.6 - Comparación de perfiles de V_s

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{G_i} \right) \left(\sum_{i=1}^N \gamma_i h_i (W_i^2 + W_i W_{i-1} + W_{i-1}^2) \right)} \quad (\text{A.3})$$

donde

- T_s periodo dominante del depósito de suelo
- g aceleración de la gravedad
- h_i espesor del estrato i
- G_i módulo de rigidez a cortante dinámico
- γ_i peso volumétrico
- N número total de estratos.

Teniendo en cuenta que

$$G_i = \frac{\gamma_i}{g} \cdot V_{si} \quad (\text{A.4})$$

donde

V_{si} velocidad de ondas de corte en el estrato i

Y que $W_0=0$ (en la base) y W_i ($i= 1, 2, \dots, N$) está dada por

$$W_i = \frac{\sum_{j=1}^i h_j / G_j}{\sum_{j=1}^N h_j / G_j} \quad (\text{A.5})$$

De acuerdo con lo anterior, el periodo fundamental del suelo para el perfil estratigráfico resultó ser 2.1 s. Ahora bien, de acuerdo con la teoría de unidimensional de las vibraciones de un manto homogéneo (Newmark y Rosenblueth, 1971) descrita por la ec A.6 y teniendo en cuenta que la profundidad de los depósitos profundos (H_s) es 40 m, la velocidad media de propagación de las ondas de corte (\bar{V}_s) resultó ser de 75 m/s.

$$\bar{V}_s = \frac{4H_s}{T_s} \tag{A.6}$$

Por otro lado, de acuerdo con mediciones del movimiento del terreno, se conoce que el periodo dominante del suelo del sitio PC está en un rango de 2.1 a 2.4 segundos (Murià *et al.*, 1997). Si se comparan los espectros de Fourier de los movimientos registrados en campo libre (Jr) normalizados respecto a la máxima amplitud asociados a los sismos 99-1, 99-2, 99-3 y 99-4, pueden notarse crestas de amplificación entre 2 y 2.35 s, entre las cuales es posible definir como valor representativo un periodo de 2.2 s (Fig. A.7).

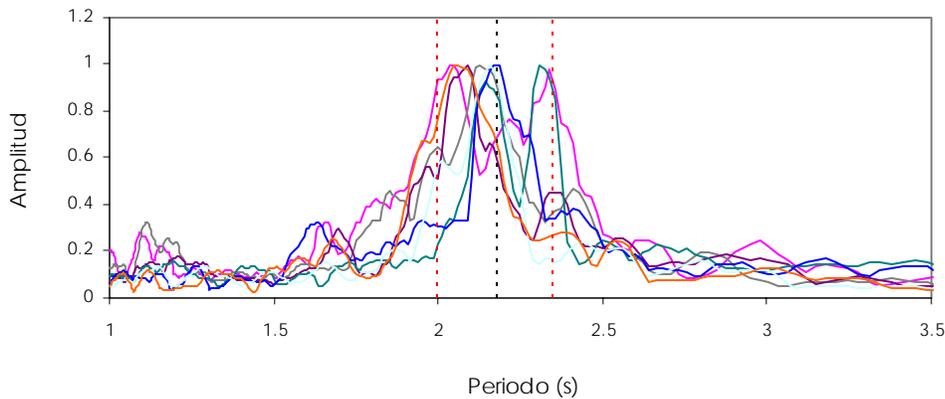


Figura A.7 – Periodo dominante del suelo del sitio PC

Ahora bien, si se observa el mapa de isoperiodos del suelo presentado el apéndice A de las NTCDS-RCDF (fig A.8), para el sitio de ubicación del edificio PC se puede determinar un periodo dominante del suelo de 2.2 s aproximadamente, el cual coincide con el periodo experimental medio.

Por otro lado, usando el método de Haskell (1962) de propagación de ondas sísmicas en medios estratificados planos y elásticos, se realizaron pruebas sencillas para calibrar el perfil estratigráfico del suelo con los resultados experimentales asociados a los sismos de mayor intensidad (99-1 y 99-3). Dicho método tiene en cuenta tanto las propiedades mecánicas y físicas de los estratos que conforman el suelo, como la forma en que incide el campo de ondas en el medio que se describe mediante el ángulo de incidencia y el azimut. Este método fue implementado por Sánchez-Sesma en el programa Haskell. Este programa requiere información mecánica del suelo, así como las características del campo de ondas incidente, de tal manera que calcula la función de transferencia del suelo $SH(\omega)$ asociada a la propagación de las ondas de cuerpo S en el medio estratificado.

Por simplicidad, en estudios de propagación de ondas en el valle de México, suele asumirse que estas presentan una propagación vertical hacia arriba. Además, dado que no se tiene acceso a registros de los depósitos profundos que subyacen al sitio PC, se asumió como datos representativos aquellos registrados en la zona de suelo duro del sitio CU (Ciudad Universitaria).

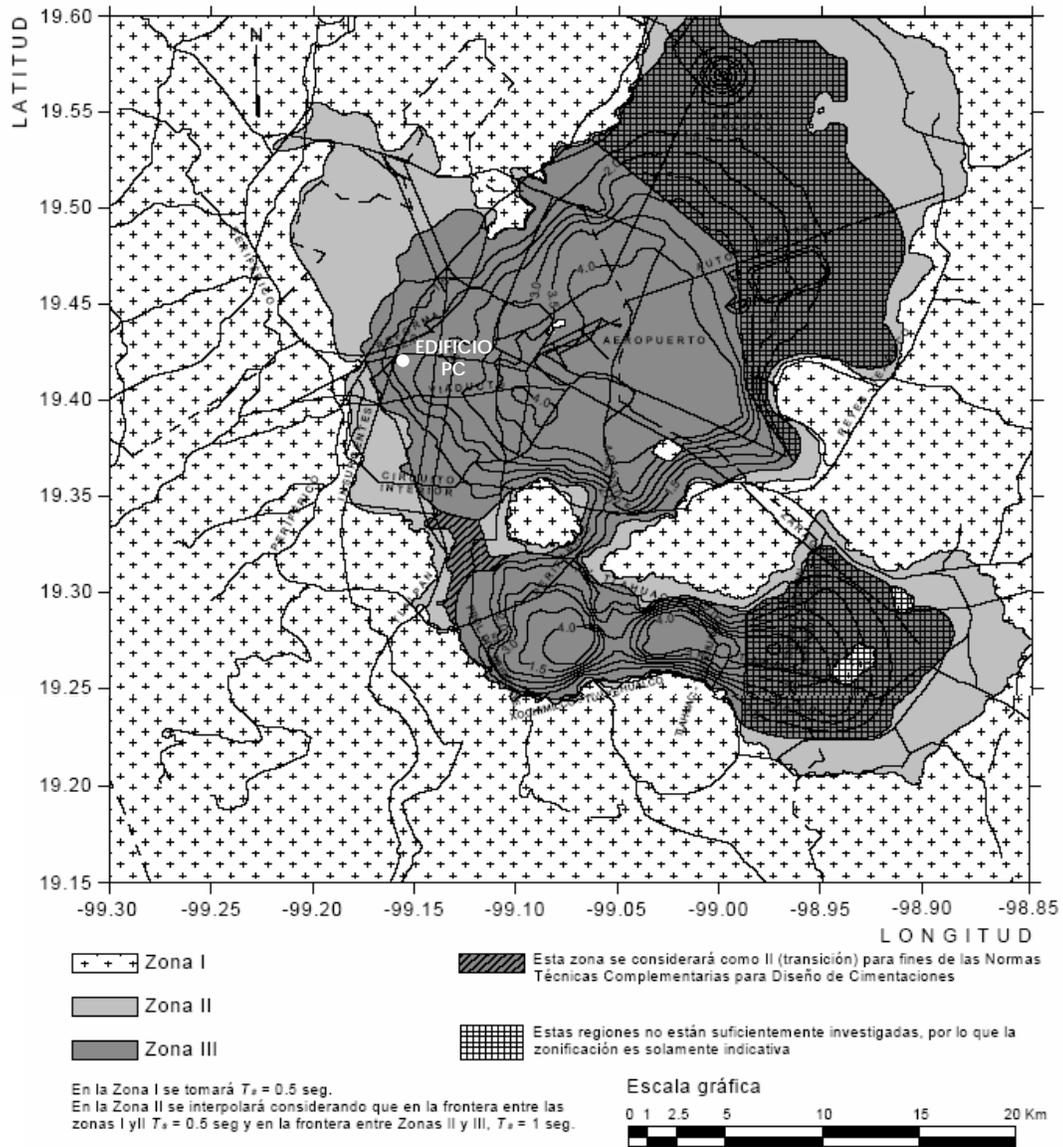


Fig A.8 – Periodos predominantes del suelo, T_s (Apéndice A de las NTCDS-RCDF)

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, el procedimiento que se siguió fue el siguiente:

- Generación de los espectros de Fourier $CU(\omega)$ para las señales registradas en CU de los sismos 99-1 y 99-3.
- Generación de las funciones de transferencia del suelo $SH(\omega)$ con las consideraciones de propagación ya enunciadas usando el programa Haskell.
- Cálculo del producto $CU(\omega) \cdot SH(\omega)$, con lo que se tiene una estimación analítica del espectro de Fourier del sitio.

- Generación de los espectros de amplitudes de Fourier $PC(\omega)$ para las señales registradas en el terreno en las direcciones E-W y NS de los sismos 99-1 y 99-3.
- Comparación de los espectros analíticos respecto a los experimentales. Con el fin de gozar de una mejor apreciación, los espectros se normalizaron respecto a su máxima amplitud.

Antes de presentar los resultados es conveniente tener en cuenta que las simplificaciones del estudio conllevan a las siguientes incertidumbres:

- Ya que el programa Haskell supone estratos horizontales que se extienden indefinidamente en el plano xy, no es posible considerar los efectos de sitio que podrían afectar la respuesta real del sistema estratificado.
- Cuando se asume que las señales del sitio CU son equivalentes a las que se registrarían en los depósitos firmes subyacentes al sitio en estudio, es importante recordar que aunque esta simplificación es común en estudios sísmológicos, se están omitiendo los variados efectos de sitio que normalmente se generan en la zona blanda del valle de México.
- En el modelo estudiado se supuso que las ondas S se propagan verticalmente hacia arriba, con lo que se omite el fenómeno de incoherencia de las ondas.
- Las señales registradas en el terreno, provienen de un punto cercano al edificio, por lo que es probable que estén contaminadas por las frecuencias de vibrar propias de la estructura.

De acuerdo con lo anterior, los resultados obtenidos se presentan en la fig A.9, en la cual se nota que los espectros de Fourier analíticos son similares a los experimentales obtenidos con las señales registradas. Es posible observar que los primeros señalan valores de periodo menores que los identificados experimentalmente, tal como lo revela la tabla A.3, especialmente en el evento 99-3. Esto indica que analíticamente se tiene un suelo ligeramente más rígido.

Dado lo anterior, se optó por suprimir los lentes de arena inmersos dentro de la primera formación arcillosa (fig A.6), de tal forma que el perfil queda como se presenta en la fig A.10.

Con este perfil y siguiendo el procedimiento descrito atrás para la obtención de los espectros analíticos de Fourier, mediante el método de Haskell se obtuvieron los resultados presentados en la fig A.11 y la tabla A.4. En estos se nota que los resultados no variaron para el evento 99-1, contrario a lo sucedido con el sismo 99-3, donde el periodo aumentó acercando el valor medio (2.14 s) al experimental (2.2 s).

Tabla A.3 – Frecuencias y periodos del suelo estimados con Haskell

Evento	Componente	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Periodo característico (s)
99-1	EW	0.483 – 0.5	2.06 – 2.23	2.07
	NS	0.483	2.07	2.07
99-3	EW	0.493	2.03	2.03
	NS	0.448 – 0.5	2 – 2.23	2.04

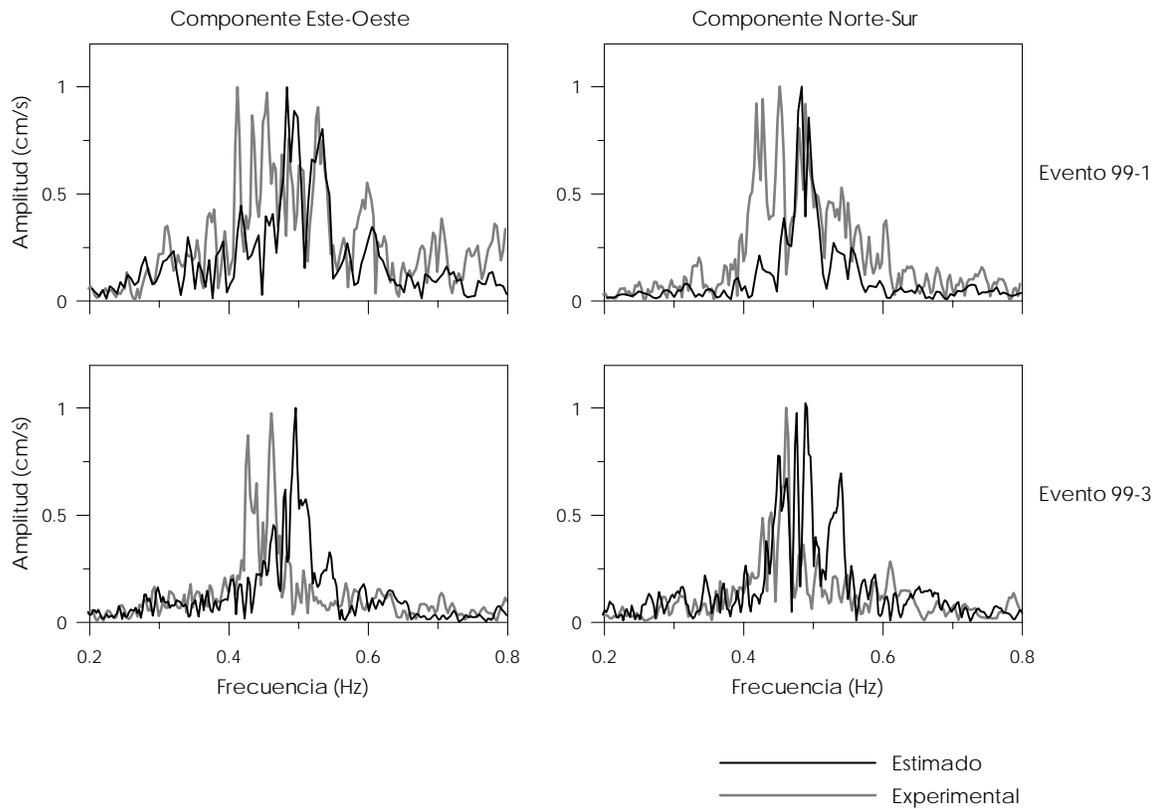


Fig A.9 – Espectros de Fourier del sitio PC experimentales y estimados con Haskell

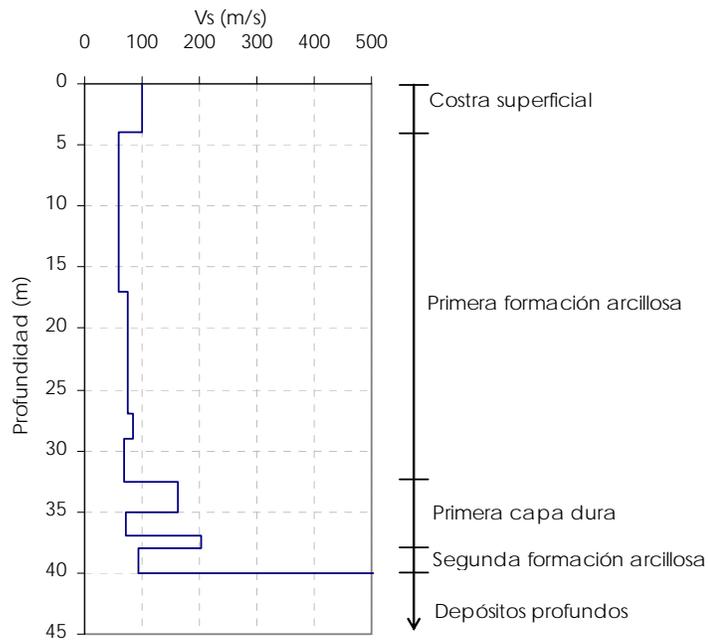


Fig A.10 – Perfil de velocidades de onda (V_s) calibrado con los resultados experimentales

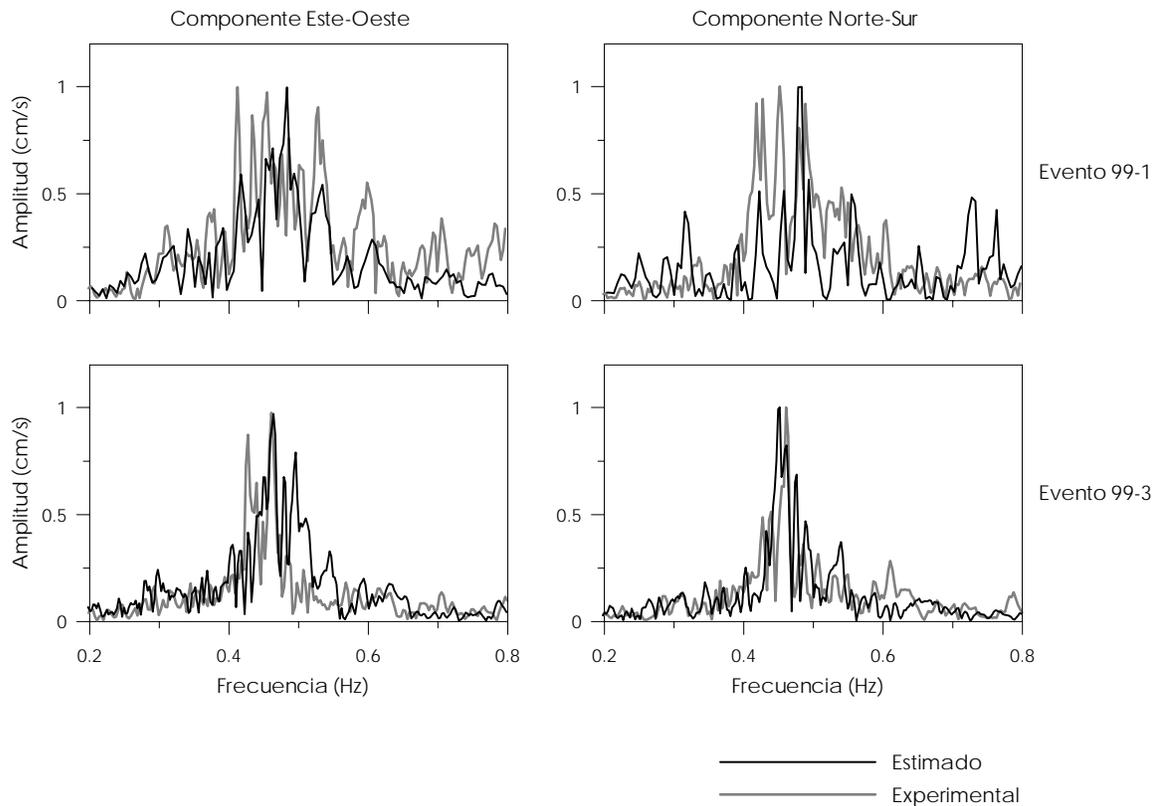


Fig A.11 – Espectros de Fourier del sitio PC experimentales y estimados con Haskell de acuerdo con el perfil estratigráfico calibrado

Tabla A.4 – Frecuencias y periodos del suelo estimados con Haskell de acuerdo con el perfil estratigráfico calibrado

Evento	Componente	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Periodo característico (s)
99-1	EW	0.483	2.07	2.07
	NS	0.483	2.07	2.07
99-3	EW	0.463 - 0.491	2.03 - 2.17	2.17
	NS	0.448 - 0.473	2.11 - 2.23	2.22

Adicionalmente, si se calcula de nuevo el periodo dominante del sitio (T_s) de acuerdo con la ec A.3 usando el perfil calibrado (fig A.10), este resulta ser de 2.2 s, coincidiendo con el periodo experimental. La velocidad media de propagación (\bar{V}_s) asociada resultó ser 72 m/s. Este perfil es el que se usó para el estudio de los efectos ISE mediante los métodos analíticos propuestos en el capítulo 2.

Finalmente, si se compara el perfil calibrado (fig A.10) con el perfil simplificado propuesto por Ovando y Romo (1991) y presentado en las figs A.2 y A.6, se nota un mejor ajuste, ya que dicho perfil simplificado no considera lentes de arena dentro de estratos blandos.

APÉNDICE B

PROGRAMA PARA LA EXTRACCIÓN Y VISUALIZACIÓN DE DATOS PROCESADOS CON EL PROGRAMA MIMO

Con el propósito de facilitar la interpretación de los resultados obtenidos con el programa MIMO se creó una macro en Excel para la extracción y visualización de los datos contenidos en los archivos de respuesta arrojados por el programa. Esta macro fue desarrollada a partir de un trabajo previo hecho por Palacios (2003).

Se conoce que para cada ventana procesada, el archivo de resultados corresponde al de la última iteración. Dicho archivo se debe nombrar como el intervalo de tiempo de la ventana en estudio, por ejemplo, si se está procesando la ventana limitada entre 10 y 20 s, el archivo se denominará "10-20.dat".

Para inicializar el programa, el usuario debe situarse en la hoja "Inicio" y colocar en todas las celdas de color blanco la información solicitada de acuerdo con el modelo estudiado, tal como se presentan en la fig B.1. En esta figura se presenta como ejemplo el modelo 3D-SIST-G₁ estudiado para caracterizar las propiedades dinámicas del edificio SIS con el sismo 01-1.

Después de introducir la información requerida, se ejecuta el programa mediante el botón "INICIAR PROCESO" de la hoja "inicio". Automáticamente el programa abre el archivo de texto a extraer y copia, grafica y opera los datos requeridos para el análisis.

Con el fin de prevenir posibles confusiones en los resultados cuando existen problemas de acoplamiento entre componentes de movimiento, el programa realiza una revisión, la cual consiste inicialmente en asignar a cada modo identificado el grado de libertad (o componente) asociado a la respuesta en la que se presentó la mayor participación. Partiendo de dicha asignación, el programa compara con el grado de libertad que se asignó a dicho modo en la identificación. En caso de que no haya coincidencia en el grado de libertad asociado al modo, se activa el formulario presentado en la fig. B.2.

Este formulario incluye como información una tabla con los modos anteriores en los que hubo coincidencia en el grado de libertad asignado, señalando el valor de frecuencia y el grado de libertad al que se asocian. En la parte inferior aparece el modo en análisis y una tabla en la que se presentan los factores de participación de este las respuestas incluidas en el modelo.

Por su parte, en el cuadro de elección ubicado a la derecha del formulario, se señala el grado de libertad asignado en la identificación (NORMALIZACIÓN), el grado de libertad que el programa eligió de acuerdo con la respuesta con mayor participación del modo (FACTORES DE PARTICIPACIÓN), y adicionalmente se incluye el grado de libertad restante.

De esta forma el usuario, haciendo uso de dicha información y con cierto criterio, debe elegir el grado de libertad que caracteriza al modo en cuestión para dar continuidad con el proceso de extracción de los resultados.

El formulario aparecerá cada vez que el programa no encuentre coincidencia.

APÉNDICE B. PROGRAMA PARA LA EXTRACCIÓN Y VISUALIZACIÓN DE DATOS PROCESADOS CON MIMO

DATOS INICIALES

Evento: 2001 Dirección total del evento: 140

Ruta: C:\VERONICA\TRABAJO INVESTIGACION\MODELO

Nombre: 130 - 140 .dst

Ventana: 13

INICIAR PROCESO

Introduzca el número de modos encontrados por grado de libertad en la casilla N°:

G.L.	# modos
L	4
T	4
R	4

Según los archivos introducidos en MIMO, asocie el grado de libertad al que corresponda cada uno de los archivos de salida

OUTPUT	G. D. L.
1	1L
2	2L
3	3L
4	1T
5	2T
6	3T
7	4T
8	1R
9	2R

Diagrama de estructura con grados de libertad:

- 1L: AZOTE
- 2L: N 12
- 3L: N8
- 1T: N4

Configuración modal

Nivel	Masa	Altura (m)
Azotea	1	66.15
N 12	2	47.73
N8	3	33.33
N4	4	18.93

Masas tot.: 4

Barra de menú: INICIO / FREC Y AMORT / PARTICIPACIONES / GRAF. PARTICIPACION / CONF_MODAL / ERRORES

Fig B.1 – Página de inicialización del programa

Selección Modo

Modo	FREC	G.D.L.
1	0.805	T
2	1.029	L
3	1.330	R
4	2.681	T
5	4.122	Seleccionar

Modo actual: 5

G.D.L.	% Particip.
1L	5.139
2L	0.261
3L	24.754
1T	0.063
2T	0.056
3T	0.006

ELECCIÓN

El grado de libertad que había asociado inicialmente al modo 5 en la normalización no coincide con el modo que resulta de evaluar los factores de participación. Escoja el grado de libertad al que debería estar asociado dicho modo:

NORMALIZACIÓN: Dirección R

FACTORES DE PARTICIPACIÓN: Dirección L

OTRA OPCIÓN: Dirección T

ACEPTAR **CONTINUAR...**

Fig B.1 – Formulario para la selección del grado de libertad de los modos identificados

APÉNDICE B. PROGRAMA PARA LA EXTRACCIÓN Y VISUALIZACIÓN DE DATOS PROCESADOS CON MIMO

Habiendo asignado cada modo a su respectivo grado de libertad o componente de movimiento (L, T o R), toda la información extraída se va ubicando en las hojas subsecuentes a la hoja "inicio". Así, en la hoja "FREC y AMORT" se presentan en tablas y figuras las frecuencias, amortiguamientos y errores parciales y totales obtenidos en cada ventana, así con resúmenes de estos resultados. En la hoja "PARTICIPACIONES" se incluyen los factores de participación de cada uno de los modos identificados en las respuestas del modelo, además de la participación total en cada una de las ventanas procesadas. En la hoja "GRAF. PARTICIPACIÓN" se grafican los resultados anteriores y además hace una presentación distinta de los datos, mostrando la participación de cada uno de los modos en las respuestas del modelo, con el fin de apreciar desde otro ángulo el acoplamiento entre los componentes. Y finalmente en la hoja "CONF_MODAL" se presentan y grafican los valores de desplazamiento modal de los puntos asociados a las respuestas del modelo.

APÉNDICE C

TABLAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Tabla C.1 – Frecuencias y amortiguamientos de la estructura y errores de ajuste identificados con el modelo 3D-SIST-Ch del edificio PC para el evento 99-3 usando como excitación las señales registradas en el terreno

Parámetro	Modo	Ventanas (s)									
		10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	65-85	75-95	90-100	90-110
Frecuencia (Hz)	1L	0.497	0.412	0.402	0.399	0.399	0.384	0.345	0.345	0.346	0.343
	2L	1.276	1.256	1.242	1.140	1.143	1.100	1.093	1.153	0.986	1.077
	1T	0.409	0.381	0.372	0.382	0.364	0.351	0.338	0.335	0.334	0.334
	2T	1.374	1.431	1.365	1.386	1.424	1.359	1.324	1.326	1.374	1.384
	1R	0.538	0.478	0.450	0.497	0.449	0.447	0.426	0.425	0.430	0.404
	2R	1.599	1.545	1.529	1.548	1.581	1.446	1.414	1.419	1.418	1.394
Amortig. (%)	1L	1.000	1.908	1.500	1.122	8.320	15.747	4.935	6.468	7.175	8.167
	2L	1.000	2.500	2.733	6.984	4.246	8.276	8.000	8.376	5.021	1.538
	1T	3.869	4.435	4.223	2.500	2.500	2.500	2.500	1.791	11.360	6.912
	2T	1.000	2.500	2.500	2.500	6.374	2.500	2.714	1.681	2.000	2.124
	1R	1.000	9.918	5.921	5.000	5.083	4.500	4.641	2.890	2.500	1.628
	2R	3.276	7.448	9.330	2.500	4.248	1.876	1.846	2.000	2.000	1.743
Error (%)	Azotea L	48.82	25.25	27.22	28.27	30.04	23.51	30.02	24.99	16.06	17.68
	Azotea T	21.05	11.52	15.13	21.91	21.22	21.16	24.25	26.59	20.59	24.12
	Azotea R	58.57	39.57	28.40	49.40	33.76	29.61	33.81	34.04	42.17	51.98
	Total	33.89	19.67	20.70	29.27	28.80	24.38	28.81	28.29	20.14	24.96

Parámetro	Modo	Ventanas (s)									
		115-125	120-130	135-145	145-165	155-165	170-180	190-200	205-215	215-235	230-250
Frecuencia (Hz)	1L	0.357	0.375	0.325	0.321	0.348	0.347	0.349	0.349	0.341	0.353
	2L	1.197	1.185	1.168	1.221	1.296	1.254	1.220	0.984	0.941	1.090
	1T	0.336	0.388	0.357	0.343	0.362	0.344	0.345	0.364	0.388	0.347
	2T	1.334	1.338	1.331	1.315	1.225	1.361	1.301	1.333	1.389	1.275
	1R	0.421	0.444	0.437	0.414	0.417	0.424	0.460	0.470	0.503	0.414
	2R	1.403	1.463	1.588	1.444	1.615	1.557	1.440	1.481	1.514	1.377
Amortig. (%)	1L	2.500	8.123	3.000	3.065	3.000	3.000	4.253	4.135	4.692	3.453
	2L	4.000	4.000	6.068	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	1.000
	1T	6.634	6.971	2.980	2.500	2.500	2.500	5.266	5.000	5.000	2.500
	2T	2.000	2.000	2.000	2.500	3.265	2.500	2.000	2.000	2.000	4.111
	1R	2.500	2.500	4.000	4.786	4.717	1.795	2.500	2.500	2.500	2.500
	2R	1.000	1.000	1.159	2.500	3.758	2.423	2.500	2.500	2.500	5.240
Error (%)	Azotea L	17.79	20.74	27.94	28.26	12.86	15.24	12.03	8.57	31.38	18.35
	Azotea T	9.29	10.25	12.99	14.98	10.56	10.76	10.68	12.06	33.01	14.86
	Azotea R	31.17	30.78	22.26	28.39	8.56	21.74	27.19	19.44	33.14	30.79
	Total	14.26	16.74	18.98	24.39	10.28	13.32	14.56	12.38	32.46	21.71

Tabla C.2 – Factores de participación de las frecuencias identificadas con el modelo 3D-SIST-Ch del edificio PC para el evento 99-3

Ventana (s)	Factor de participación de los modos en Azotea L						
	1L	2L	1T	2T	1R	2R	TOTAL
10-20	33.34	9.06	32.74	0.60	0.43	0.00	76.17
20-30	63.74	7.21	10.23	0.83	11.01	0.76	93.77
30-40	13.34	12.55	39.50	0.24	26.11	0.82	92.55
40-50	82.75	8.03	0.00	1.03	0.06	0.15	92.01
50-60	79.68	3.20	6.74	0.41	0.73	0.20	90.96
60-70	71.81	4.44	13.48	0.44	4.25	0.00	94.42
65-85	39.45	1.23	11.28	0.00	39.06	0.00	91.01
75-95	84.11	2.38	0.15	0.01	7.06	0.00	93.72
90-100	94.11	1.82	0.55	0.86	0.01	0.07	97.41
90-110	91.08	3.20	2.14	0.30	0.09	0.08	96.89
115-125	59.32	0.39	36.94	0.00	0.26	0.01	96.92
120-130	81.06	0.07	14.09	0.01	0.41	0.12	95.76
135-145	81.84	2.23	1.89	0.01	5.72	0.48	92.18
145-165	10.36	0.51	6.24	0.05	74.82	0.00	91.99
155-165	6.50	0.39	6.56	0.00	84.88	0.06	98.38
170-180	80.55	0.22	12.07	0.00	4.77	0.00	97.61
190-200	97.00	0.31	0.51	0.03	0.70	0.00	98.56
205-215	81.44	0.22	17.65	0.00	0.02	0.01	99.34
215-235	87.85	0.60	1.57	0.11	0.00	0.08	90.21
230-250	65.62	0.07	9.09	0.03	21.90	0.01	96.72

Ventana (s)	Factor de participación de los modos en Azotea T						
	1L	2L	1T	2T	1R	2R	TOTAL
10-20	0.09	0.00	90.09	0.67	1.39	3.33	95.58
20-30	0.00	0.04	94.99	0.06	0.89	2.69	98.68
30-40	0.04	0.06	88.49	0.51	5.89	2.74	97.71
40-50	0.32	3.17	80.06	2.17	0.11	9.34	95.16
50-60	26.17	0.38	40.02	10.92	16.07	2.04	95.60
60-70	69.36	0.28	23.34	2.30	0.19	0.08	95.55
65-85	15.87	0.02	6.60	1.78	69.77	0.00	94.04
75-95	0.88	0.00	11.94	2.42	77.41	0.32	92.96
90-100	6.17	0.12	85.35	2.65	0.16	1.35	95.80
90-110	16.31	0.04	72.48	0.05	3.25	2.01	94.14
115-125	2.81	0.02	95.68	0.42	0.06	0.12	99.11
120-130	0.30	0.19	98.26	0.15	0.01	0.01	98.94
135-145	1.07	0.01	95.21	0.35	1.62	0.07	98.32
145-165	2.13	0.06	16.54	0.11	78.71	0.18	97.73
155-165	2.19	0.00	11.15	0.23	85.26	0.07	98.90
170-180	0.67	0.05	89.96	0.10	7.98	0.09	98.86
190-200	36.86	0.00	60.18	0.12	1.63	0.05	98.83
205-215	60.72	0.02	33.13	0.05	4.51	0.02	98.45
215-235	13.54	0.56	74.07	0.39	0.23	0.23	89.03
230-250	21.94	0.00	9.34	0.05	66.34	0.03	97.69

APÉNDICE C. TABLAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Ventana (s)	Factor de participación de los modos en Azotea R						
	1L	2L	1T	2T	1R	2R	TOTAL
10-20	1.45	1.00	36.15	0.05	26.26	0.74	65.65
20-30	22.72	2.86	24.44	0.56	33.44	0.16	84.18
30-40	11.40	1.97	15.71	5.45	53.63	3.82	91.99
40-50	21.20	8.57	9.18	1.29	33.33	2.02	75.60
50-60	0.11	0.35	27.52	3.44	57.01	0.10	88.52
60-70	28.17	0.51	1.00	0.47	58.45	2.70	91.29
65-85	0.17	0.00	14.12	0.01	73.57	0.80	88.67
75-95	0.48	0.17	8.37	0.06	79.28	0.04	88.40
90-100	0.13	3.50	3.37	3.39	71.49	0.32	82.19
90-110	10.87	1.80	1.55	0.02	57.26	1.48	72.97
115-125	41.98	0.53	40.78	0.66	5.38	0.86	90.21
120-130	25.38	0.39	57.67	0.18	6.05	0.81	90.48
135-145	83.84	0.23	2.07	0.03	8.81	0.05	95.03
145-165	0.33	0.00	22.05	0.13	69.46	0.00	91.97
155-165	0.04	0.02	11.94	0.26	86.90	0.08	99.24
170-180	12.40	0.01	4.66	0.12	78.06	0.00	95.25
190-200	55.68	0.03	22.11	0.09	14.65	0.08	92.64
205-215	61.54	0.30	1.52	0.09	32.81	0.00	96.27
215-235	35.29	0.30	37.84	0.21	15.44	0.02	89.10
230-250	1.25	0.00	20.09	0.03	69.07	0.12	90.56

Tabla C.3 – Frecuencias y amortiguamientos de la estructura y errores de ajuste identificados con el modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS para el evento 01-1 (modos 1, 2, 3 y 4)

Parámetro	Modo	Ventanas (s)							
		5-15	15-35	30-40	35-55	50-60	60-70	70-80	80-90
Frecuencia (Hz)	1L	1.117	1.023	0.988	0.986	0.989	0.994	1.009	1.003
	2L	4.148	3.806	3.738	3.688	3.533	3.653	3.665	3.676
	3L	8.755	8.588	7.704	7.898	7.619	7.720	7.909	8.002
	4L	13.415	12.303	13.354	12.550	12.252	12.703	11.996	12.759
	1T	0.872	0.819	0.792	0.787	0.785	0.788	0.788	0.793
	2T	2.918	2.773	2.683	2.611	2.607	2.643	2.646	2.649
	3T	5.214	4.937	4.865	4.752	4.818	4.751	4.733	4.850
	4T	7.661	7.462	7.248	7.240	7.174	7.131	7.061	7.154
	1R	1.537	1.302	1.311	1.320	1.316	1.284	1.316	1.316
	2R	4.518	4.058	4.085	4.036	4.065	3.980	4.040	4.079
	3R	6.968	6.893	7.053	6.920	6.820	6.290	6.279	6.260
	4R	10.170	9.734	9.374	9.640	9.567	9.561	9.285	9.602
Amortiguamiento (%)	1L	0.540	0.835	2.357	2.911	2.309	1.632	2.181	0.872
	2L	2.108	1.438	3.410	3.708	1.489	3.051	2.300	2.379
	3L	1.000	4.778	3.175	7.322	6.000	6.415	5.380	4.936
	4L	5.000	4.405	9.255	4.068	5.102	2.390	5.006	7.854
	1T	2.141	1.325	2.532	1.852	1.811	1.690	1.497	0.800
	2T	1.099	2.193	1.795	2.469	1.618	3.002	1.000	1.318
	3T	1.000	3.419	2.559	2.825	3.186	2.293	2.959	3.441
	4T	5.000	6.618	6.000	6.582	3.729	5.762	2.430	3.732
	1R	1.000	1.000	0.964	2.792	1.165	2.000	2.314	2.136
	2R	1.000	4.794	3.813	2.971	3.235	1.023	1.260	2.060
	3R	0.013	0.579	1.944	6.000	6.412	6.000	4.843	1.564
	4R	2.000	4.179	2.343	5.064	3.284	4.688	2.785	3.832
Error (%)	Azotea L	45.35	33.00	16.19	12.62	7.54	23.68	9.03	12.99
	Azotea T	45.87	30.93	23.28	12.53	5.62	10.69	4.73	7.22
	Azotea R	59.77	55.92	43.70	34.76	17.08	26.21	16.26	20.54
	Total	58.45	37.27	23.33	14.07	7.02	18.50	6.69	10.02

APÉNDICE C. TABLAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Parámetro	Modo	Ventanas (s)					
		90-100	100-110	110-120	115-135	130-140	135-155
Frecuencia (Hz)	1L	1.013	1.027	1.012	1.021	1.029	1.020
	2L	3.714	3.775	3.738	3.751	3.732	3.728
	3L	7.922	8.335	8.318	8.230	8.117	8.248
	4L	12.955	12.720	11.737	11.739	12.625	12.535
	1T	0.797	0.799	0.798	0.801	0.806	0.810
	2T	2.605	2.680	2.640	2.669	2.685	2.666
	3T	4.760	4.789	4.781	4.786	4.789	4.827
	4T	7.395	7.157	7.124	7.159	7.288	7.238
	1R	1.342	1.339	1.326	1.348	1.331	1.349
	2R	4.079	4.138	4.117	4.118	4.177	4.127
	3R	6.535	6.569	6.607	6.344	6.673	6.629
	4R	10.380	9.516	9.694	9.589	9.472	9.439
Amortiguamiento (%)	1L	1.580	1.000	0.662	1.211	1.349	0.997
	2L	2.003	2.494	3.209	2.550	4.436	2.900
	3L	5.108	4.895	7.843	5.011	7.114	7.675
	4L	5.491	1.372	2.612	2.163	5.199	5.040
	1T	1.867	1.235	2.142	1.750	1.394	1.478
	2T	0.731	1.000	3.829	2.303	2.288	1.000
	3T	2.169	2.255	0.875	2.135	1.704	1.789
	4T	4.164	2.389	3.000	3.962	2.695	2.796
	1R	1.269	1.169	2.481	1.000	1.000	1.000
	2R	1.255	2.025	1.121	1.998	1.261	1.669
	3R	8.000	7.000	1.000	6.229	3.719	4.000
	4R	4.491	1.764	5.280	3.337	2.994	2.452
Error (%)	Azotea L	23.69	34.08	24.50	25.02	18.50	13.80
	Azotea T	7.14	10.39	6.89	10.77	7.90	9.45
	Azotea R	26.49	38.07	18.80	26.32	32.68	27.72
	Total	12.19	18.86	14.57	17.26	11.96	12.38

Tabla C.4 – Factores de participación de las frecuencias identificadas con el modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS para el evento 01-1 (modos 1, 2, 3 y 4)

Ventana (s)	Factor de participación de los modos en Azotea L												TOTAL
	1L	2L	3L	4L	1T	2T	3T	4T	1R	2R	3R	4R	
5-15	75.18	0.54	0.09	0.12	3.40	0.01	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	79.39
15-35	36.44	4.02	1.78	0.17	2.15	0.06	0.43	0.35	0.04	43.45	0.08	0.10	89.06
30-40	82.00	2.60	0.28	0.12	0.00	0.40	0.20	0.25	0.04	11.40	0.01	0.09	97.38
35-55	94.23	1.61	0.11	0.01	2.01	0.01	0.02	0.01	0.02	0.38	0.00	0.00	98.40
50-60	95.97	0.40	0.02	0.01	2.18	0.03	0.00	0.01	0.00	0.79	0.01	0.00	99.43
60-70	82.58	1.69	0.06	0.01	9.90	0.02	0.02	0.05	0.02	0.06	0.00	0.00	94.41
70-80	93.05	4.22	0.07	0.03	0.88	0.03	0.05	0.01	0.00	0.82	0.01	0.01	99.18
80-90	93.52	3.46	0.07	0.02	0.00	0.01	0.10	0.00	0.01	1.12	0.00	0.00	98.31
90-100	79.65	11.73	0.17	0.08	0.56	0.03	0.04	0.05	0.55	1.46	0.07	0.01	94.40
100-110	63.63	14.97	0.98	0.43	1.66	0.35	0.08	0.33	0.09	5.21	0.12	0.51	88.37
110-120	77.69	1.40	0.00	0.02	14.06	0.06	0.03	0.00	0.11	0.64	0.00	0.01	94.04
115-135	79.81	1.86	0.05	0.00	11.59	0.04	0.02	0.00	0.00	0.42	0.00	0.00	93.79
130-140	88.29	5.67	0.86	0.19	0.71	0.01	0.07	0.00	0.03	0.75	0.00	0.00	96.58
135-155	93.82	1.86	0.15	0.04	1.85	0.02	0.01	0.01	0.02	0.31	0.01	0.00	98.10

APÉNDICE C. TABLAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Ventana (s)	Factor de participación de los modos en Azotea T												
	1L	2L	3L	4L	1T	2T	3T	4T	1R	2R	3R	4R	TOTAL
5-15	0.37	0.01	0.00	0.01	78.04	0.47	0.03	0.02	0.00	0.01	0.00	0.01	78.97
15-35	0.33	0.53	0.00	0.10	68.87	7.41	8.29	4.33	0.23	0.29	0.06	0.01	90.46
30-40	0.16	0.06	0.06	0.00	81.04	5.34	5.57	0.73	0.00	0.05	1.55	0.02	94.59
35-55	0.74	0.12	0.04	0.01	94.15	2.11	1.15	0.09	0.00	0.01	0.00	0.02	98.45
50-60	0.22	0.00	0.00	0.00	98.72	0.61	0.05	0.05	0.01	0.00	0.00	0.01	99.69
60-70	1.28	0.05	0.00	0.01	95.35	1.42	0.66	0.04	0.00	0.01	0.01	0.01	98.84
70-80	0.09	0.04	0.00	0.00	98.81	0.52	0.25	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	99.78
80-90	0.20	0.03	0.00	0.00	97.55	1.24	0.37	0.05	0.00	0.03	0.00	0.01	99.48
90-100	0.08	0.07	0.01	0.01	97.45	1.11	0.50	0.12	0.00	0.01	0.06	0.07	99.49
100-110	0.00	0.15	0.00	0.20	95.71	1.24	1.01	0.54	0.05	0.00	0.00	0.01	98.92
110-120	0.89	0.04	0.00	0.00	97.40	0.93	0.21	0.04	0.01	0.00	0.00	0.00	99.52
115-135	0.54	0.06	0.00	0.00	96.61	1.26	0.28	0.03	0.01	0.01	0.01	0.00	98.81
130-140	0.02	0.05	0.01	0.01	97.39	1.37	0.38	0.12	0.00	0.01	0.01	0.01	99.38
135-155	0.50	0.05	0.01	0.02	97.04	1.06	0.34	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	99.11

Ventana (s)	Factor de participación de los modos en Azotea R												
	1L	2L	3L	4L	1T	2T	3T	4T	1R	2R	3R	4R	TOTAL
5-15	0.00	0.22	0.06	0.01	0.59	0.17	0.00	0.02	0.29	0.02	0.03	0.04	1.46
15-35	0.15	34.52	0.00	0.30	0.79	1.24	3.94	1.60	1.91	19.31	2.17	2.85	68.77
30-40	1.63	21.14	0.31	0.14	8.84	0.76	1.93	0.00	9.74	28.21	3.86	4.30	80.86
35-55	12.13	5.04	0.00	0.02	46.16	0.98	1.30	1.78	11.64	7.34	0.18	1.32	87.89
50-60	12.38	2.15	0.05	0.02	70.00	0.68	0.03	0.25	9.34	1.75	0.16	0.19	97.01
60-70	7.84	3.55	0.46	0.00	60.38	2.00	1.31	0.56	13.00	3.04	0.20	0.81	93.15
70-80	3.47	9.05	0.14	0.04	69.24	1.08	0.67	0.24	8.75	3.26	0.88	0.54	97.35
80-90	5.40	4.80	0.00	0.03	56.15	1.68	1.05	0.49	13.15	12.29	0.21	0.52	95.76
90-100	3.08	4.39	0.00	0.35	58.51	2.49	0.97	0.19	9.97	10.96	0.38	1.67	92.96
100-110	0.14	9.91	0.03	0.60	33.29	1.20	1.20	0.81	19.82	16.12	0.82	1.57	85.52
110-120	7.64	7.57	0.31	0.01	66.93	1.56	0.39	0.34	7.68	4.20	0.03	0.25	96.91
115-135	6.81	4.45	0.00	0.02	66.88	2.11	0.32	0.43	7.67	3.97	0.04	0.42	93.10
130-140	1.56	0.01	0.68	0.10	65.10	2.35	0.79	0.01	9.86	7.97	0.15	0.75	89.32
135-155	11.09	2.07	0.57	0.19	57.54	1.65	0.57	0.05	9.03	8.43	0.34	0.80	92.33

APÉNDICE C. TABLAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Tabla C.5 – Frecuencias y amortiguamientos de la estructura y errores de ajuste identificados con el modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS para el evento 02-1 (modos 1, 2, 3 y 4)

Parámetro	Modo	Ventanas (s)									
		0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	65-85	80-90	80-100
Frecuencia (Hz)	1L	0.835	0.802	0.795	0.811	0.804	0.808	0.821	0.822	0.839	0.825
	2L	1.088	1.080	1.015	1.022	1.019	1.024	1.037	1.045	1.045	1.049
	3L	1.486	1.351	1.313	1.391	1.340	1.325	1.368	1.363	1.395	1.367
	4L	2.749	2.754	2.651	2.584	2.623	2.654	2.700	2.668	2.638	2.701
	1T	3.783	3.843	3.633	3.668	3.627	3.695	3.701	3.757	3.821	3.879
	2T	4.268	4.170	4.046	4.019	4.084	4.052	3.977	4.160	4.164	4.174
	3T	4.872	4.984	4.624	4.639	4.757	4.677	4.844	4.821	4.897	4.899
	4T	6.702	6.318	6.739	6.986	6.777	6.651	6.909	6.397	6.316	6.311
	1R	7.390	7.315	6.953	7.426	7.220	7.225	7.224	7.165	7.467	7.415
	2R	8.481	8.655	8.024	7.584	7.597	7.843	7.627	7.946	8.382	8.448
	3R	9.756	10.075	9.257	9.125	9.033	9.086	9.138	9.224	9.651	9.703
	4R	12.453	11.149	11.219	11.771	11.477	11.791	12.068	12.201	12.339	12.430
	Amortig. (%)	1L	1.000	1.000	1.083	2.875	0.834	1.753	1.753	1.688	0.389
2L		1.030	1.028	0.543	1.561	1.780	1.029	1.036	1.498	1.357	1.721
3L		3.541	0.130	0.100	2.110	0.439	1.913	2.928	3.000	6.137	1.000
4L		1.000	1.000	0.539	4.610	1.697	1.775	0.971	1.629	4.261	2.358
1T		1.000	1.000	5.085	1.456	5.633	2.732	1.582	1.898	2.505	1.068
2T		1.000	0.130	1.844	3.075	1.287	1.132	0.616	1.432	3.079	2.766
3T		1.000	1.000	3.860	4.000	2.300	1.000	1.000	1.031	0.983	0.975
4T		1.000	3.970	4.000	4.807	1.000	8.587	5.226	2.620	2.219	2.000
1R		1.000	2.406	5.014	2.675	2.576	1.000	2.000	2.210	3.125	3.000
2R		1.000	1.847	1.499	7.000	7.467	5.809	4.148	5.576	3.000	1.569
3R		1.000	7.225	4.048	1.889	1.000	1.000	1.889	3.475	2.371	2.778
4R		1.000	1.000	2.359	3.082	5.410	7.000	5.410	5.095	3.000	3.000
Error (%)		Azotea L	36.34	42.10	27.02	19.53	13.40	17.66	9.23	21.74	23.47
	Azotea T	27.39	33.70	38.78	24.70	10.01	6.13	27.67	34.62	42.49	46.43
	Azotea R	27.76	29.98	44.75	37.07	29.82	20.33	35.85	50.92	47.80	42.76
	Total	28.37	33.85	35.15	23.89	13.18	12.53	16.63	31.78	34.00	35.60

Tabla C.6 – Factores de participación de las frecuencias identificadas con el modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS para el evento 02-1 (modos 1 y 2)

Ventana (s)	Factor de participación de los modos en Azotea L												
	1L	2L	3L	4L	1T	2T	3T	4T	1R	2R	3R	4R	TOTAL
0-10	3.43	82.53	0.00	0.00	0.44	0.01	0.19	0.03	0.02	0.08	0.01	0.05	86.80
10-20	1.67	20.90	0.01	0.08	43.96	2.05	0.02	9.58	0.63	3.16	0.08	0.13	82.28
20-30	2.80	22.41	0.00	0.06	56.34	9.47	0.43	0.39	0.07	0.56	0.06	0.09	92.69
30-40	0.96	89.08	0.27	0.00	3.31	2.46	0.01	0.00	0.00	0.07	0.00	0.01	96.17
40-50	0.37	97.49	0.02	0.01	0.25	0.04	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	98.18
50-60	7.59	89.02	0.00	0.02	0.16	0.04	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	96.86
60-70	0.12	97.15	0.12	0.02	1.06	0.08	0.00	0.00	0.35	0.08	0.00	0.16	99.15
65-85	0.97	83.91	0.13	0.04	6.53	1.05	0.02	0.01	0.03	2.33	0.16	0.13	95.29
80-90	2.66	86.86	0.01	0.06	3.68	0.89	0.24	0.03	0.04	0.00	0.02	0.00	94.48
80-100	0.14	90.34	0.19	0.06	2.49	1.51	0.22	0.00	0.04	0.01	0.01	0.01	95.02

APÉNDICE C. TABLAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Ventana (s)	Factor de participación de los modos en Azotea L												TOTAL
	1L	2L	3L	4L	1T	2T	3T	4T	1R	2R	3R	4R	
0-10	92.29	0.05	0.01	0.11	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02	0.00	0.00	0.00	92.50
10-20	64.20	3.13	0.00	1.54	2.16	0.02	15.76	0.00	0.46	0.19	0.05	1.11	88.62
20-30	45.58	1.13	0.00	14.14	4.99	1.88	6.35	0.14	10.10	0.03	0.68	0.01	85.03
30-40	81.94	0.48	0.10	10.42	0.08	0.10	0.51	0.20	0.02	0.01	0.03	0.00	93.91
40-50	95.91	0.86	0.04	2.08	0.01	0.00	0.10	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	99.02
50-60	98.17	1.01	0.06	0.34	0.00	0.00	0.05	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	99.64
60-70	84.93	1.75	0.62	2.53	0.12	0.00	1.02	0.01	1.07	0.27	0.00	0.02	92.35
65-85	71.42	1.90	2.25	2.53	0.38	0.00	4.24	0.00	3.06	0.06	0.00	2.11	87.98
80-90	63.72	1.21	3.33	6.25	0.49	0.47	4.50	0.74	0.54	0.28	0.23	0.22	81.97
80-100	63.80	1.65	0.49	6.70	0.51	0.23	3.39	0.25	0.70	0.27	0.19	0.27	78.45

Ventana (s)	Factor de participación de los modos en Azotea R												TOTAL
	1L	2L	3L	4L	1T	2T	3T	4T	1R	2R	3R	4R	
0-10	92.00	0.00	0.04	0.01	0.02	0.14	0.00	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00	92.30
10-20	64.88	1.47	0.01	0.04	2.77	8.25	0.73	1.75	1.43	0.81	8.62	0.25	91.00
20-30	13.53	0.17	3.40	0.99	18.37	37.45	0.61	1.48	2.47	0.10	1.16	0.19	79.93
30-40	1.73	2.36	23.64	2.81	22.97	30.30	0.10	1.08	0.03	0.07	1.00	0.15	86.23
40-50	28.06	30.56	27.50	2.05	1.08	1.66	0.08	0.07	0.08	0.00	0.04	0.07	91.23
50-60	63.74	8.97	21.51	0.49	0.09	0.56	0.02	0.34	0.00	0.00	0.13	0.00	95.87
60-70	2.42	20.22	56.75	0.67	0.78	2.96	0.30	0.82	0.05	0.01	1.50	0.73	87.19
65-85	3.34	1.52	35.15	0.38	9.17	10.27	0.48	0.61	0.92	1.15	11.08	0.03	74.09
80-90	0.00	0.86	37.79	2.91	13.39	20.80	1.01	0.23	0.01	0.04	0.08	0.00	77.13
80-100	3.20	2.51	45.24	4.50	15.49	9.48	0.61	0.25	0.29	0.01	0.04	0.01	81.62

Tabla C.7 – Frecuencias y amortiguamientos de la estructura y errores de ajuste identificados con el modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS para el evento 02-2 (modos 1 y 2)

Parámetro	Modo	Ventanas (s)									
		0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	70-80	80-90	90-100
Frecuencia (Hz)	1L	1.08	1.09	1.01	1.02	1.03	1.05	1.04	1.05	1.04	1.05
	2L	3.93	4.00	3.70	3.69	3.72	3.62	3.76	3.78	3.76	3.88
	1T	0.87	0.86	0.76	0.81	0.81	0.87	0.82	0.82	0.83	0.82
	2T	2.88	2.83	2.61	2.67	2.63	2.71	2.66	2.68	2.70	2.70
	1R	1.46	1.44	1.34	1.40	1.42	1.34	1.37	1.35	1.37	1.45
	2R	4.50	4.30	4.07	4.09	4.06	4.16	4.13	4.17	4.20	4.18
Amortig. (%)	1L	1.00	0.37	1.00	2.12	1.24	1.00	0.74	1.03	0.99	1.03
	2L	0.87	0.80	2.97	1.20	2.19	6.43	2.95	0.90	1.68	2.25
	1T	0.85	6.24	1.00	0.77	1.25	5.93	0.95	1.52	1.02	2.50
	2T	1.00	0.56	1.00	1.00	3.70	0.23	2.36	1.28	0.87	0.72
	1R	1.00	1.00	1.00	3.79	3.79	0.78	0.72	1.35	1.82	2.00
	2R	1.00	1.00	1.48	1.10	1.43	3.81	1.22	1.41	1.99	2.42
Error (%)	Azotea L	21.3	29.6	48.3	38.2	10.4	42.5	9.4	22.6	13.4	13.4
	Azotea T	18.8	22.0	48.4	49.8	15.7	49.4	7.5	8.3	6.9	18.9
	Azotea R	18.5	22.9	47.9	61.2	42.8	66.1	35.1	26.7	27.6	39.7
	Total	19.2	24.3	48.2	48.9	17.1	47.0	11.0	11.6	10.9	16.1

Tabla C.8 – Factores de participación de las frecuencias identificadas con el modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS para el evento 02-2 (modos 1 y 2)

Ventana (s)	Factor de participación de los modos en Azotea L						
	1L	2L	1T	2T	1R	2R	TOTAL
0-10	0.10	0.00	95.82	0.52	0.00	0.01	96.46
10-20	1.17	0.01	93.48	0.53	0.00	0.01	95.19
20-30	0.63	3.20	70.82	1.88	0.01	0.02	76.56
30-40	0.02	1.38	69.60	3.90	0.00	0.25	75.16
40-50	1.08	0.01	93.36	3.07	0.02	0.01	97.55
50-60	2.36	0.11	70.49	2.55	0.08	0.13	75.71
60-70	0.30	0.01	98.63	0.49	0.01	0.00	99.44
70-80	0.02	0.01	98.78	0.46	0.04	0.01	99.31
80-90	0.36	0.08	98.17	0.90	0.01	0.00	99.52
90-100	3.59	0.12	89.05	3.59	0.02	0.13	96.50

Ventana (s)	Factor de participación de los modos en Azotea T						
	1L	2L	1T	2T	1R	2R	TOTAL
0-10	93.85	0.17	1.40	0.00	0.01	0.03	95.46
10-20	68.71	0.55	21.90	0.01	0.01	0.04	91.20
20-30	37.30	31.38	0.10	0.09	0.01	7.80	76.67
30-40	39.83	40.80	0.26	0.35	0.68	3.49	85.40
40-50	95.46	1.96	0.56	0.12	0.06	0.75	98.91
50-60	44.51	1.35	35.62	0.21	0.03	0.12	81.84
60-70	95.03	2.10	1.41	0.02	0.02	0.54	99.12
70-80	80.50	6.51	1.70	0.02	0.29	5.86	94.87
80-90	91.06	2.88	3.24	0.02	0.02	0.99	98.20
90-100	95.70	0.55	1.71	0.03	0.10	0.10	98.19

Ventana (s)	Factor de participación de los modos en Azotea R						
	1L	2L	1T	2T	1R	2R	TOTAL
0-10	0.16	0.00	96.29	0.06	0.07	0.02	96.59
10-20	1.69	0.41	92.44	0.06	0.10	0.07	94.77
20-30	0.55	10.03	52.24	0.03	0.10	14.08	77.03
30-40	2.42	28.89	0.03	0.41	22.44	8.31	62.50
40-50	13.48	10.35	21.80	4.18	19.55	12.26	81.61
50-60	10.56	0.73	2.12	6.09	33.39	3.47	56.37
60-70	4.15	3.92	59.48	2.68	14.79	2.67	87.70
70-80	0.54	2.22	52.91	0.79	32.01	4.40	92.88
80-90	5.78	12.17	48.87	2.34	16.24	6.99	92.38
90-100	22.62	4.24	13.26	5.06	31.17	7.84	84.19

APÉNDICE C. TABLAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Tabla C.9 – Frecuencias y amortiguamientos de la estructura y errores de ajuste identificados con el modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS para el evento 03-1 (modos 1 y 2)

Parámetro	Modo	Ventanas (s)									
		0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	70-80	80-90	90-100
Frecuencia (Hz)	1L	1.076	1.054	1.064	1.052	1.032	1.044	1.082	1.034	0.995	0.991
	2L	3.795	3.866	3.791	3.905	3.644	3.806	3.998	3.641	3.661	3.793
	1T	0.846	0.830	0.858	0.836	0.815	0.819	0.819	0.796	0.783	0.775
	2T	2.750	2.777	2.645	2.742	2.594	2.626	2.649	2.630	2.564	2.564
	1R	1.550	1.600	1.668	1.390	1.392	1.393	1.452	1.324	1.328	1.304
	2R	4.295	4.185	4.129	4.214	4.120	4.141	4.294	4.144	4.102	3.944
Amortig. (%)	1L	1.000	1.000	1.000	1.000	1.465	1.409	1.000	1.000	2.003	1.917
	2L	1.000	1.170	1.768	3.866	1.000	2.772	5.688	2.552	1.030	1.000
	1T	1.000	1.000	3.568	0.148	1.000	1.271	1.965	1.970	1.523	1.742
	2T	1.000	1.000	1.477	1.477	5.434	2.366	2.023	1.153	1.000	1.000
	1R	1.000	1.000	6.072	1.000	1.648	1.000	1.000	1.000	1.528	1.000
	2R	1.000	1.000	2.030	1.187	1.391	1.539	3.199	1.000	1.000	1.000
Error (%)	Azotea L	41.92	25.13	17.89	17.21	19.03	10.15	34.66	38.44	16.34	8.32
	Azotea T	24.66	7.04	6.89	9.82	3.45	5.02	8.63	6.83	4.43	4.14
	Azotea R	56.34	57.62	29.77	55.26	37.74	30.51	53.68	41.77	30.55	23.04
	Total	35.30	17.82	12.64	16.42	10.04	9.21	20.55	20.30	9.91	7.61

Parámetro	Modo	Ventanas (s)							
		110-120	115-135	130-140	140-150	150-160	160-170	170-180	180-190
Frecuencia (Hz)	1L	0.991	0.994	0.986	1.010	1.011	1.020	1.024	1.015
	2L	3.614	3.695	3.642	3.572	3.631	3.651	3.716	3.645
	1T	0.767	0.771	0.778	0.791	0.788	0.783	0.787	0.791
	2T	2.422	2.579	2.549	2.651	2.610	2.635	2.622	2.643
	1R	1.329	1.331	1.324	1.341	1.346	1.321	1.314	1.349
	2R	3.955	3.950	3.994	3.954	3.976	3.857	4.193	3.992
Amortig. (%)	1L	2.665	3.130	1.000	3.571	1.758	1.104	1.888	1.459
	2L	1.163	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	1T	1.048	1.450	1.725	2.075	1.861	1.000	1.599	1.000
	2T	1.000	4.248	1.000	1.000	3.151	2.906	1.000	1.000
	1R	1.000	1.661	1.000	1.000	1.336	1.000	1.011	1.000
	2R	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	11.206	2.612	1.000
Error (%)	Azotea L	2.65	16.59	15.98	15.68	6.55	1.92	26.68	23.54
	Azotea T	3.18	15.78	9.07	7.12	4.51	5.48	7.24	6.75
	Azotea R	22.03	27.59	34.30	34.05	31.90	24.79	24.06	31.42
	Total	4.46	16.56	14.64	13.06	7.90	5.13	17.91	16.30

Tabla C.10 – Factores de participación de las frecuencias identificadas con el modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS para el evento 03-1 (modos 1 y 2)

Ventana (s)	Factor de participación de los modos en Azotea L						
	1L	2L	1T	2T	1R	2R	TOTAL
0-10	53.05	20.98	0.94	0.54	0.48	5.58	81.57
10-20	82.07	10.50	0.07	0.14	0.03	0.86	93.67
20-30	90.05	0.60	6.06	0.00	0.03	0.03	96.77
30-40	89.80	0.82	6.30	0.08	0.01	0.05	97.06
40-50	95.53	0.20	0.01	0.01	0.08	0.53	96.36
50-60	93.18	2.74	2.35	0.08	0.02	0.54	98.92
60-70	73.88	7.21	6.52	0.07	0.20	0.07	87.94
70-80	65.60	0.52	18.74	0.02	0.28	0.08	85.24
80-90	95.89	0.09	1.29	0.00	0.00	0.05	97.33
90-100	97.30	0.01	1.96	0.00	0.02	0.01	99.30
100-110	96.84	0.04	0.24	0.02	0.01	0.03	97.18
110-120	99.54	0.01	0.37	0.00	0.00	0.00	99.92
115-135	97.24	0.01	0.02	0.00	0.00	0.00	97.27
130-140	92.81	0.01	4.33	0.03	0.21	0.00	97.39
140-150	93.76	0.01	3.74	0.00	0.00	0.00	97.52
150-160	97.33	0.00	2.12	0.01	0.13	0.00	99.58
160-170	99.59	0.00	0.35	0.00	0.00	0.00	99.96
170-180	78.55	0.31	13.80	0.05	0.00	0.13	92.84
180-190	72.32	0.14	21.43	0.07	0.50	0.00	94.46

Ventana (s)	Factor de participación de los modos en Azotea T						
	1L	2L	1T	2T	1R	2R	TOTAL
0-10	0.01	0.00	81.24	6.90	0.47	0.01	88.63
10-20	0.10	0.03	97.17	1.86	0.00	0.00	99.17
20-30	0.00	0.02	98.91	0.50	0.00	0.00	99.43
30-40	1.01	0.03	92.67	5.13	0.02	0.00	98.86
40-50	0.07	0.00	99.50	0.25	0.02	0.00	99.84
50-60	0.00	0.01	99.06	0.55	0.02	0.00	99.64
60-70	0.00	0.01	95.85	2.63	0.32	0.00	98.82
70-80	0.00	0.01	98.78	0.49	0.22	0.00	99.51
80-90	0.00	0.00	99.54	0.24	0.02	0.00	99.80
90-100	0.30	0.00	99.38	0.11	0.03	0.00	99.82
100-110	0.14	0.00	99.40	0.25	0.02	0.00	99.81
110-120	1.54	0.00	98.27	0.09	0.00	0.00	99.91
115-135	0.97	0.00	96.37	0.13	0.02	0.00	97.50
130-140	3.23	0.00	95.83	0.15	0.02	0.02	99.25
140-150	2.09	0.00	97.32	0.08	0.02	0.00	99.51
150-160	1.11	0.00	98.53	0.12	0.03	0.00	99.79
160-170	1.07	0.00	98.56	0.04	0.03	0.00	99.70
170-180	0.60	0.00	98.83	0.01	0.05	0.00	99.50
180-190	1.15	0.02	98.33	0.02	0.01	0.01	99.55

APÉNDICE C. TABLAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Ventana (s)	Factor de participación de los modos en Azotea R						
	1L	2L	1T	2T	1R	2R	TOTAL
0-10	1.31	4.42	2.51	5.78	41.67	11.62	67.30
10-20	0.69	1.88	52.06	4.56	1.75	5.70	66.64
20-30	8.69	0.30	76.95	0.51	3.49	1.03	90.97
30-40	1.30	0.06	36.89	13.96	11.63	5.03	68.87
40-50	1.15	0.34	76.68	0.50	6.24	0.83	85.73
50-60	3.82	2.44	71.60	0.45	9.00	3.21	90.52
60-70	6.57	0.74	27.40	1.62	31.69	2.87	70.89
70-80	4.08	0.35	46.61	1.42	28.30	1.18	81.93
80-90	0.68	1.13	75.60	0.58	12.07	0.50	90.55
90-100	6.78	0.32	75.99	0.21	11.21	0.16	94.66
100-110	13.84	0.17	74.12	0.20	9.44	0.03	97.80
110-120	25.00	0.27	64.89	0.01	4.77	0.15	95.08
115-135	18.86	0.00	65.40	0.00	7.90	0.14	92.31
130-140	12.41	0.15	53.39	0.42	21.67	0.22	88.26
140-150	0.57	0.33	58.88	0.58	27.50	0.47	88.34
150-160	6.15	0.24	50.51	0.14	32.64	0.13	89.82
160-170	33.71	0.02	24.68	0.03	35.38	0.06	93.88
170-180	4.81	0.01	65.37	0.16	23.83	0.02	94.19
180-190	5.13	0.04	53.19	0.33	31.28	0.05	90.01

Tabla C.11 – Índices de variación de las frecuencias obtenidas con el modelo 3D-SIST-Ch respecto a los modelos 3D-SIST-GLR y 3D-SIST-GT del edificio SIS para el evento 01-1

Parámetro	Modo	Ventanas (s)							
		5-15	15-35	30-40	35-55	50-60	60-70	70-80	80-90
Índices de variación en frecuencias (%)	1L	0.53	1.48	0.03	0.23	0.05	0.01	0.03	0.06
	2L	2.75	0.21	0.24	2.06	0.01	0.21	0.05	0.04
	3L	0.23	0.77	3.43	4.16	0.60	1.30	1.58	1.17
	4L	0.06	0.50	4.66	0.48	0.12	2.06	3.20	3.00
	1T	1.10	1.30	0.30	0.20	0.05	0.19	0.11	0.14
	2T	0.39	4.40	0.55	0.17	0.14	0.52	0.25	0.01
	3T	0.56	0.39	0.76	0.78	1.02	0.37	0.34	0.44
	4T	1.48	1.84	2.71	0.97	0.87	3.06	0.34	0.98
	1R	0.19	4.68	0.12	3.27	0.09	0.01	0.46	0.05
	2R	0.25	0.23	0.02	0.64	0.08	0.12	0.12	0.10
	3R	0.17	0.25	0.23	1.43	2.30	0.09	0.04	1.61
	4R	0.33	0.79	0.63	0.42	1.79	0.73	0.52	1.20

Parámetro	Modo	Ventanas (s)				
		90-100	100-110	110-120	115-135	130-140
Frecuencia (Hz)	1L	0.05	0.05	0.19	0.03	0.01
	2L	1.08	0.08	0.07	0.12	1.49
	3L	0.19	2.88	1.10	0.02	0.11
	4L	1.13	0.60	2.10	0.09	0.26
	1T	0.00	0.27	0.01	0.39	0.05
	2T	0.07	0.29	1.02	2.17	0.18
	3T	0.88	0.30	0.18	0.32	0.06
	4T	1.87	0.27	0.07	0.99	0.09
	1R	0.52	0.16	0.86	1.54	0.32
	2R	0.57	0.04	0.06	0.75	1.28
	3R	0.29	2.17	1.38	0.00	0.38
	4R	0.22	0.00	3.03	0.28	0.04

Tabla C.12 – Frecuencias de la estructura (f_i), cocientes f_i/\bar{f}_i y frecuencias de cabeceo y traslación de la base identificadas con los cocientes FT_{sv} , FT_c y FT_{tb} para el evento 99-3

Ventana	Componente L					Componente T				
	f_i	f_i/\bar{f}_i	FT_{sv}	FT_c	FT_{tb}	f_i	f_i/\bar{f}_i	FT_{sv}	F_c	FT_{tb}
0-20	0.488	1.176	2.05-2.60	1.57-1.83	0.20-0.50	0.488	1.250	1.30-1.56	0.28-1.07	0.10-0.30
			3.20-3.65	2.20-2.30	1.65-2.35			2.10-3.00	1.79-1.97	0.67-0.76
			4.20-5.00	3.08-3.62	2.48-2.67			3.17-3.25	5.60-5.80	1.50-2.32
			-	4.82-6.02	2.96-3.05			4.05-4.75	-	2.95-2.93
			-	-	-			-	-	-
10-30	0.439	1.200	2.27-2.50	0.89-1.43	1.32-2.35	0.415	1.214	1.40-1.59	0.28-0.73	0.10-0.45
			4.23-4.70	1.96-2.02	2.65-2.7			2.00-2.75	1.79-2.02	1.60-2.85
			-	2.46-3.63	-			3.15-3.45	-	-
			-	5.11-5.75	-			3.92-4.60	-	-
			-	-	-			-	-	-
20-40	0.415	1.133	1.70-1.80	0.98-1.06	0.27-0.45	0.415	1.214	1.30-1.55	0.27-0.78	0.10-0.40
			2.08-2.38	1.210-1.70	1.30-2.15			1.70-1.75	0.92-1.00	1.55-2.20
			2.60-2.75	1.86-1.98	2.65-2.72			1.95-2.70	1.92-1.96	2.35-2.80
			3.05-3.45	2.27-2.31	-			2.95-3.20	2.16-2.20	-
			4.15-4.45	2.62-3.16	-			3.95-4.58	5.35-5.85	-
30-50	0.439	1.200	2.15-2.90	0.88-1.42	0.25-0.38	0.391	1.067	1.05-1.20	0.17-0.74	0.25-0.40
			3.10-3.35	1.82-2.14	0.58-0.64			1.44-1.65	1.88-2.05	1.55-2.30
			3.70-3.90	2.52-3.17	1.17-1.85			2.10-2.70	5.35-5.60	2.45-2.55
			4.35-5.10	3.66-4.47	-			3.15-3.35	-	2.75-2.82
			-	4.90-5.50	-			3.70-4.45	-	-
40-60	0.391	1.067	2.10-3.10	1.23-1.47	0.12-0.25	0.415	1.214	1.05-1.15	0.28-0.73	0.10-0.27
			3.28-3.40	1.65-2.12	1.20-1.85			1.97-2.80	1.75-1.82	1.55-2.55
			3.70-4.05	2.42-2.78	2.55-2.65			3.00-3.10	2.00-2.10	-
			4.25-4.75	3.04-3.27	-			3.25-3.40	4.50-4.70	-
			5.00-5.15	3.55-4.50	-			3.58-4.55	5.35-5.60	-
50-70	0.366	1.000	2.15-3.35	0.95-1.77	0.18-0.37	0.439	1.385	1.10-1.21	0.20-0.96	0.17-0.35
			3.55-5.10	2.05-2.17	1.15-1.85			1.96-3.35	1.75-2.03	1.50-2.48
			-	2.45-3.33	2.57-2.66			3.55-4.32	2.76-2.88	2.90-3.15
			-	4.48-5.90	-			4.47-4.67	4.80-5.00	-
			-	-	-			4.95-5.10	5.38-5.65	-
60-80	0.366	1.000	1.15-1.27	1.10-2.00	1.17-2.00	0.391	1.143	1.10-1.57	0.30-0.81	0.27-0.38
			1.65-3.10	2.45-3.70	-			1.80-3.12	1.59-1.80	1.47-2.35
			3.35-5.05	4.52-5.90	-			3.33-5.95	2.04-2.26	-
			-	-	-			-	2.60-2.65	-
			-	-	-			-	2.85-3.40	-
70-90	0.366	1.071	1.17-1.45	1.18-1.40	0.23-0.37	0.415	1.214	1.05-1.60	0.32-0.53	1.47-2.50
			2.10-3.00	1.61-2.27	1.15-1.73			1.80-5.50	1.77-2.27	-
			3.20-4.75	2.46-2.98	2.10-2.35			-	2.58-2.70	-
			4.90-5.60	3.35-3.65	-			-	2.86-3.65	-
			-	4.00-4.10	-			-	3.90-3.93	-
80-100	0.366	1.000	1.15-1.42	1.04-2.21	0.10-0.32	0.391	1.231	1.12-1.55	0.32-0.89	0.78-0.85
			2.10-3.40	2.48-2.83	1.34-1.60			2.00-3.05	1.51-2.30	1.63-2.42
			3.60-4.15	4.75-5.55	-			3.20-4.22	2.55-3.25	-
			4.45-4.85	-	-			4.47-5.77	3.41-3.67	-
			5.35-5.75	-	-			-	4.20-4.45	-
-	-	-	-	5.15-5.70	-					

APÉNDICE C. TABLAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Ventana	Componente L					Componente T				
	f_1	f_1/\bar{f}_1	FT _{sv}	FT _c	FT _{tb}	f_1	f_1/\bar{f}_1	FT _{sv}	F _c	FT _{tb}
90-110	0.342	1.000	1.15-1.40 2.05-4.35 4.50-5.05 5.25-6.00 -	0.90-1.54 1.78-2.19 2.36-2.49 2.66-3.74 4.40-6.00	0.18-0.35 1.37-1.72 - - -	0.415	1.133	1.15-4.25 4.50-6.00 - - -	0.30-0.69 1.61-1.65 1.87-2.05 4.75-4.87 5.40-5.60	0.20-0.40 1.50-2.13 - - -
100-120	0.366	1.000	0.95-1.25 1.83-2.91 3.13-3.70 3.95-4.95 5.15-6.00 -	1.12-1.4 1.58-1.87 2.06-2.87 3.10-3.20 4.32-5.10 -	0.10-0.35 1.25-2.05 2.40-2.60 - - -	0.366	1.250	1.12-1.57 1.77-3.18 3.28-4.35 4.46-6.00 - -	0.38-0.73 1.43-2.30 2.46-2.55 2.74-2.90 4.37-4.95 5.23-5.35	0.25-0.37 1.50-2.60 - - - -
110-130	0.342	1.000	0.75-1.35 1.67-1.78 2.00-2.50 2.80-3.00 3.20-3.35 3.55-4.40 4.65-5.35 5.50-5.90	0.90-1.24 1.63-2.87 4.35-6.00 - - - - -	0.20-0.35 1.22-1.47 2.33-2.40 - - - - -	0.439	1.385	0.75-1.38 1.62-2.50 2.75-6.00 - - - - -	0.30-0.89 1.60-3.13 3.36-3.62 3.95-4.13 4.87-5.50 - - -	1.50-1.77 - - - - - - -
120-140	0.366	1.000	1.07-1.35 1.57-1.82 2.03-3.02 3.27-4.38 4.85-5.90 -	0.80-1.28 1.90-3.05 3.45-3.51 4.40-5.25 - - -	0.12-0.32 1.08-1.45 1.57-1.76 - - - -	0.415	1.308	0.85-0.95 1.07-1.62 1.77-2.50 2.70-2.87 3.10-4.41 4.67-6.00	0.34-0.94 1.61-1.84 2.02-2.91 3.09-3.24 - - -	0.25-0.37 1.75-2.28 - - - - -
130-150	0.342	1.000	1.00-1.50 1.70-2.95 3.12-5.40 -	0.95-1.21 1.83-3.12 3.75-4.05 4.55-4.61	0.17-0.35 1.05-1.71 - -	0.415	1.308	0.70-0.80 1.00-2.50 2.65-5.50 5.65-5.95	0.28-0.62 0.82-1.06 1.73-2.86 5.45-5.70	0.20-0.30 1.25-2.15 - -
140-160	0.342	1.000	1.18-1.50 1.95-2.95 3.15-4.55 4.80-5.75 - - - -	1.18-1.39 1.78-1.91 2.10-2.65 3.40-4.40 4.85-5.01 5.25-5.85 - - -	0.25-0.35 1.40-1.57 - - - - - -	0.391	1.143	1.10-1.85 1.98-2.40 2.70-4.60 4.75-5.85 - - - -	0.28-0.56 0.75-1.32 1.50-1.90 2.25-2.83 2.95-3.05 3.23-3.40 4.00-4.10 4.35-4.55 4.80-5.65	0.17-0.32 1.16-2.30 - - - - - - -
150-170	0.391	1.067	1.20-1.55 1.83-3.30 3.50-4.50 4.83-6.00 - - - -	1.12-1.52 1.90-2.72 3.39-4.45 4.85-5.90 - - - -	1.42-1.53 - - - - - - -	0.415	1.214	1.12-1.47 1.65-2.43 2.72-3.95 4.10-4.55 4.75-6.00 - - -	0.48-0.83 1.06-1.31 1.64-2.05 2.23-3.06 3.23-3.66 3.92-4.12 4.32-4.50 4.85-5.20 5.50-5.62	0.12-0.32 1.40-1.95 - - - - - - -
160-180	0.391	1.143	0.70-0.80 1.05-1.15 1.72-2.60 2.85-3.80 4.25-5.50 5.75-6.00	1.32-2.73 3.11-3.32 3.63-3.92 4.52-4.85 - - -	0.25-0.35 1.17-1.83 - - - - -	0.391	1.143	0.85-1.00 1.18-1.32 1.70-1.85 2.05-2.50 2.85-4.00 4.30-6.00	0.28-0.97 1.75-2.17 2.43-2.51 2.70-3.00 4.90-5.80 - -	0.28-0.36 1.50-1.95 2.20-2.40 - - -
170-190	0.391	1.143	1.07-1.30 2.00-3.00 3.15-5.85 - -	1.00-1.22 1.53-2.07 2.30-2.70 3.02-3.90 5.00-5.50	0.10-0.35 1.45-1.65 - - -	0.415	1.308	0.62-0.90 1.02-1.32 1.72-2.35 2.60-6.00 -	0.30-0.89 1.62-2.63 2.79-3.29 - -	0.22-0.36 1.21-2.30 - - -

APÉNDICE C. TABLAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Ventana	Componente L					Componente T				
	f_1	f_1/\bar{f}_1	FT _{sv}	FT _c	FT _{tb}	f_1	f_1/\bar{f}_1	FT _{sv}	F _c	FT _{tb}
180-200	0.366	1.071	1.00-1.50	1.00-1.28	1.58-1.85	0.415	1.417	0.55-0.85	0.30-0.93	1.50-2.30
			1.83-5.05	1.55-2.10	-			1.20-1.40	1.13-1.16	-
			5.25-6.00	2.35-2.82	-			1.75-2.05	1.40-3.26	-
			-	3.20-3.42	-			2.20-2.80	4.50-4.80	-
			-	4.27-5.90	-			2.95-4.55	5.15-5.30	-
			-	-	-			4.70-5.85	-	-
190-210	0.366	1.071	1.00-1.55	0.90-1.40	0.25-0.35	0.391	1.143	0.55-0.81	0.22-1.12	1.54-2.4
			1.80-4.55	1.54-1.85	1.60-1.85			1.15-1.75	1.56-1.82	2.63-2.78
			4.83-5.12	2.15-2.96	2.15-2.22			1.92-2.82	2.40-2.50	-
			5.35-6.00	3.22-3.44	-			3.05-4.50	4.32-4.40	-
			-	-	-			4.70-6.00	4.62-4.80	-
			-	-	-			-	5.20-5.32	-
200-220	0.366	1.000	1.02-1.40	1.15-1.86	0.15-0.33	0.391	1.143	1.07-1.46	0.30-1.00	0.18-0.35
			1.70-1.90	2.05-2.30	1.22-1.67			1.60-1.75	1.55-1.70	0.65-0.78
			2.05-2.80	2.54-2.70	-			1.90-6.00	1.90-2.00	1.50-2.37
			2.95-3.93	2.98-3.15	-			-	2.13-2.17	-
			4.10-4.70	4.20-5.85	-			-	4.45-4.72	-
			4.95-5.95	4.20-5.85	-			-	-	-
210-230	0.342	1.000	0.60-0.90	0.95-1.33	1.10-1.40	0.439	1.286	0.75-0.85	0.55-1.00	0.23-0.36
			1.15-1.40	1.46-1.80	1.52-1.63			1.10-1.45	1.72-1.74	2.28-2.5
			1.75-2.62	2.00-2.42	-			1.65-2.35	2.35-2.39	-
			2.82-4.30	2.76-2.85	-			2.75-5.60	4.93-5.15	-
			4.45-6.00	3.62-4.35	-			-	-	-
			-	4.60-6.00	-			-	-	-
220-240	0.391	1.231	1.00-2.45	0.85-1.31	0.17-0.37	0.366	1.071	1.15-1.57	0.28-0.65	0.20-0.30
			2.65-3.20	1.60-1.70	1.35-1.45			1.70-1.85	1.15-1.20	1.62-2.12
			3.35-4.30	1.88-3.43	-			2.00-2.55	1.55-1.62	2.30-2.65
			4.45-5.25	3.85-4.70	-			2.65-4.75	-	2.85-3.05
			5.65-6.00	5.37-5.90	-			4.90-5.70	-	-
			-	-	-			-	-	-
230-250	0.342	1.000	0.93-2.20	1.00-1.38	0.58-0.71	0.415	1.308	0.70-0.80	0.30-0.90	0.17-0.37
			2.36-3.20	1.60-2.80	1.30-1.53			0.98-1.45	1.70-1.80	1.46-1.90
			3.35-4.75	3.36-3.54	-			1.65-1.92	1.93-2.05	2.05-2.35
			5.15-5.65	4.00-4.10	-			2.05-2.55	5.45-5.60	2.93-3.38
			-	4.60-4.75	-			2.70-3.50	-	-
			-	-	-			3.63-5.65	-	-

Tabla C.13 – Parámetros estimados con el método de Luco en el componente L para el evento 99-3

Ventana	Parámetro								
	\bar{f}_1 (Hz)	f_1 (Hz)	f_c (Hz)	f_h (Hz)	$\frac{f_1}{\bar{f}_1}$	$\frac{H\Phi_{rl}}{X_T^{Az}}$ (%)	$\frac{X_T^b}{X_T^{Az}}$ (%)	K_c (N·m/rad) $\times 10^{12}$	K_h (N/m) $\times 10^8$
0-40	0.391	0.443	1.666	0.953	1.13	5.04	10.90	2.53	5.61
20-60	0.366	0.425	2.363	0.759	1.16	2.20	15.09	5.08	3.56
40-80	0.366	0.413	1.906	0.867	1.13	3.39	11.56	3.31	4.65
60-100	0.342	0.381	2.005	0.842	1.11	2.67	10.68	3.66	4.38
80-120	0.366	0.392	2.562	1.125	1.07	1.87	6.86	5.98	7.83
100-140	0.366	0.405	2.233	0.930	1.11	2.47	10.05	4.54	5.34
120-160	0.366	0.401	1.973	1.004	1.10	3.16	8.62	3.55	6.23
140-180	0.342	0.401	2.329	0.680	1.17	1.98	16.38	4.94	2.86
160-200	0.342	0.376	2.212	0.886	1.10	2.19	9.65	4.46	4.85
180-220	0.342	0.368	2.275	1.009	1.08	2.07	7.44	4.71	6.29
200-240	0.342	0.366	2.081	1.083	1.07	2.47	6.46	3.95	7.24
220-260	0.342	0.365	2.537	1.051	1.07	1.67	6.85	5.86	6.83

Tabla C.14 – Parámetros estimados con el método de Luco en el componente T para el evento 99-3

Ventana	Parámetro								
	\bar{f}_1 (Hz)	f_1 (Hz)	f_c (Hz)	f_h (Hz)	$\frac{f_1}{\bar{f}_1}$	$\frac{H\Phi_{rl}}{X_T^{Az}}$ (%)	$\frac{X_T^b}{X_T^{Az}}$ (%)	K_c (N·m/rad) $\times 10^{12}$	K_h (N/m) $\times 10^8$
0-20	0.391		0.914	0.718		15.54	18.27	0.75	2.97
10-30	0.342	0.420	0.846	0.815	1.23	13.89	10.86	0.64	3.83
20-40	0.342	0.401	0.807	1.124	1.17	15.28	5.70	0.58	7.30
30-50	0.366	0.446	0.803	1.070	1.22	17.70	7.23	0.58	6.61
40-60	0.342	0.440	0.714	0.835	1.29	19.49	10.32	0.46	4.03
50-70	0.317	0.453	0.962	0.502	1.43	9.28	24.61	0.83	1.46
60-80	0.342	0.405	0.864	0.945	1.18	13.33	8.07	0.67	5.16
70-90	0.342	0.394	0.842	1.179	1.15	14.04	5.18	0.63	8.03
80-100	0.317	0.371	0.770	1.020	1.17	14.48	5.97	0.53	6.01
90-110	0.366	0.425	0.915	1.175	1.16	13.63	5.99	0.75	7.98
100-120	0.293	0.342	0.840	0.772	1.17	10.37	8.89	0.63	3.44
110-130	0.317	0.376	0.815	0.859	1.19	12.93	8.42	0.59	4.26
120-140	0.317	0.399	0.850	0.663	1.26	11.87	14.11	0.65	2.54
130-150	0.317	0.413	0.762	0.655	1.30	14.79	14.47	0.52	2.48
140-160	0.342	0.395	0.887	1.071	1.15	12.63	6.29	0.70	6.62
150-170	0.342	0.432	0.856	0.737	1.26	13.58	13.27	0.66	3.14
160-180	0.342	0.411	0.854	0.887	1.20	13.64	9.15	0.65	4.55
170-190	0.317	0.372	0.766	0.996	1.17	14.62	6.26	0.52	5.73
180-200	0.293	0.343	0.695	0.965	1.17	15.16	5.68	0.43	5.38
190-210	0.342	0.407	0.788	1.044	1.19	16.01	6.61	0.56	6.29
200-220	0.342	0.392	0.842	1.259	1.15	14.02	4.54	0.63	9.16
210-230	0.342	0.403	0.820	1.052	1.18	14.81	6.51	0.60	6.39
220-240	0.342	0.402	0.841	1.026	1.18	14.07	6.85	0.63	6.07
230-250	0.317	0.411	0.955	0.585	1.30	15.54	18.27	0.81	1.98

Tabla C.15 – Parámetros estimados con el método de Luco en el componente R para el evento 99-3

Ventana	Parámetro					
	\bar{f}_{1t} (Hz)	f_{1t} (Hz)	f_r (Hz)	$\frac{f_{1t}}{\bar{f}_{1t}}$	$\frac{\Phi_T^b}{\Phi_T^{Az}}$ (%)	K_r (N·m/rad) $\times 10^{11}$
0-40	0.415	0.423	2.214	1.02	2.61	5.61
20-60	0.391	0.395	2.546	1.01	1.75	3.56
40-80	0.415	0.422	2.242	1.02	2.55	4.65
60-100	0.439	0.448	2.233	1.02	2.88	4.38
80-120	0.415	0.423	2.169	1.02	2.72	7.83
100-140	0.439	0.454	1.743	1.03	4.73	5.34
120-160	0.439	0.450	2.039	1.02	3.45	6.23
140-180	0.439	0.450	2.054	1.02	3.40	2.86
160-200	0.415	0.422	2.230	1.02	2.57	4.85
180-220	0.439	0.451	1.919	1.03	3.90	6.29
200-240	0.415	0.425	1.974	1.02	3.29	7.24
220-260	0.415	0.424	2.067	1.02	3.00	6.83

Tabla C.16 – Frecuencias de la estructura y errores de ajuste identificados con el modelo 3D-EST para el evento 99-3

Parámetro	Modo	Ventanas (s)									
		10-30	20-30	30-40	45-55	50-60	60-70	65-85	80-90	90-100	105-110
f_1 (Hz)	1L	0.414	0.406	0.396	0.382	0.388	0.378	0.379	0.366	0.365	0.375
	2L	0.428	0.420	0.416	0.437	0.398	0.413	0.434	0.413	0.397	0.388
	1T	0.534	0.522	0.476	0.436	0.455	0.446	0.407	0.418	0.431	0.479
Error (%)	Azotea L	45.895	41.577	47.123	35.867	38.651	31.793	35.442	49.505	24.441	25.815
	Azotea T	27.614	23.525	27.170	42.127	40.583	22.856	25.210	19.373	24.990	9.800
	Azotea R	62.286	53.093	49.972	46.365	38.136	25.759	30.149	22.083	62.268	35.180
	Total	37.452	32.519	37.322	39.688	39.119	27.731	29.473	28.162	29.837	20.658

Parámetro	Modo	Ventanas (s)							
		105-125	120-130	125-145	135-155	150-160	160-180	170-180	180-190
f_1 (Hz)	L	0.338	0.389	0.377	0.381	0.351	0.353	0.356	0.381
	T	0.391	0.417	0.411	0.411	0.416	0.416	0.405	0.415
	R	0.448	0.466	0.493	0.450	0.481	0.422	0.430	0.479
Error (%)	Azotea L	22.915	20.772	25.382	27.282	11.024	16.121	19.946	13.156
	Azotea T	15.920	13.581	12.802	14.272	11.479	9.443	5.880	9.550
	Azotea R	62.297	31.857	16.243	21.246	11.564	19.439	19.636	14.902
	Total	23.347	18.849	16.397	20.806	11.386	13.865	12.026	11.948

APÉNDICE C. TABLAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Parámetro	Modo	Ventanas (s)				
		180-210	205-210	205-225	215-235	230-250
f ₁ (Hz)	L	0.367	0.379	0.382	0.391	0.359
	T	0.369	0.411	0.406	0.426	0.395
	R	0.422	0.422	0.429	0.434	0.434
Error (%)	Azotea L	20.350	8.467	15.962	30.906	23.507
	Azotea T	26.030	6.357	11.142	20.454	12.712
	Azotea R	29.779	15.414	20.885	21.772	25.736
	Total	24.241	8.787	15.822	25.262	20.987

Tabla C.17 – Factores de participación de las frecuencias identificadas en las respuestas de azotea con el modelo 3D-EST para el evento 99-3

Ventana (s)	Factor de participación (%)											
	Modo 1L			Modo 1L (adicional)			Modo 1T			Modo 1R		
	Az L	Az T	Az R	Az L	Az T	Az R	Az L	Az T	Az R	Az L	Az T	Az R
10-30	60.01	0.02	19.16				13.89	88.43	19.30	4.99	3.93	22.74
20-30	60.02	0.00	25.93				14.30	90.42	20.68	8.36	4.04	25.27
30-40	17.85	0.29	8.02				41.16	84.63	15.26	18.78	7.69	51.75
45-55	83.88	12.54	32.68				1.14	68.81	10.68	2.08	0.96	35.14
50-60	78.96	6.18	1.81	2.30	39.48	28.60	3.84	37.96	54.89	5.35	4.95	63.84
60-70	88.71	1.83	4.77				1.19	13.62	27.23	0.00	79.28	61.33
65-85	56.72	5.68	0.26				28.63	81.25	69.10	2.12	6.74	21.49
80-90	38.77	9.28	18.26				16.96	86.04	65.87	19.82	0.91	10.97
90-100	93.57	4.88	2.91				0.41	88.00	2.37	0.03	0.92	55.92
105-110	22.90	20.97	12.77				70.29	78.04	67.41	0.18	0.00	7.47
105-125	75.40	1.22	11.82				15.13	96.14	35.58	4.21	0.11	13.79
120-130	82.46	0.34	16.99				13.05	97.73	64.92	0.26	0.07	7.84
125-145	49.28	1.22	3.37	42.29	12.54	59.98	1.05	84.49	32.19	0.95	0.04	1.91
135-155	32.16	7.87	2.23	14.18	2.24	76.01	45.18	87.70	15.91	1.05	0.14	1.34
150-160	5.43	1.63	0.00	4.85	7.57	28.60	87.57	89.43	69.96	0.94	0.07	0.07
160-180	47.36	0.83	16.37	28.91	6.27	24.93	14.61	90.80	44.92	6.62	1.18	10.02
170-180	69.60	1.17	20.17				8.95	98.30	27.69	17.45	0.17	48.42
180-190	88.04	0.39	50.21	5.23	1.09	16.69	4.00	97.55	26.59	1.05	0.06	4.20
180-210	84.59	38.35	1.24	3.85	13.95	45.40	7.39	39.92	42.25	0.00	1.08	2.16
205-210	85.58	75.77	84.02				13.40	23.71	1.26	0.33	0.09	12.35
205-225	82.58	53.31	17.93				7.30	4.27	12.47	7.52	41.21	65.28
215-235	55.53	56.58	2.48				4.07	5.42	7.19	30.77	33.95	85.55
230-250	83.43	2.91	0.16				0.03	17.09	24.76	11.02	78.41	68.41

Tabla C.18 – Parámetros de traslación de la base estimados con el modelo 2D-TRAS con el evento 99-3 en un análisis paramétrico para el edificio PC

Ventanas (s)	0-20			20-30			30-40			40-50		
Parámetro	f_h (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)									
1	0.23	0.46	2.91	0.25	1.23	2.04	0.11	17.23	40.73	0.21	0.80	0.00
2	0.26	0.82	12.70	0.36	4.18	14.27	0.26	4.22	0.69	0.26	0.11	2.67
3	0.29	0.51	4.64	0.46	0.36	53.57	0.38	10.41	1.72	0.31	9.32	2.46
4	0.32	17.58	0.05	0.48	46.27	0.02	0.46	4.59	1.52	0.34	19.42	59.19
5	0.37	7.87	31.31	0.72	18.05	0.63	0.52	17.25	11.77	0.43	36.98	9.91
6	0.39	1.37	0.16	0.82	4.92	13.49	0.59	6.64	7.33	0.63	9.08	2.57
7	0.43	0.00	3.32	1.27	8.25	0.41	0.83	0.00	13.61	0.74	0.38	8.04
8	0.50	6.14	6.44	1.52	0.75	2.21	0.94	2.61	0.70	0.98	4.74	0.27
9	0.58	0.70	7.33	1.99	0.15	4.40	1.32	21.05	0.06	1.38	9.12	0.60
10	0.58	1.00	0.05				1.97	0.18	8.98			
11	0.70	4.28	0.01									
12	0.90	10.68	4.01									
13	1.00	2.57	8.48									
14	1.21	0.11	3.80									
FP tot (%)		54.09	85.20		84.17	91.03		84.19	87.10		89.96	85.72
Error Tras L (%)		67.76			39.86			39.84			31.87	
Error Tras T (%)		38.47			29.89			35.77			37.61	
Error tot (%)		44.63			33.12			37.64			34.80	

Ventanas (s)	50-60			60-70			70-80			80-90		
Parámetro	f_h (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)									
1	0.13	0.02	3.60	0.28	6.47	0.58	0.17	5.77	1.58	0.21	1.48	0.16
2	0.17	1.68	0.10	0.34	0.03	11.18	0.43	34.00	2.11	0.32	5.40	0.56
3	0.19	22.07	45.03	0.46	66.33	62.33	0.44	32.95	85.09	0.35	21.24	85.84
4	0.31	34.89	1.40	0.59	8.16	14.55	0.53	3.42	2.33	0.44	51.52	3.05
5	0.42	0.00	23.46	0.81	6.09	0.00	0.82	11.00	0.02	0.54	0.00	3.41
6	0.49	20.51	0.00							0.79	4.94	2.06
7	0.58	2.05	1.09									
8	0.68	1.43	3.62									
9	0.77	4.47	3.64									
10	1.11	0.33	2.61									
FP tot (%)		87.45	84.54		87.08	88.64		87.14	91.12		84.58	95.08
Error Tras L (%)		35.43			35.86			35.91			39.22	
Error Tras T (%)		39.30			33.80			29.77			22.19	
Error tot (%)		37.19			34.88			31.77			28.00	

APÉNDICE C. TABLAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Ventanas (s)	90-100			100-110			110-120			120-130			
Parámetro	f _h (Hz)	FPL (%)	FP _r (%)										
1	0.30	0.01	8.57	0.39	82.51	39.23	0.35	43.02	5.23	0.24	30.37	3.35	
2	0.41	0.03	62.85	0.43	9.79	43.95	0.39	41.10	80.73	0.34	31.06	90.33	
3	0.45	89.75	0.19	0.57	0.45	9.41	0.47	4.82	0.12	0.44	17.65	1.00	
4	0.55	0.03	7.67				0.57	1.08	11.92	0.89	12.66	0.02	
5	0.94	0.27	12.03										
FP tot (%)		90.08	91.30		92.74	92.59		90.24	98.01		91.74	94.69	
Error Tras L (%)		31.49			27.02			31.26			28.80		
Error Tras T (%)		29.45			27.06			14.17			23.04		
Error tot (%)		30.92			27.03			20.02			24.67		

Ventanas (s)	130-140			140-150			150-160			160-170			
Parámetro	f _h (Hz)	FPL (%)	FP _r (%)										
1	0.27	0.06	9.66	0.31	0.32	16.59	0.42	79.76	90.79	0.35	24.53	0.93	
2	0.29	54.65	0.79	0.46	60.37	36.93	0.57	16.83	4.37	0.49	55.47	92.86	
3	0.44	23.36	83.29	0.47	23.37	31.47				0.58	4.57	0.68	
4	0.47	9.15	0.01	0.62	8.60	10.41				0.67	4.41	1.40	
5	0.67	6.68	0.66										
FP tot (%)		93.90	94.41		92.66	95.39		96.59	95.17		88.98	95.88	
Error Tras L (%)		24.60			51.13			18.49			33.22		
Error Tras T (%)		23.76			24.87			21.97			20.28		
Error tot (%)		24.16			28.54			20.68			23.83		

Ventanas (s)	170-180			180-190			190-200			200-210			
Parámetro	f _h (Hz)	FPL (%)	FP _r (%)										
1	0.32	13.26	0.57	0.32	71.52	0.23	0.32	32.02	4.60	0.41	3.22	45.53	
2	0.41	67.77	1.09	0.51	0.03	97.49	0.40	0.00	16.09	0.49	93.79	45.73	
3	0.48	14.62	96.74	0.63	16.43	0.02	0.51	65.41	72.75				
4	0.60	1.72	0.49	0.75	7.02	0.00	0.54	0.38	1.89				
FP tot (%)		97.37	98.89		95.00	97.74		97.82	95.33		97.02	91.25	
Error Tras L (%)		16.13			22.37			40.64			17.25		
Error Tras T (%)		10.55			15.04			31.52			29.59		
Error tot (%)		12.14			16.08			33.47			21.48		

Ventanas (s)	210-220			220-230			230-240			240-250			
Parámetro	f _h (Hz)	FPL (%)	FP _r (%)										
1	0.33	14.18	0.22	0.33	79.33	84.52	0.23	4.73	0.60	0.23	14.35	0.00	
2	0.45	0.93	96.14	0.38	14.29	7.31	0.37	39.24	5.20	0.41	18.01	93.79	
3	0.46	47.71	0.09				0.46	42.14	90.98	0.43	52.20	0.47	
4	0.59	31.63	0.00				0.56	9.56	0.06	0.54	2.03	1.37	
5										0.65	5.76	0.41	
FP tot (%)		94.46	96.46		93.63	91.83		95.68	96.84		92.36	96.04	
Error Tras L (%)		23.49			25.33			20.70			27.59		
Error Tras T (%)		18.81			28.53			17.82			19.90		
Error tot (%)		20.26			27.14			18.64			21.46		

APÉNDICE C. TABLAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Tabla C.19 – Parámetros de cabeceo estimados con el modelo 2D-CAB-V con el evento 99-3 en un análisis paramétrico para el edificio PC

Ventanas (s)	0-20			20-30			30-40			40-50		
Parámetro	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)
1	1.273	0.64	1.15	1.255	0.57	0.35	1.107	0.23	1.20	1.150	1.47	2.86
2	1.390	0.07	2.29	1.537	0.01	3.79	1.251	2.60	3.13	1.364	1.88	6.75
3	1.781	1.86	0.69	1.541	3.28	0.18	1.369	0.75	9.37	1.914	0.42	3.16
4	1.884	3.30	1.22	1.695	0.32	1.12	1.447	1.81	0.57	2.109	0.01	3.60
5	1.992	0.00	0.82	1.803	1.72	0.00	1.582	0.25	1.50	2.123	8.84	0.00
6	2.105	10.54	0.05	1.831	0.04	1.33	1.869	1.07	0.45	2.250	0.00	24.06
7	2.165	9.99	0.71	1.936	2.11	0.29	1.889	1.29	7.45	2.301	19.98	0.07
8	2.253	3.03	0.25	1.943	3.75	13.14	1.968	3.36	1.50	2.371	0.00	14.53
9	2.333	19.92	14.36	2.024	16.41	0.00	2.123	5.32	1.41	2.407	36.44	13.59
10	2.424	0.00	2.50	2.081	0.00	14.95	2.184	34.93	0.00	2.424	19.97	0.00
11	2.446	6.07	0.00	2.144	2.67	0.05	2.259	1.93	0.00	2.502	0.00	9.98
12	2.572	0.05	11.19	2.230	7.08	0.93	2.293	3.05	16.25	2.642	0.02	2.12
13	2.902	0.04	4.50	2.237	1.07	0.93	2.427	17.30	2.76	3.097	0.08	1.42
14	2.949	0.98	0.51	2.332	20.10	18.69	2.499	1.22	2.43			
15	3.039	0.35	6.72	2.420	15.10	1.02	2.658	2.49	0.00			
16	3.276	1.20	0.80	2.465	1.67	2.41	2.661	4.73	9.94			
17	3.359	0.34	2.82	2.570	4.02	0.56	2.924	0.00	1.67			
18	3.436	0.79	0.31	2.783	0.27	2.40	3.133	0.55	8.99			
19	3.470	1.61	13.81	3.114	0.10	2.92	3.382	0.59	5.02			
20	3.557	0.00	4.06	3.300	0.02	8.24	3.493	0.18	2.05			
FP tot (%)		60.78	68.77		80.31	73.29		83.64	75.70		89.12	82.15
Error Cab L (%)		62.71			44.22			40.32			33.03	
Error Cab T (%)		55.79			51.66			49.30			42.20	
Error tot (%)		56.49			50.50			47.05			39.47	

Ventanas (s)	50-60			60-70			70-80			80-90		
Parámetro	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)
1	1.023	2.21	0.16	0.929	1.01	0.18	0.897	0.00	2.00	0.999	0.60	3.65
2	1.194	0.09	4.61	1.088	4.54	1.55	1.112	4.11	17.66	1.127	1.32	1.20
3	1.333	0.23	2.76	1.184	1.96	2.83	1.213	5.14	1.08	1.147	5.71	1.48
4	1.353	1.04	0.34	1.246	3.42	17.88	1.250	4.00	2.20	1.224	0.07	17.83
5	1.520	0.82	3.52	1.377	1.39	12.77	1.309	0.31	25.19	1.377	0.32	14.29
6	1.822	2.27	5.46	1.521	0.15	8.29	1.396	0.84	4.97	1.414	4.03	0.50
7	1.958	0.21	2.50	1.614	0.16	3.16	1.530	3.96	4.48	1.507	0.05	6.98
8	2.017	4.94	0.03	1.887	0.39	5.33	1.645	0.98	1.56	1.720	1.16	1.00
9	2.057	0.05	1.41	2.102	21.59	5.49	1.827	0.03	5.41	1.916	10.64	0.75
10	2.106	31.42	25.59	2.143	1.42	0.51	1.910	3.70	0.01	2.024	7.98	0.21
11	2.198	2.50	0.00	2.324	1.39	8.47	2.013	27.76	4.41	2.149	18.54	21.25
12	2.225	0.00	8.77	2.378	36.21	0.82	2.129	3.38	0.16	2.298	20.25	0.59
13	2.350	23.87	0.00	2.540	2.05	0.02	2.201	5.76	5.61	2.498	9.57	1.55
14	2.510	0.81	5.22	2.576	0.75	8.78	2.354	0.80	1.61	2.630	1.40	5.22
15	2.536	14.38	13.04	2.682	0.00	3.99	2.456	10.50	0.34	3.060	1.86	4.32
16	2.580	1.69	0.11	2.857	1.05	2.91	2.588	5.12	0.73	3.478	1.57	7.41
17	3.044	0.54	6.76	3.001	0.21	2.28	2.678	0.00	6.97			
18	3.500	0.00	3.51	3.135	3.52	1.96	2.857	0.17	2.39			
19							3.558	3.62	0.00			
20												
FP tot (%)		87.09	83.79		81.22	87.20		80.19	86.78		85.07	88.23
Error Cab L (%)		35.92			43.31			44.48			38.71	
Error Cab T (%)		40.24			35.76			36.32			34.22	
Error tot (%)		38.39			38.56			38.54			35.70	

APÉNDICE C. TABLAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Ventanas (s)	90-100			100-110			110-120			120-130		
Parámetro	f _c (Hz)	FPL (%)	FPr (%)									
1	0.944	0.00	3.55	0.790	3.43	0.03	1.010	7.45	0.30	0.878	2.79	4.99
2	1.106	9.45	1.00	0.982	4.04	2.73	1.016	1.09	12.32	1.178	15.96	0.00
3	1.192	2.86	2.15	1.081	0.13	1.20	1.174	1.92	0.27	1.216	0.08	7.53
4	1.312	19.41	1.66	1.148	17.44	0.08	1.210	0.00	29.20	1.342	8.84	0.31
5	1.449	4.64	0.60	1.193	0.00	8.09	1.267	4.27	0.97	1.375	0.49	16.83
6	1.485	0.00	11.25	1.288	4.64	1.69	1.470	6.12	14.62	1.500	4.55	0.65
7	1.644	1.53	1.01	1.342	7.97	17.08	1.542	4.18	0.44	1.563	1.74	1.98
8	1.738	2.21	16.62	1.555	1.01	6.46	1.606	0.00	2.53	1.790	3.59	0.22
9	1.854	1.41	6.53	1.668	2.65	0.70	1.776	3.89	1.38	1.855	0.06	12.37
10	1.977	2.67	11.29	1.966	9.31	0.80	1.928	4.31	6.49	1.972	2.61	0.81
11	2.086	0.07	3.60	2.074	0.18	17.45	2.093	30.49	5.15	2.091	1.65	25.08
12	2.114	9.49	0.00	2.116	6.16	0.00	2.114	1.70	1.96	2.164	4.03	0.24
13	2.176	0.02	2.28	2.312	20.90	1.87	2.216	7.30	0.10	2.297	0.70	3.39
14	2.230	25.40	1.89	2.314	0.01	1.78	2.271	5.27	4.17	2.432	0.05	1.49
15	2.431	0.46	14.60	2.445	2.32	9.05	2.364	1.92	0.29	2.555	20.15	2.52
16	2.791	0.16	2.90	2.513	0.71	1.54	2.567	3.70	0.42	2.643	2.16	0.00
17	3.899	3.32	4.35	2.640	4.01	8.64	2.864	0.01	3.70	2.715	1.72	2.58
18				2.766	1.53	0.28				2.798	2.14	0.04
19				3.005	0.30	6.22				2.902	0.00	3.37
20				4.012	0.13	1.43				2.962	2.38	0.00
FP tot (%)		83.09	85.28		86.87	87.12		83.61	84.31		75.69	84.40
Error Cab L (%)		41.08			36.19			40.35			49.33	
Error Cab T (%)		38.21			35.85			39.38			39.45	
Error tot (%)		39.36			35.98			39.67			43.04	

Ventanas (s)	130 - 140			140 - 150			150 - 160			160 - 170		
Parámetro	f _c (Hz)	FPL (%)	FPr (%)									
1	1.022	5.42	0.01	0.750	1.79	2.57	0.865	0.21	2.47	0.837	1.22	2.69
2	1.102	16.67	43.68	1.086	17.28	17.37	1.107	1.44	5.52	1.044	3.74	3.00
3	1.369	0.78	3.63	1.193	0.76	4.01	1.231	0.00	10.16	1.146	1.24	4.31
4	1.531	4.75	0.05	1.284	2.64	0.22	1.288	49.43	11.87	1.184	18.18	41.85
5	1.826	13.06	0.15	1.311	4.19	36.61	1.393	8.10	3.38	1.250	4.38	0.32
6	1.989	0.03	8.12	1.423	10.69	0.29	1.454	1.37	2.66	1.381	22.62	3.61
7	2.126	31.28	20.83	1.619	6.54	7.47	1.705	0.00	4.37	1.413	0.00	6.80
8	2.204	5.56	0.50	1.809	6.07	4.15	1.760	4.24	0.14	1.471	3.85	0.04
9	2.301	3.13	4.76	1.949	12.63	0.00	1.907	0.02	1.77	1.767	0.36	1.65
10	2.518	1.50	3.07	2.132	2.75	0.58	2.079	11.18	2.50	1.911	0.14	1.98
11				2.218	6.46	4.66	2.129	0.65	31.23	2.014	1.13	7.71
12				2.356	9.10	0.03	2.199	5.95	1.70	2.101	19.33	0.42
13				2.480	1.90	0.55	2.338	0.89	2.18	2.282	0.16	1.09
14				2.559	0.05	2.58	2.497	5.13	0.01	2.376	0.29	6.27
15				3.034	0.00	2.22	2.860	0.02	4.38	2.588	0.68	1.31
16				3.184	0.68	3.83				2.632	0.00	2.41
17										2.655	2.71	0.38
18										3.306	0.00	2.78
19												
20												
FP tot (%)		82.18	84.78		83.54	87.14		88.63	84.33		80.02	88.62
Error Cab L (%)		42.24			51.13			33.82			43.70	
Error Cab T (%)		39.00			24.87			39.59			36.44	
Error tot (%)		39.76			28.54			37.15			38.74	

APÉNDICE C. TABLAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Ventanas (s)	170-180			180-190			190-200			200-210			
Parámetro	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	
1	0.810	0.00	5.86	0.855	0.28	10.80	0.799	0.27	5.94	0.779	0.23	8.68	
2	0.982	3.07	4.28	1.027	5.80	0.01	0.914	2.32	0.59	1.071	11.93	2.99	
3	1.103	2.07	0.06	1.122	5.88	5.06	1.096	43.30	0.13	1.175	0.40	6.98	
4	1.156	7.71	19.53	1.211	22.25	3.13	1.133	0.27	3.50	1.296	18.96	15.17	
5	1.261	1.13	0.11	1.251	20.46	25.52	1.208	3.00	0.39	1.434	1.92	9.99	
6	1.295	15.73	17.91	1.331	0.00	1.80	1.281	3.27	54.01	1.492	2.94	0.00	
7	1.326	19.58	0.56	1.388	7.55	0.78	1.363	1.29	0.16	1.824	5.44	0.00	
8	1.475	4.12	7.67	1.497	1.41	1.36	1.442	1.37	3.79	1.907	0.31	4.78	
9	1.564	0.00	1.39	1.758	1.24	0.00	1.774	0.07	3.60	2.002	3.11	1.71	
10	1.607	7.14	0.45	1.839	0.00	7.12	1.789	3.47	0.00	2.113	1.65	2.52	
11	1.746	0.20	5.40	1.982	0.00	14.75	1.938	11.54	2.96	2.227	14.25	0.52	
12	1.810	2.55	0.04	1.983	9.80	0.00	2.012	0.00	3.37	2.332	0.07	2.61	
13	2.006	0.01	4.51	2.227	1.61	0.22	2.308	1.68	0.00	2.365	2.65	0.00	
14	2.149	3.04	0.07	2.468	0.00	2.44	2.416	6.19	0.00	2.431	12.52	1.70	
15	2.160	0.00	5.42	2.607	8.51	0.35	2.584	5.79	0.07	2.636	2.72	1.12	
16	2.388	4.91	0.13	2.862	1.71	0.00	2.725	1.58	2.97	2.684	0.00	9.15	
17	2.491	0.28	1.21	3.018	0.16	1.54	2.811	1.58	0.00	2.716	4.82	0.17	
18	2.638	0.10	2.39	3.319	0.08	6.94	3.250	1.50	1.26	2.944	0.11	2.98	
19	2.885	2.23	3.92	3.574	0.59	2.38	3.753	0.08	1.89	3.315	0.01	3.24	
20	3.460	0.64	3.82	3.935	0.01	1.96				3.895	0.00	4.61	
FP tot (%)		74.49	84.73		87.35	86.16		88.57	84.62		84.06	78.93	
Error Cab L (%)		50.32			35.66			40.64			39.86		
Error Cab T (%)		38.96			37.21			31.52			45.89		
Error tot (%)		41.57			36.76			33.47			44.22		

Ventanas (s)	210-220			220-230			230-240			240-250			
Parámetro	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	
1	0.914	0.27	2.09	0.783	0.34	3.25	0.763	0.67	2.92	0.846	0.00	7.00	
2	1.033	15.87	0.00	0.948	2.09	0.00	0.998	2.17	0.91	1.004	3.47	0.00	
3	1.130	0.17	17.81	1.109	0.00	4.52	1.074	0.00	1.52	1.088	2.95	2.19	
4	1.249	7.54	0.00	1.244	33.87	32.74	1.171	18.15	7.46	1.180	2.92	10.94	
5	1.270	0.13	19.29	1.363	4.30	8.44	1.249	7.85	1.56	1.305	12.40	3.09	
6	1.350	4.60	2.13	1.672	0.00	1.72	1.343	1.37	26.07	1.307	1.77	0.78	
7	1.583	0.09	2.32	1.938	7.83	0.00	1.507	0.53	1.44	1.432	3.41	3.00	
8	1.728	4.02	0.31	1.955	0.00	4.35	1.808	4.54	1.73	1.588	0.15	2.86	
9	1.879	0.00	3.31	2.085	12.89	6.85	1.907	0.32	0.76	1.834	0.00	5.03	
10	2.101	26.94	0.00	2.118	0.00	1.07	2.060	3.49	0.00	2.046	0.26	4.87	
11	2.154	0.00	8.96	2.296	1.41	6.81	2.085	21.82	11.30	2.105	4.59	0.00	
12	2.336	6.17	2.41	2.513	0.53	1.30	2.232	7.56	0.00	2.258	3.40	0.00	
13	2.526	1.04	2.04	2.886	2.76	7.44	2.354	0.34	3.37	2.337	0.89	2.20	
14	2.632	2.73	0.00	3.078	0.75	1.67	2.421	2.69	0.59	2.412	5.70	4.69	
15	2.789	0.00	5.83	3.272	2.11	0.12	2.520	0.00	4.89	2.442	2.12	0.01	
16	2.936	1.46	1.99	3.376	1.55	3.05	2.922	3.74	1.26	2.532	0.00	1.35	
17	3.072	3.09	0.95	3.692	3.41	3.47	3.105	0.00	1.87	2.817	0.09	1.53	
18	3.187	0.12	1.43				3.232	0.00	11.71	2.891	5.97	0.56	
19	3.371	1.88	7.21				3.488	0.13	2.45	3.037	4.96	6.11	
20	3.863	0.59	3.77				3.749	0.73	1.98	3.517	0.01	2.70	
FP tot (%)		76.71	81.88		73.84	86.81		76.09	83.78		55.05	58.91	
Error Cab L (%)		48.07			51.15			48.96			67.08		
Error Cab T (%)		42.47			36.28			40.22			64.04		
Error tot (%)		43.94			39.51			42.77			64.94		

APÉNDICE C. TABLAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Tabla C.20 – Parámetros de cabeceo estimados con el modelo 2D-CAB-H con el evento 99-3 en un análisis paramétrico para el edificio PC

Ventanas (s)	0-20			20-30			30-40			40-50		
Parámetro	f_c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)									
1	1.041	2.417	0.033	1.014	0.155	13.906	1.068	1.991	25.209	1.414	12.039	9.002
2	1.183	0.430	14.492	1.514	3.000	2.918	1.340	0.043	1.908	1.525	0.259	1.513
3	1.579	0.471	0.482	1.832	0.000	1.054	1.574	3.622	0.010	1.677	0.310	1.442
4	1.596	3.378	5.255	1.836	1.573	5.379	1.589	0.000	1.451	1.809	0.000	1.623
5	1.725	6.984	3.568	2.014	15.372	0.018	1.855	3.185	13.066	1.943	0.000	5.250
6	1.851	5.283	2.556	2.021	3.585	7.622	2.088	28.646	0.254	1.955	4.512	0.009
7	1.986	8.447	43.539	2.192	6.817	0.236	2.114	1.060	1.088	2.075	5.897	3.092
8	2.085	0.155	2.246	2.200	14.976	0.498	2.231	2.036	24.751	2.076	0.472	47.699
9	2.182	7.870	3.957	2.200	4.550	36.967	2.286	1.912	0.000	2.205	4.521	0.200
10	2.282	0.986	0.147	2.355	17.896	2.156	2.442	22.077	2.467	2.281	3.082	9.319
11	2.326	2.409	3.958	2.442	2.365	0.000	2.539	9.550	6.229	2.330	0.140	5.276
12	2.354	14.698	0.026	2.471	0.000	1.952	2.608	0.229	4.582	2.514	9.669	0.000
13	2.524	0.019	1.397	2.577	0.096	2.299	2.845	4.429	0.000	2.559	0.000	1.468
14	2.598	2.299	0.110	2.584	6.652	0.000	3.007	0.234	5.476	2.569	40.153	0.007
15	2.813	0.023	1.077	2.602	2.040	6.139	5.433	0.018	2.782	2.732	0.000	1.164
16	2.922	1.095	0.073	2.865	2.317	0.000						
17	3.094	1.000	1.247	2.875	0.000	3.491						
18	3.526	0.320	3.464	3.035	0.586	1.210						
19	3.661	1.821	1.739	5.341	0.091	2.172						
20	3.669	5.755	0.037									
FP tot (%)		65.86	89.41		82.07	88.02		79.03	89.53		81.05	87.07
Error Cab L (%)		58.91			46.26			45.82			43.52	
Error Cab T (%)		32.49			34.35			32.73			35.95	
Error tot (%)		33.66			35.16			34.53			37.15	

Ventanas (s)	50-60			60-70			70-80			80-90		
Parámetro	f_c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)									
1	0.839	0.033	10.798	1.031	0.188	4.473	1.161	0.000	8.930	0.713	0.025	1.032
2	1.516	0.266	6.497	1.192	0.576	21.722	1.164	7.705	0.000	1.192	0.006	8.377
3	1.656	5.277	1.502	1.238	8.359	0.000	1.346	2.363	21.256	1.249	4.321	0.002
4	1.762	2.366	0.136	1.503	0.000	2.824	1.399	1.377	0.292	1.391	3.510	4.486
5	1.797	1.953	8.342	1.609	0.076	11.828	1.564	1.760	8.917	1.529	0.145	22.108
6	1.925	0.006	2.700	1.691	2.086	0.822	1.618	1.417	1.862	1.841	5.694	4.394
7	2.080	8.405	33.221	1.854	0.901	1.064	1.871	0.109	14.108	1.958	13.419	0.002
8	2.130	6.545	2.984	1.857	7.408	11.931	1.876	1.589	0.353	2.121	3.803	0.175
9	2.182	35.771	9.130	2.072	0.000	5.652	1.988	1.662	0.077	2.170	36.668	25.873
10	2.223	3.618	0.051	2.096	14.400	0.002	2.022	34.814	1.839	2.355	1.925	3.342
11	2.344	12.987	4.888	2.322	20.110	10.470	2.143	0.873	3.249	2.557	4.177	2.403
12	2.637	9.352	0.000	2.354	24.072	0.000	2.207	1.843	0.047	2.778	0.023	10.347
13	2.647	0.028	3.562	2.384	0.004	6.508	2.269	0.602	8.331	3.125	0.001	2.045
14	3.121	0.301	2.846	2.667	2.829	0.446	2.332	2.303	0.830	3.388	0.071	2.239
15				2.813	1.030	6.307	2.505	13.311	5.582	3.523	1.546	5.902
16				2.988	0.008	2.835	2.702	4.827	0.452	5.587	0.975	1.708
17							2.725	1.786	8.446			
18							3.118	0.002	4.285			
19							1.161	0.000	8.930			
20							1.164	7.705	0.000			
FP tot (%)		86.91	86.66		82.05	86.88		78.34	88.86		76.31	94.44
Error Cab L (%)		35.90			42.16			46.54			48.67	
Error Cab T (%)		36.58			36.21			33.32			23.57	
Error tot (%)		36.44			37.27			35.17			28.30	

APÉNDICE C. TABLAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Ventanas (s)	90-100			100-110			110-120			120-130		
Parámetro	f _c (Hz)	FPL (%)	FPr (%)									
1	0.782	1.311	8.497	0.479	0.139	1.017	0.786	0.231	2.372	0.846	0.000	4.159
2	0.989	3.059	0.003	0.609	1.179	0.038	0.926	3.694	0.085	0.973	1.180	0.811
3	1.147	0.355	1.908	0.803	3.844	0.030	1.000	0.218	11.814	1.146	0.131	1.433
4	1.440	23.590	0.282	0.990	4.782	4.849	1.163	0.001	10.052	1.150	27.247	0.156
5	1.703	3.605	37.458	1.078	0.596	0.474	1.179	0.000	1.908	1.203	0.002	22.349
6	1.854	6.540	1.734	1.191	0.847	21.597	1.247	4.576	9.503	1.284	0.478	0.038
7	2.030	1.296	13.118	1.349	22.724	0.799	1.273	10.395	0.245	1.351	1.562	0.449
8	2.070	0.106	1.431	1.359	2.167	0.795	1.415	0.002	9.428	1.382	0.732	0.185
9	2.124	27.474	0.020	1.498	0.072	10.294	1.454	1.469	0.363	1.396	0.000	5.685
10	2.252	6.418	1.499	1.504	2.106	0.077	1.533	4.841	2.494	1.493	6.334	0.146
11	2.398	2.591	9.443	1.783	0.031	3.829	1.637	3.355	4.114	1.701	0.486	1.768
12	2.740	0.536	2.230	2.040	2.245	26.467	1.921	0.362	10.884	1.797	2.353	0.078
13	2.915	0.666	5.445	2.077	15.800	0.040	2.059	17.493	0.005	1.844	1.334	7.570
14	3.030	1.153	0.555	2.199	0.810	1.719	2.155	25.085	10.676	1.995	3.268	0.001
15	3.197	1.735	3.051	2.292	6.245	0.531	2.263	5.672	5.228	2.117	0.475	22.444
16	3.476	1.724	0.143	2.336	5.911	8.704	2.533	4.803	0.631	2.309	0.716	2.390
17				2.472	6.644	3.994	2.877	0.385	9.164	2.532	5.499	8.852
18				2.549	4.293	0.905				2.662	7.814	0.075
19				3.013	0.493	3.135				3.102	21.170	5.979
20				4.621	0.067	3.609				3.403	0.762	3.044
FP tot (%)		82.16	86.82		81.00	92.90		82.58	88.97		81.54	87.61
Error Cab L (%)		42.62			36.19			41.79			42.91	
Error Cab T (%)		39.28			35.85			33.19			35.15	
Error tot (%)		39.90			35.98			34.57			36.52	

Ventanas (s)	130-140			140-150			150-160			160-170		
Parámetro	f _c (Hz)	FPL (%)	FPr (%)									
1	0.857	0.300	1.111	0.960	0.000	5.320	0.693	1.059	0.385	0.792	0.608	3.798
2	1.009	0.016	2.160	1.069	17.308	43.519	0.858	0.030	3.207	1.077	25.764	14.415
3	1.061	13.356	43.136	1.164	7.183	0.312	1.022	1.409	2.285	1.096	3.368	0.586
4	1.200	1.848	0.000	1.367	0.105	4.364	1.176	0.057	7.287	1.224	0.114	1.418
5	1.237	0.000	3.530	1.376	15.976	0.006	1.187	0.906	0.258	1.349	22.212	0.000
6	1.437	11.002	0.018	1.606	0.000	10.885	1.372	45.162	28.890	1.393	0.078	36.512
7	1.633	0.160	1.841	1.648	0.001	1.605	1.381	10.697	1.087	1.511	2.738	1.008
8	1.877	9.744	0.258	1.704	10.686	0.277	1.530	0.068	1.081	1.707	2.934	3.086
9	1.980	2.374	6.964	1.822	0.147	2.740	1.650	0.000	3.958	1.842	4.192	0.022
10	2.113	27.445	19.976	1.924	11.951	1.025	1.714	5.571	0.000	1.884	0.000	3.347
11	2.141	8.327	1.844	1.971	2.054	0.124	1.925	4.731	3.348	2.003	1.490	10.811
12	2.285	1.929	2.329	2.095	2.953	0.453	2.023	0.106	0.418	2.060	7.830	0.709
13	2.352	3.126	0.010	2.137	0.206	4.828	2.093	7.014	0.146	2.163	7.956	2.317
14	2.526	0.920	3.973	2.259	5.226	1.502	2.139	1.100	23.279	2.386	0.583	4.478
15	2.602	4.264	0.389	2.473	1.378	5.451	2.197	1.453	0.007	2.509	1.527	0.281
16	2.807	0.021	3.243	2.531	5.812	0.031	2.279	3.134	1.252	2.623	1.856	1.428
17	3.380	0.397	2.162	2.760	0.022	2.924	2.307	3.187	0.451	2.970	0.197	3.577
18				2.801	1.201	0.000	2.465	4.062	0.296			
19							2.560	0.000	0.621			
20							2.756	1.604	3.352			
FP tot (%)		85.23	92.94		82.21	85.37		91.35	81.61		83.45	87.79
Error Cab L (%)		42.24			51.13			29.59			40.51	
Error Cab T (%)		39.00			24.87			42.82			34.95	
Error tot (%)		39.76			28.54			40.30			35.78	

APÉNDICE C. TABLAS DE ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Ventanas (s)	170-180			180-190			190-200			200-210		
Parámetro	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)
1	0.747	3.277	0.000	0.608	1.024	0.000	0.781	0.244	9.997	0.744	0.603	2.575
2	0.843	1.610	11.619	0.712	0.381	1.377	0.926	3.308	0.000	0.852	0.308	6.673
3	0.891	0.000	1.338	0.844	0.185	4.523	0.969	6.013	4.363	1.002	0.000	8.175
4	0.966	3.168	0.010	0.940	0.069	6.145	0.980	1.276	0.000	1.008	8.258	0.000
5	0.989	2.938	3.334	1.033	2.004	0.879	1.027	0.166	0.948	1.118	0.005	2.075
6	1.125	2.429	0.184	1.100	8.152	3.634	1.177	1.200	51.417	1.126	10.016	21.528
7	1.158	8.979	35.890	1.193	0.601	28.442	1.181	5.948	0.438	1.243	3.615	0.784
8	1.329	10.629	0.037	1.273	2.162	0.784	1.355	34.850	0.224	1.376	3.723	7.086
9	1.353	21.097	2.088	1.285	47.528	0.273	1.431	0.630	0.823	1.392	8.286	0.152
10	1.474	0.349	3.934	1.495	0.980	3.231	1.592	2.456	2.615	1.802	0.083	1.046
11	1.595	0.000	1.207	1.669	1.488	0.000	1.753	0.290	2.194	1.815	9.060	0.000
12	1.618	4.358	0.000	1.773	1.411	0.169	1.844	11.133	4.275	1.869	1.880	6.335
13	1.753	0.000	7.505	1.839	0.023	5.924	1.969	1.888	2.847	2.044	0.000	3.904
14	1.754	5.340	0.000	1.959	1.307	0.053	2.408	7.416	0.000	2.255	14.089	0.000
15	2.057	0.463	6.729	1.987	7.102	15.265	2.612	6.142	0.720	2.344	3.444	0.000
16	2.145	1.811	0.062	2.039	1.497	0.096	2.764	0.000	1.760	2.482	10.804	0.000
17	2.308	0.272	2.203	2.221	0.000	1.469	2.931	0.109	2.176	2.679	0.095	5.545
18	2.354	12.515	0.000	2.321	2.795	0.000	3.273	1.528	1.863	2.967	0.000	4.524
19	2.541	0.340	6.907	2.613	4.819	0.374				3.335	0.000	3.524
20	3.310	0.000	2.861	2.992	0.609	11.762				5.244	0.616	4.792
FP tot (%)		79.58	85.91		84.14	84.40		84.60	86.66		74.89	78.72
Error Cab L (%)		45.13			39.80			40.64			50.06	
Error Cab T (%)		37.49			39.54			31.52			46.10	
Error tot (%)		38.26			39.58			33.47			46.64	

Ventanas (s)	210-220			220-230			230-240			240-250		
Parámetro	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)	f _c (Hz)	FP _L (%)	FP _T (%)
1	0.628	0.001	1.196	0.816	0.004	7.893	0.843	0.000	10.328	0.835	0.000	9.015
2	0.764	0.000	1.104	0.892	8.439	0.000	0.990	1.740	0.000	0.961	4.912	0.000
3	0.855	3.246	4.686	1.052	0.644	0.000	1.045	0.036	2.940	1.097	0.000	4.753
4	0.955	2.160	0.000	1.060	0.001	1.758	1.138	19.837	20.606	1.182	4.266	11.774
5	1.008	0.001	3.487	1.116	22.822	43.243	1.283	8.943	0.000	1.295	6.723	3.116
6	1.110	0.111	33.228	1.280	3.042	0.000	1.292	0.000	13.487	1.406	12.428	0.000
7	1.136	1.015	0.000	1.282	0.006	1.010	1.525	0.363	1.482	1.469	1.365	1.955
8	1.251	3.586	4.152	1.341	12.018	5.735	1.604	0.008	2.404	1.582	0.004	4.128
9	1.340	21.252	0.244	1.937	4.355	5.507	1.877	3.761	0.000	1.872	2.122	5.069
10	1.427	0.303	1.035	1.979	2.723	0.000	2.048	1.256	0.000	1.888	1.136	1.573
11	1.664	0.057	3.193	2.091	11.625	0.000	2.064	13.299	7.406	2.032	1.376	0.720
12	1.715	2.190	0.000	2.120	0.000	1.073	2.091	12.082	0.343	2.044	0.038	3.265
13	1.843	1.531	3.254	2.168	1.824	0.000	2.208	6.449	0.000	2.107	6.323	0.003
14	2.037	1.356	0.000	2.279	0.000	3.168	2.376	0.000	3.188	2.236	0.128	2.513
15	2.105	27.636	0.000	2.281	3.828	0.000	2.423	2.616	0.000	2.386	3.423	5.029
16	2.137	0.000	7.932	2.528	0.914	0.077	2.532	0.450	1.989	2.537	3.562	3.095
17	2.295	5.518	0.000	2.831	0.112	1.592	2.760	1.697	2.875	2.980	0.456	5.581
18	2.468	2.241	2.587	3.000	0.212	1.316	3.108	2.508	2.663	3.352	1.049	1.563
19	2.683	0.000	6.970	3.331	2.494	9.733	3.275	0.182	8.151	3.828	0.006	2.642
20	2.935	0.004	1.800	3.641	2.477	2.624	3.671	0.010	1.960	6.358	0.001	9.061
FP tot (%)		72.21	74.87		77.54	84.73		75.24	79.82		55.05	74.85
Error Cab L (%)		52.56			47.08			49.58			51.01	
Error Cab T (%)		50.11			38.78			44.77			49.99	
Error tot (%)		50.37			39.59			45.38			53.06	

APÉNDICE D

COMPARACIÓN DE LAS SEÑALES CALCULADAS CON EL MÉTODO PARAMÉTRICO MODAL RESPECTO A LAS SEÑALES MEDIDAS

Para cada modelo analizado se seleccionaron dos ventanas representativas del ajuste de estimación. La primera ventana (izquierda) incluye la ventana en la que se obtuvo el mayor error, asociado a un bajo ajuste, mientras que la ventana siguiente (centro) corresponde a la zona en la que el error es mínimo y por lo tanto se presenta el mejor ajuste entre las señales registrada y calculada.

El error relativo de ajuste es calculado por el programa MIMO en el análisis paramétrico modal mediante la siguiente expresión:

$$E_i = \sqrt{\frac{\sum_s [a_{o_i}(s\Delta t) - a_i(s\Delta t)]^2}{\sum_s [a_{o_i}(s\Delta t)]^2}}$$

La tercera figura presentada (derecha) contiene una comparación de los espectros de amplitudes de Fourier de las señales completas registradas y estimadas, en donde es posible notar que aunque se tienen errores importantes de estimación, en general el ajuste global de las señales en cuanto al contenido de frecuencias es adecuado, indicando de tal forma que las frecuencias estimadas son representativas del sistema en análisis.

En las figuras se presenta con línea más clara la información derivada de las señales registradas y con línea delgada y negra aquella información derivada del modelo en estudio.

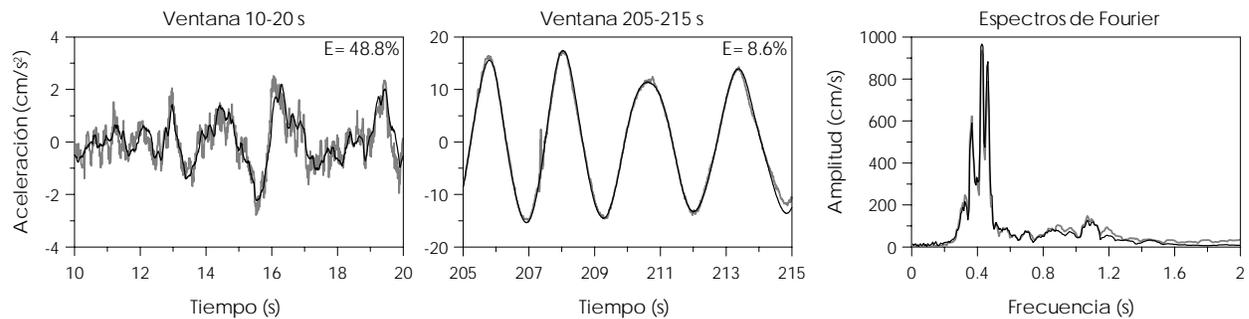


Fig D.1 – Ajuste del modelo 3D-SIST-Ch del edificio PC en el componente L para el evento 99-3

APÉNDICE D. COMPARACIÓN DE LAS SEÑALES CALCULADAS CON MIMO RESPECTO A LAS MEDIDAS

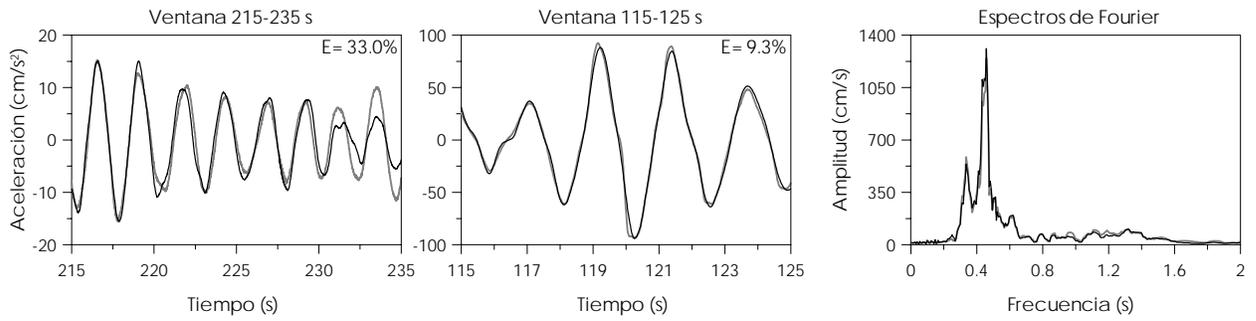


Fig D.2 – Ajuste del modelo 3D-SIST-Ch del edificio PC en el componente T para el evento 99-3

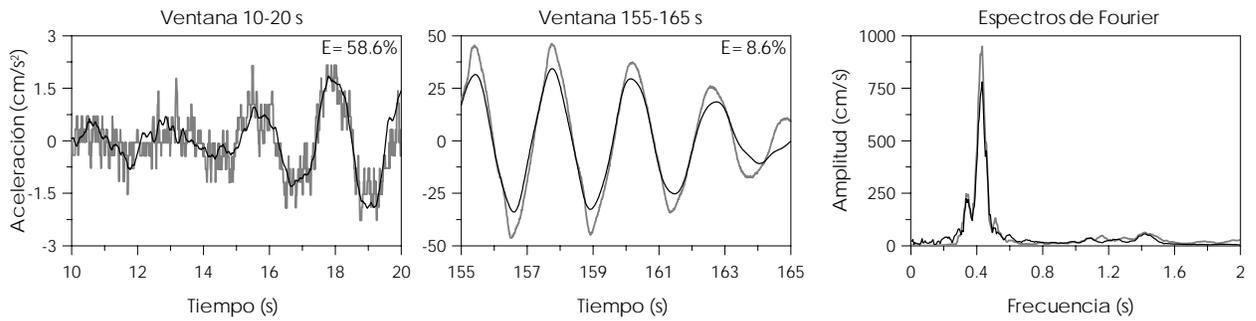


Fig D.3 – Ajuste del modelo 3D-SIST-Ch del edificio PC en el componente R para el evento 99-3

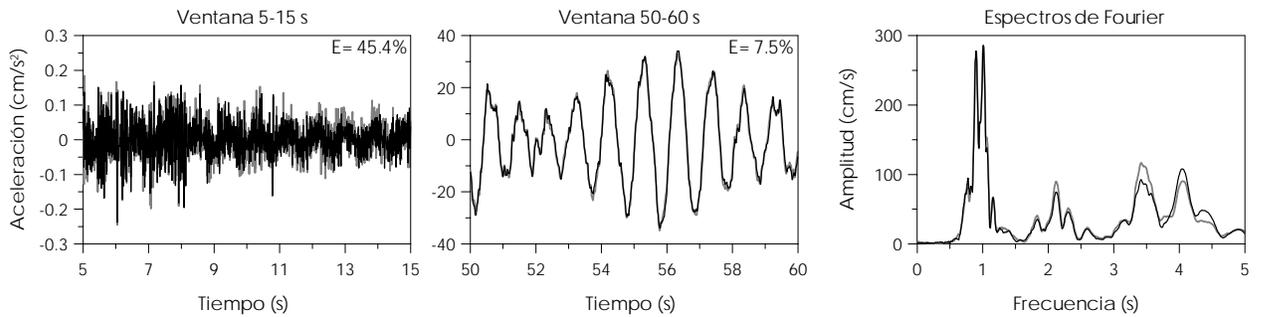


Fig D.4 – Ajuste del modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS en el componente L para el evento 01-1

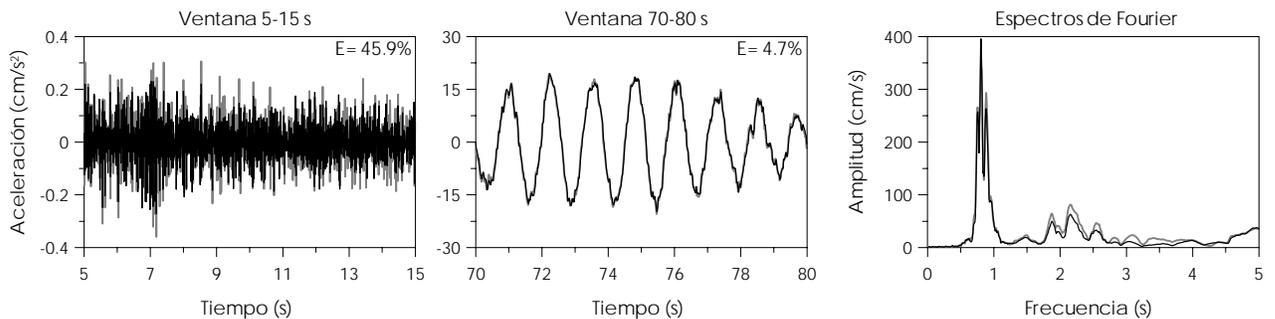


Fig D.5 – Ajuste del modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS en el componente T para el evento 01-1

APÉNDICE D. COMPARACIÓN DE LAS SEÑALES CALCULADAS CON MIMO RESPECTO A LAS MEDIDAS

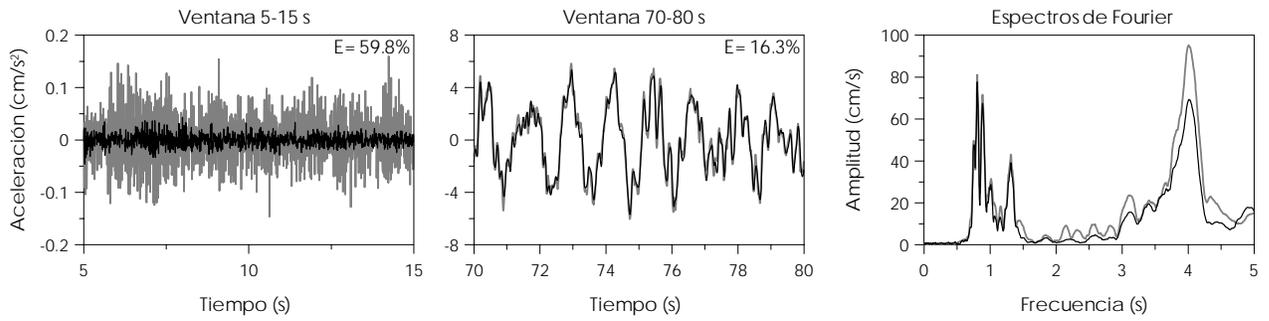


Fig D.6 – Ajuste del modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS en el componente R para el evento 01-1

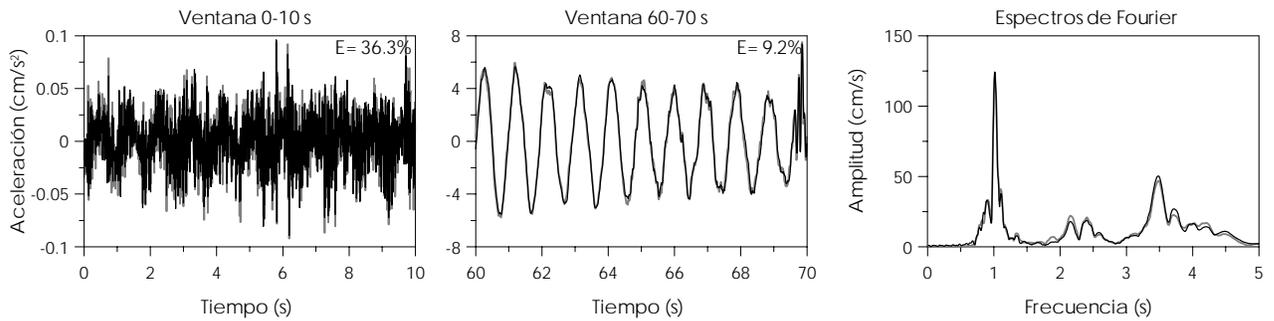


Fig D.7 – Ajuste del modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS en el componente L para el evento 02-1

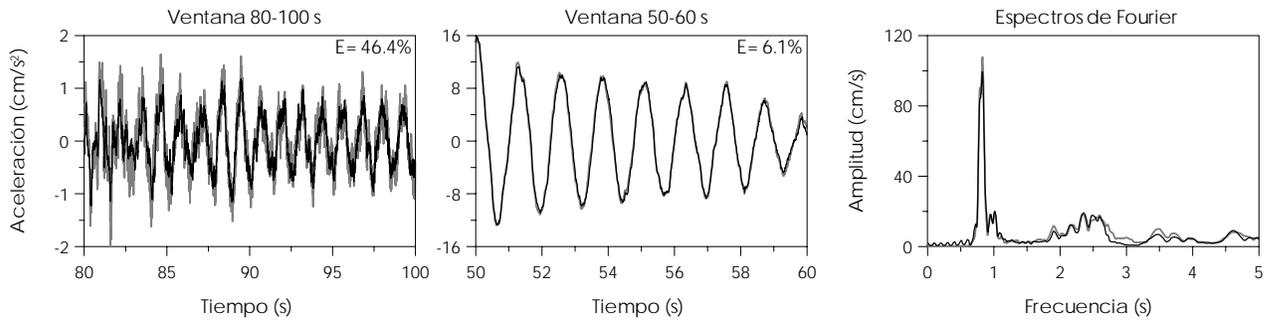


Fig D.8 – Ajuste del modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS en el componente T para el evento 02-1

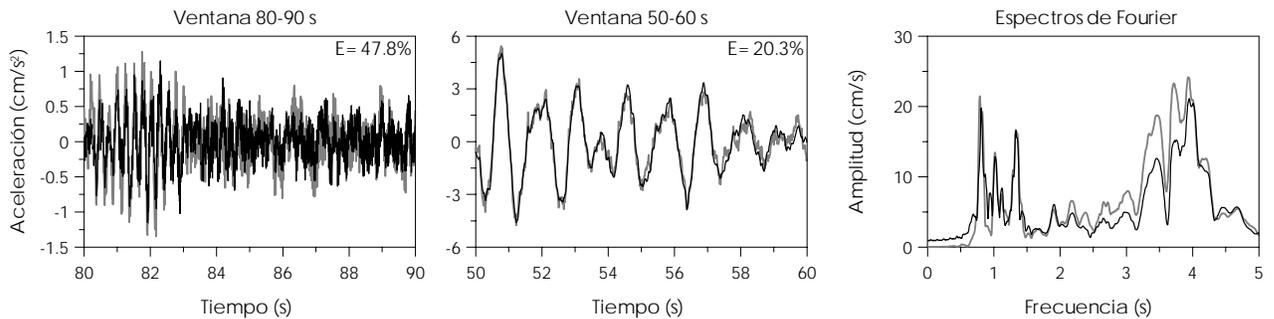


Fig D.9 – Ajuste del modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS en el componente R para el evento 02-1

APÉNDICE D. COMPARACIÓN DE LAS SEÑALES CALCULADAS CON MIMO RESPECTO A LAS MEDIDAS

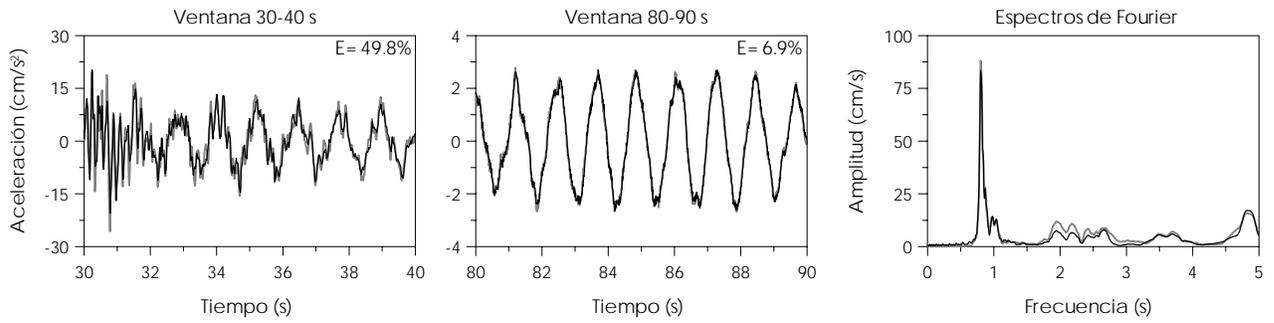


Fig D.10 – Ajuste del modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS en el componente L para el evento 02-2

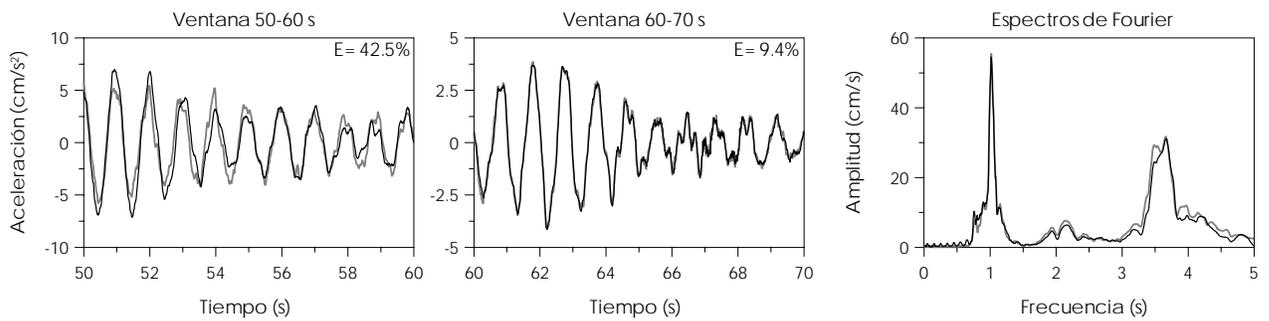


Fig D.11 – Ajuste del modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS en el componente T para el evento 02-2

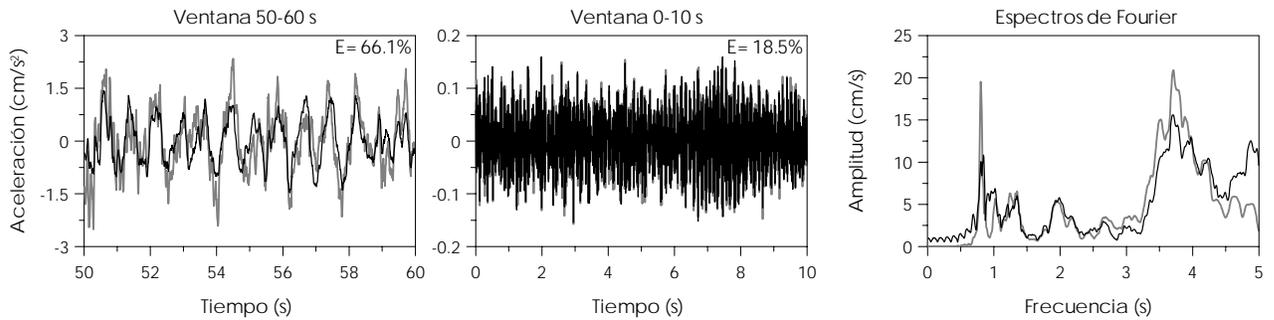


Fig D.12 – Ajuste del modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS en el componente R para el evento 02-2

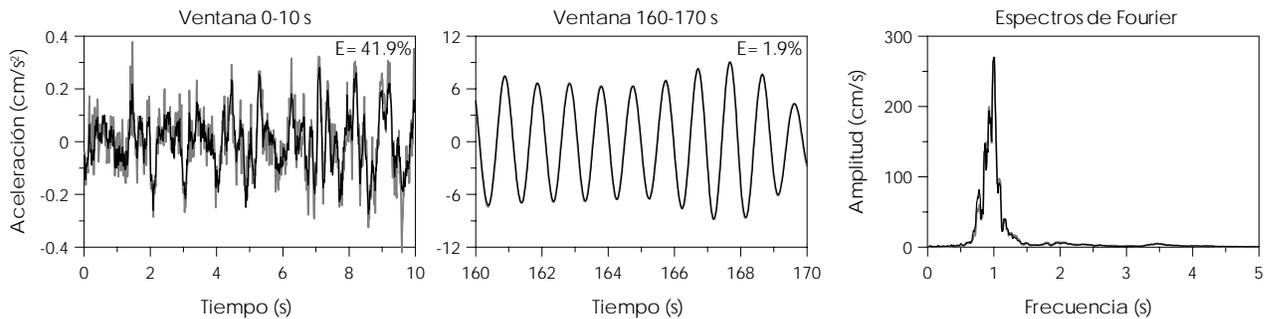


Fig D.13 – Ajuste del modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS en el componente L para el evento 03-1

APÉNDICE D. COMPARACIÓN DE LAS SEÑALES CALCULADAS CON MIMO RESPECTO A LAS MEDIDAS

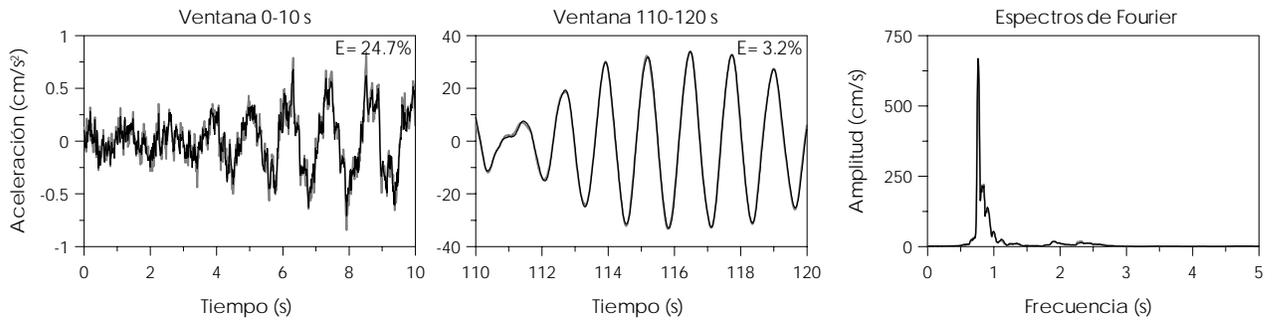


Fig D.14 – Ajuste del modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS en el componente T para el evento 03-1

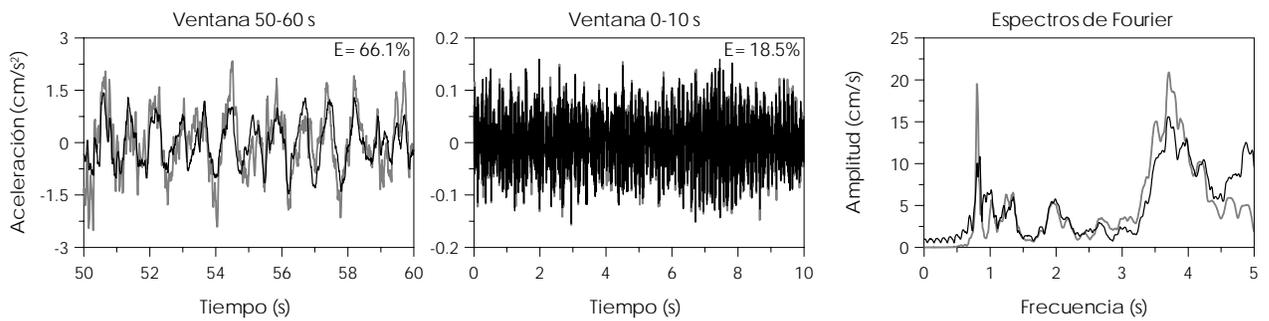


Fig D.15 – Ajuste del modelo 3D-SIST-Ch del edificio SIS en el componente R para el evento 03-1

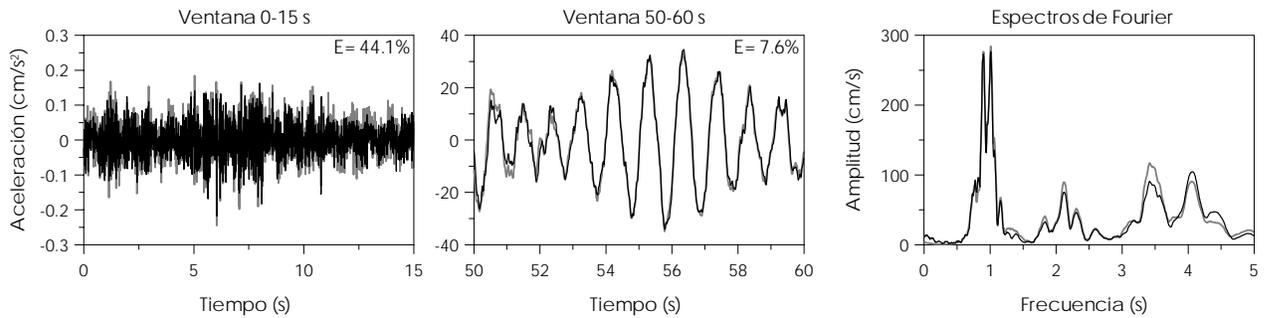


Fig D.16 – Ajuste del modelo 3D-SIST-G_{LR} del edificio SIS en el componente L para el evento 01-1

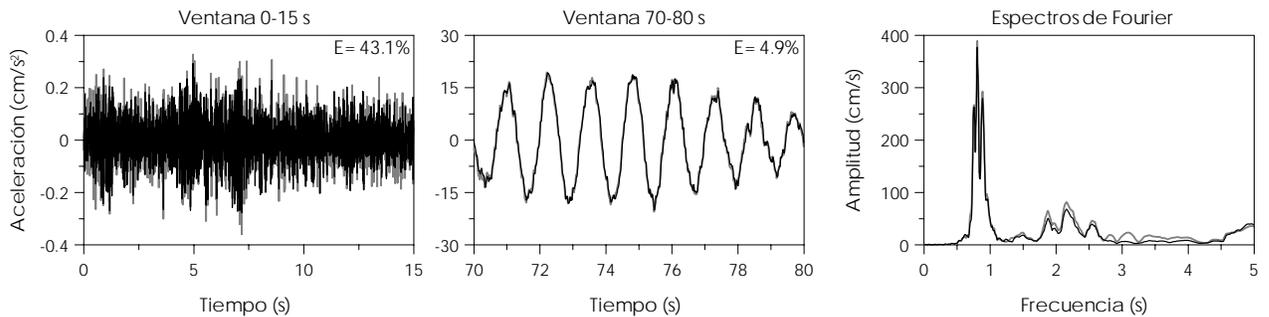


Fig D.17 – Ajuste del modelo 3D-SIST-G_T del edificio SIS en el componente T para el evento 01-1

APÉNDICE D. COMPARACIÓN DE LAS SEÑALES CALCULADAS CON MIMO RESPECTO A LAS MEDIDAS

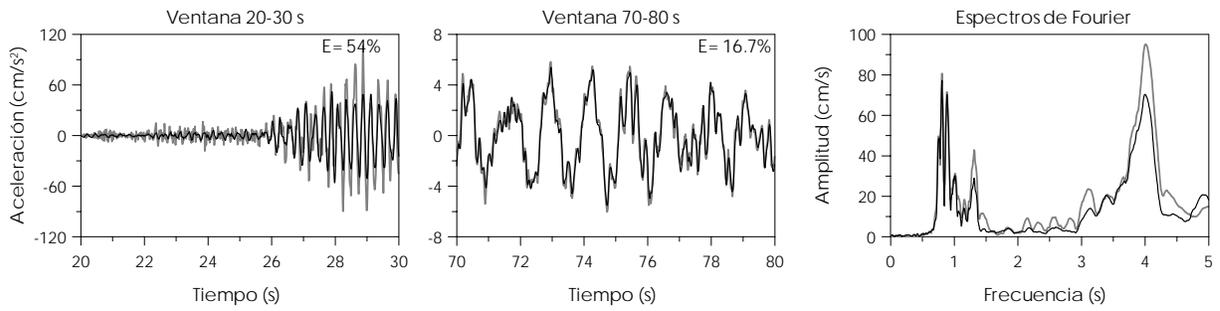


Fig D.18 – Ajuste del modelo 3D-SIST-GLR del edificio SIS en el componente R para el evento 01-1

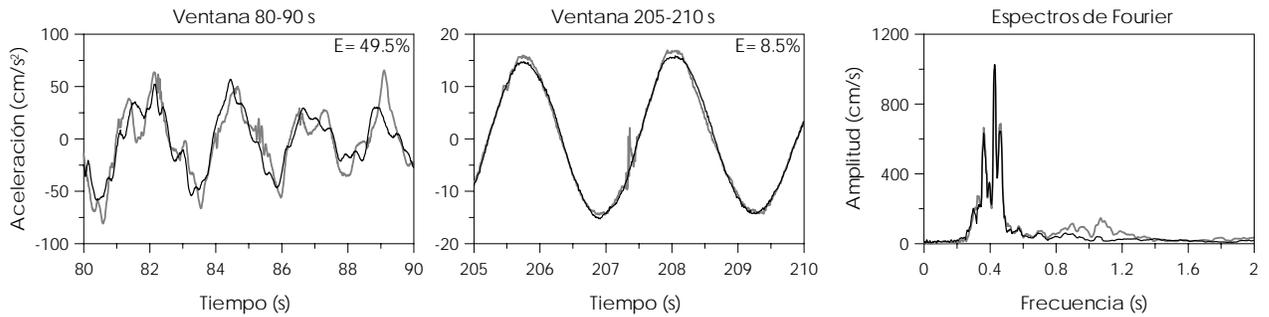


Fig D.19 – Ajuste del modelo 3D-EST en el componente L para el evento 99-3

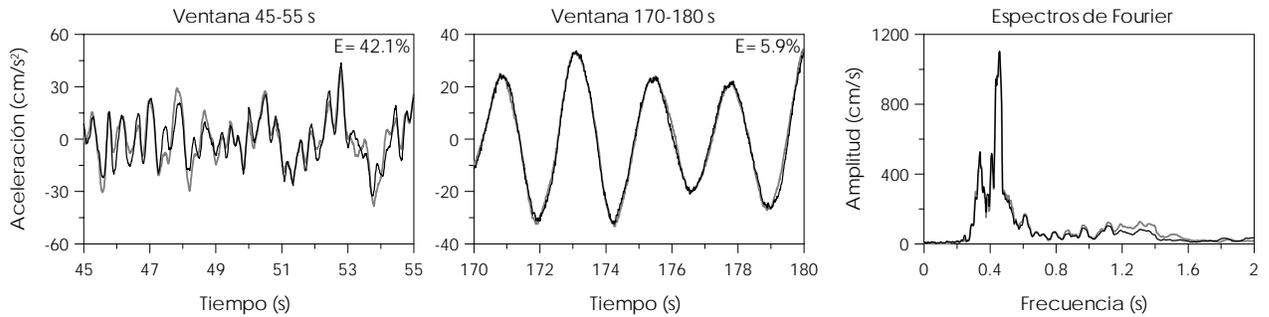


Fig D.20 – Ajuste del modelo 3D-EST en el componente T para el evento 99-3

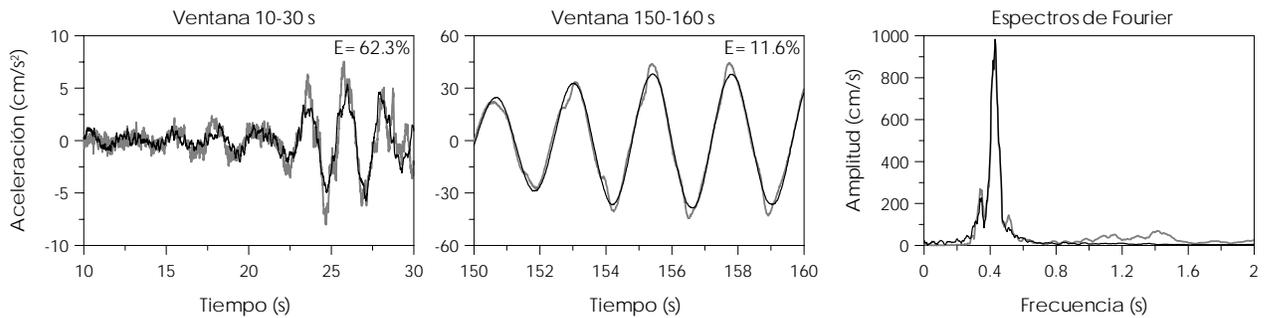


Fig D.21 – Ajuste del modelo 3D-EST en el componente R para el evento 99-3

APÉNDICE D. COMPARACIÓN DE LAS SEÑALES CALCULADAS CON MIMO RESPECTO A LAS MEDIDAS

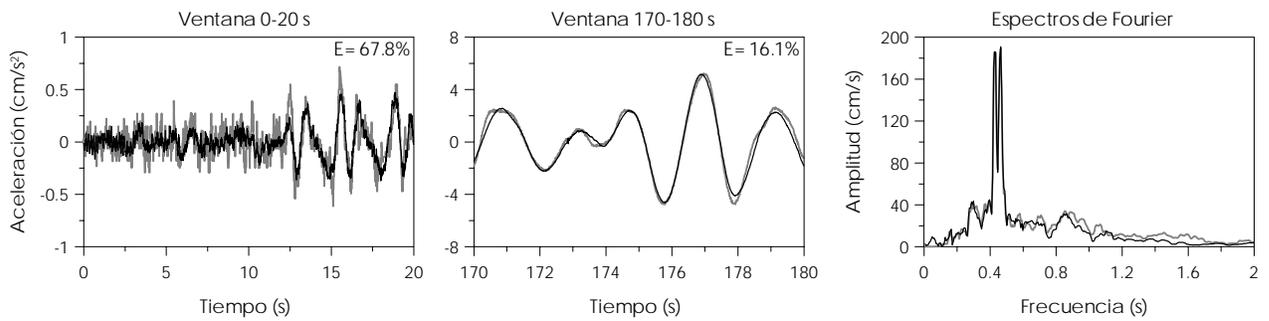


Fig D.22 – Ajuste del modelo 3D-TRAS en el componente L para el evento 99-3

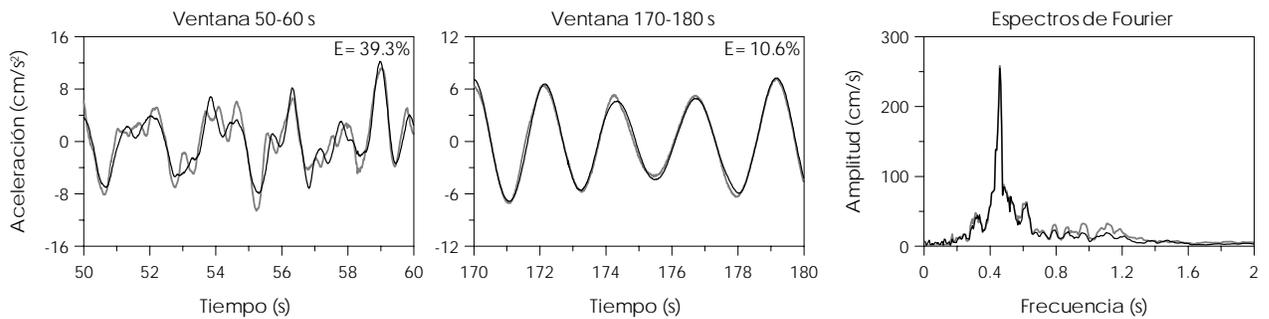


Fig D.23 – Ajuste del modelo 3D-TRAS en el componente T para el evento 99-3

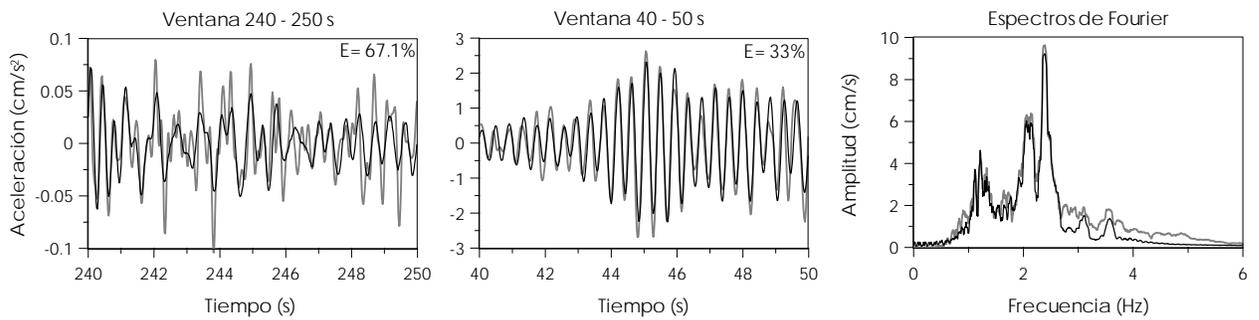


Fig D.24 – Ajuste del modelo 2D-CAB-V en el componente L para el evento 99-3

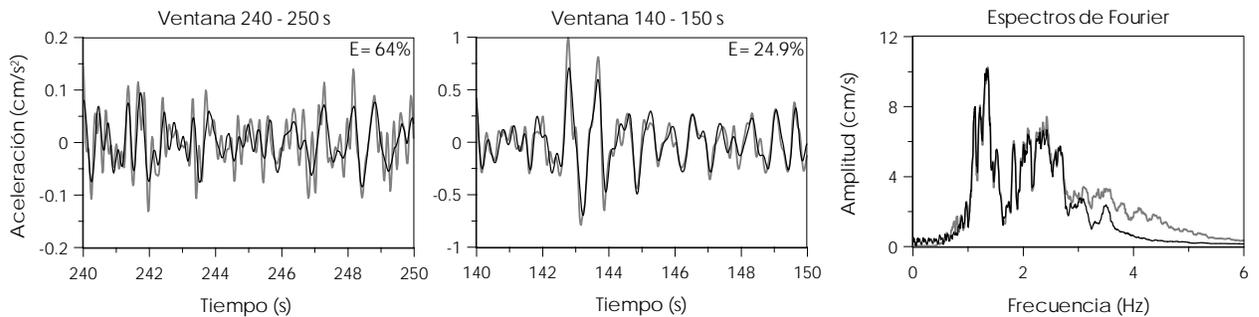


Fig D.25 – Ajuste del modelo 2D-CAB-V en el componente T para el evento 99-3

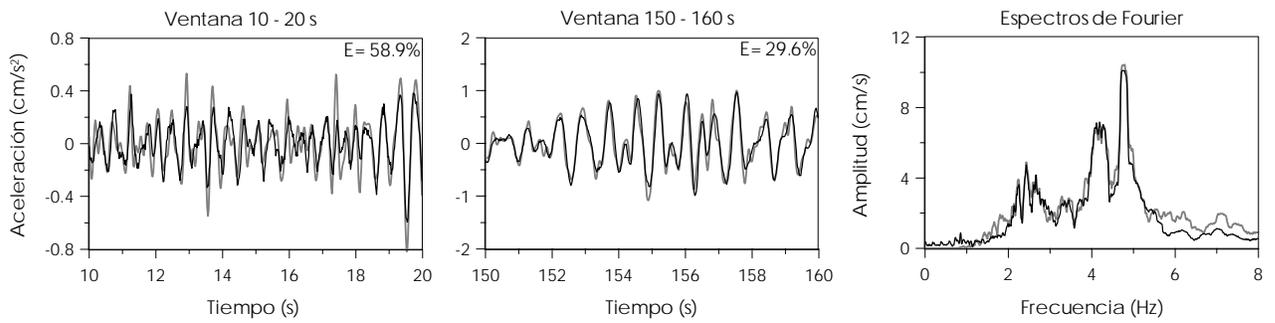


Fig D.26 – Ajuste del modelo 2D-CAB-H en el componente L para el evento 99-3

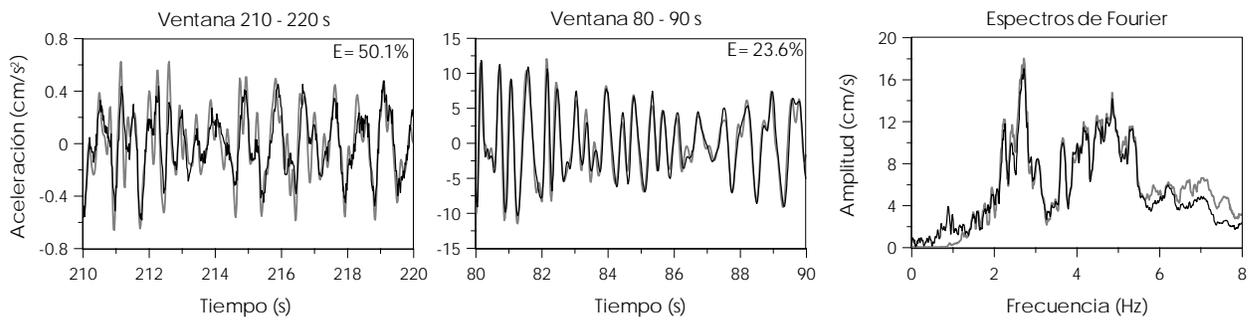


Fig D.27 – Ajuste del modelo 2D-CAB-H en el componente T para el evento 99-3

REFERENCIAS

- Alcántara N., Almora M., Quass W. R., Macías M. (1991), "Instrumentación sísmica de dos edificios en la Ciudad de México", *IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, VIII Congreso de Ingeniería Estructural*, Manzanillo, Colima, pp. 3-21 a 3-33, octubre.
- Alcántara N., Almora M., Castro G., Torres M., Vázquez R., Ylizaliturri J. (1997), "Sistema de interrogación telefónica en la red sísmica del edificio Plaza Córdoba", *XII Congreso de Instrumentación*, San Luis Potosí, SLP, México.
- Alcántara N., Almora M., Castro G., Torres M., Macías M., Vázquez R., Ylizaliturri J., Sandoval H., Sandoval I. (2001), "El sismo del 8 de octubre de 2001 (M=6.1) en el edificio Plaza Córdoba, acelerogramas obtenidos", *Proyecto 0542*, Instituto de Ingeniería, UNAM, octubre.
- Avila J. (2000), "Cálculo de la respuesta sísmica de un edificio real de 16 niveles, instrumentado después de los sismos de 1985" *Proyecto 0516*, Instituto de Ingeniería, UNAM, octubre de 2000.
- Avilés J. (1999), "Interacción suelo-estructura: conceptos de diseño", *Revista de Ingeniería Sísmica*, N° 61, pp. 23-55.
- Avilés J., Suárez M. (2002), "Effective periods and dampings of buildings-foundation systems including seismic wave effects", *Engineering Structures*, Vol. 24, pp. 553-562.
- Avilés J., Pérez-Rocha L. (2003), "Soil-Structure Interaction in yielding systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. 17-33.
- Avilés J., Pérez-Rocha L. (2004), "Desing concepts for yielding stuctures on flexible foundation", *Engineering Structures*, Vol. 27, pp. 443-454.
- Avilés J. (2004), "Curso de Interacción suelo-estructura" *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*, A. C., mayo 2004.
- Beck J. L., Jennings P. C. (1980), "Structural identification using lineal models and earthquakes records", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 8, pp. 145-160.
- Bendat J. S., Piersol A. G. (1989), "Random data. Analysis and measurement procedure", *Wiley Interscience*, New York.
- Chávez-García F. J., Cuenca J. (1998), "Site effects and microzonation in Acapulco", *Earthquake Spectra*, Vol. 14, N° 1, pp. 75-93.
- Contreras R. (1997), "Desarrollo y aplicaciones de un dispositivo para medir la velocidad de ondas de corte en campo", *Tesis de Maestría*, División de estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Dobry R., Gazetas G. (1988), "Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups", *Geotechnique*, Vol. 38, N° 4, pp. 557-574.
- El Marsafawi H., Han Y., Novak M. (1990), "Dynamic experiments on two piles groups", *Geotechnical Research Centre Report*, GEOT-20-90, Department of Civil Engineering, The University of Western Notario, London, Canadá, N6 5B9, agosto.

REFERENCIAS

El Sharnouby B., Novak M. (1984), "Dynamics experiments with groups of piles", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 110, N° 6, junio.

El Sharnouby B., Novak M. (1990), "Stiffness constants and interaction factors for vertical response of pile groups", *Can. Geotech.*, J. 27, pp. 813-822.

Fuentes L. (2000), "Modelos calibrados de un edificio instrumentado", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Gazetas G. (1983), "Análisis of machina foundation vibrations: state of the art", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 2, N° 1.

Gazetas G. (1991a), "Foundation vibrations", *Foundation Engineering Handbook*, Cap. 15, pp 553-593.

Gazetas G. (1991b), "Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 117, N° 9, septiembre.

Gómez A. (2000), "Presentación de un modelo matemático para el cálculo del periodo fundamental de vibración en suelos estratificados con capacidad de predecir efectos de amplificación o atenuación dinámica", *XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, noviembre.

Gutiérrez C., Singh S. K. (1992), "A site effect study in Acapulco, Guerrero, México: Comparison of results for strong-motion and microtremor data", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 82, N° 2, pp. 642-659.

Haskell N. A. (1962), "Crustal reflection of plane pand SV waves", *Journal of Geophysics Reserch*, vol 67, pp 4751-4767.

Jaime A., Romo M. (1987), "Características del suelo en el sitio Plaza Rio de Janeiro", Proy. 6504, *Informe Interno del Instituto de Ingeniería*, UNAM; enero, 1987.

Kawamura S., Kitazawa K., Kani N., Hisano M. (1980), "Vibration tests on many types of base and building models set on real ground", *VII Wold Conference on Earthquake Engineering*, Estambul, Turquía, Vol. 7, pp. 535-542.

Kaynia A. M., Kausel E. (1982), "Dynamic behaviour of piles groups", *2nd International Conference on Numeric Methods Offshore Piling*, Austin, Texas, pp. 509-532.

Kenzo T., Sato T., Kiyono J., Garmroudi K. (1991), "Seismic behaviour of pile groups by Irbid experiments", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 20, pp. 895-909.

Lermo L. (2002), "Características dinámicas del suelo donde está ubicado el edificio SIS", *Informe Técnico*, Proyecto 1501, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Li Y., Mau S. T. (1990), "A computer program for multiple input - multiple output system identification using building seismic records", *Research Report UHCEE 90-07*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Houston.

Li Y., Mau S. T. (1991), "A case study of MIMO system identification applied to building seismic records", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 20, pp. 1045-1064.

REFERENCIAS

- Li Y., Mau S. T. (1997), "Learning from recorded earthquake motion of buildings", *Journal of Structural Engineering*, pp. 62-69, enero.
- Luco J. E. (1980), "Soil-structure interaction and identification of structural models", *Proceedings 2nd ASCE Conference on Civil Engineering and Nuclear Power*, Knoxville, Tennessee, septiembre 15-17, Vol III, Geotechnical Topics, N° 10-1, pp 10.1-10.30.
- Luco J. E., Wong H. L., (1987), "Seismic response of foundations embedded in a layered half-space", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 15, pp. 233-247.
- Luco J. E., Trifunac M. D., Wong H. L. (1987), "On the apparent change in dynamic behaviour of a nine-story reinforced concrete building", *Bulletin of Seismological Society of America*, Vol. 77, N° 6, pp. 1961-1983.
- Martinez R. (1989), "Respuesta teórica y experimental de un edificio de 17 niveles sobre suelo blando", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Meli R., Murià-Vila D., Quass R., Faccioli E., Paolucci R. (1994), "Estudio de los efectos de sitio y la respuesta estructural de un edificio en la ciudad de México ante sismos", *Informe de actividades del tercer año*, patrocinado por CONACYT y CEE, Proyecto 6514.
- Meli R., Faccioli E., Murià-Vila D., Quass R., Paolucci R. (1998), "Study of site effects and seismic response of an instrumented building in Mexico City", *Journal of Earthquake Engineering*, 2 (1), pp. 89-111.
- Mendoza L., Reyes A., Luco J. E. (1991), "Ambient vibration tests of the Mexicali General Hospital", *Earthquake Spectra*, Vol. 7, N°2, pp. 281-300.
- Murià-Vila D., Alcántara L, Duràn R., Macías M., Maldonado S., Pérez L. E., Tena A., Vázquez R., (1997), "Edificios Instrumentados", *El Macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995*, Compilador Arturo Tena Colunga, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Universidad de Colima y Gobierno del Estado de Colima, Colima, Col., México, pp. 197-232, septiembre.
- Murià-Vila D., Macías M. A., Rodríguez G., Soto U. (2000), "Análisis de los registros sísmicos obtenidos en el edificio PC de 1990 a 1999" *Proy. 0520 Instituto de Ingeniería*, UNAM, octubre 2000.
- Murià-Vila D., Rodríguez G., Zapata A., Toro A. (2001a), "Seismic response of a twice retrofitted building" *ISET Journal of earthquake technology*, paper N° 412, vol 38, N° 2- 4, jun-dic 2001, pp. 67-92.
- Murià-Vila D., Rodríguez G., Palacios C., Macías M. (2001b), "Estimación de los parámetros dinámicos del edificio PC" *Proyecto 1543 Instituto de Ingeniería*, UNAM, diciembre 2001.
- Murià-Vila D., Rodríguez G. (2002), "Análisis de los registros sísmicos obtenidos de 1993 a 1998 en el edificio JAL" *Serie del Instituto de Ingeniería*, UNAM, N° 628 marzo 2002.
- Murià-Vila D., Taborda R., Macías M. A., Escobar J. A. (2002), "Instrumentación de un edificio alto en la ciudad de Acapulco", *Octavas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Valparaíso Chile, abril 24-26.
- Murià-Vila D., Taborda R., Zapata A. (2004), "Soil-structure interaction effects in two instrumented tall buildings" *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004.

REFERENCIAS

- Novak, M., El Sharnouby B. (1984), "Evaluation of dynamics experiments on pile groups", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol 110, N° 6, junio.
- Novak M. (1991) "Piles under dynamic loads", *Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, paper N° SOA14, marzo 11-15.
- Novak M., Sheta M., El-Hifnawi L., El-Marsafawi H., El-Naggar H., Ramadan O., El-Sawy K. (1995), Dyna5® para Windows 95®, *Geotechnical Research Centre*, University of Western Ontario.
- Ovando E., Romo M. (1991), "Estimación de la velocidad de ondas S en la arcilla de la ciudad de México con ensayos de cono", *Sismodinámica*, pp. 107-123.
- Ovando E., Romo M. (1992), "Geotechnical aspects for the microzonification of Acapulco", *Earthquake Engineering Tenth World Conference*, Balkema, Róterdam, pp. 6179-6185.
- Palacios C. (2003), "Estimación de los parámetros dinámicos del edificio PC", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Paolucci R. (1993), "Soil structure interaction on an instrumented building in Mexico City", *European Earthquake Engineering*, Vol. VII, N° 3, pp. 33-44.
- Papageorgiou A. S., Lin B. (1991), "Analysis of recorded earthquake response and identification of multi-story structure accounting for foundation interaction effects", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 10, N° 1, enero.
- Pérez J. H. (1995), "Desarrollo y evaluación de modelos aplicando técnicas de identificación de sistemas", *Tesis de maestría*, División de estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Rodríguez-Cuevas N., Quass Weppen R (1990), "Respuesta estructural de un edificio instrumentado en la ciudad de México durante sismos recientes", *Seminario sobre instrumentación sísmica y usos de disipadores de energía en estructuras*, SMIS, pp. 125-155.
- Rodríguez-Cuevas N. (1992), "Response measurements of tall building under seismic excitation", *Earthquake Engineering Tenth World Conference*, Balkema, Róterdam, pp. 2665-2671.
- Rosenblueth E., Rezéndiz D. (1988), "Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura", *Serie del Instituto de Ingeniería*, UNAM, N° 509.
- Sánchez-Sesma F. J. (1996), "Programa de cómputo para calcular la respuesta de sitio con el método de Tompson-Haskell", *Instituto de Ingeniería*, UNAM.
- Sheta M., Novak M. (1982), "Vertical vibration of pile groups", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 108, N° GT4, Abril.
- Stewart J. P., Fenves G. L. (1998), "System identification for evaluating soil-structure interaction effects in buildings from strong motion recordings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, pp. 869-885.
- Stewart J. P., Fenves G. L., Seed R. B. (1999a), "Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical methods", *Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 125, N° 1, pp 26-37.

REFERENCIAS

Stewart J. P., Fenves G. L., Seed R. B. (1999b), "Seismic soil-structure interaction in buildings. II: Empirical findings", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 125, N° 1, pp 26-37.

Taborda R., Murià-Vila D. (2002), "Extrapolar. Programa para la generacion de señales en edificios instrumentados suponiendo un diafragma infinitamente rígido", *Instituto de Ingeniería*, UNAM.

Taborda R., Murià-Vila D., Pérez R., Macías M.A. (2002), "Efectos de interacción suelo-estructura de un edificio en Acapulco", *XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puebla, Pue., México.

Taborda R. (2003), "Respuesta dinámica y efectos de interacción suelo-estructura de un edificio instrumentado en Acapulco", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Taborda R., Ordaz M. (2003), "Procedimiento para estimar los amortiguamientos de un sistema a partir de funciones de transferencia", *XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, León, Guanajuato, México, noviembre 19 a 22.

Kobori T., Nakasawa M., Hijitaka K., Kobayashi Y. (1991), "Study on dynamic characteristics of a pile group foundation", *Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, paper N° 5.42, marzo 11-15.

Talaganov K. (1991), "Soil-structure interaction effects based on recorded strong motions during earthquakes", *Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, paper N° 5.67, marzo 11-15.

Todorovska M., Trifunac M. (1990), "Analytical model for in plane building-foundation-soil interaction: incident P-, SV- and Rayleigh waves", *Report N° 90-01*, University of Southern California, Los Angeles, California, marzo, 1990.

Toro A. M. (1997), "Estimacion de parámetros estructurales de un edificio instrumentado aplicando una técnica de identificación paramétrica modal", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Veletsos A. S., Wei Y. T. (1971), "Lateral and rocking vibration of footings", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 97, N° SM9, pp.1227-1248.

Veletsos, A. S. (1991), "Effects of soil-structure interaction for structures subjected to earthquakes", *Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, paper N° SOA10, marzo 11-15.

Whitman R., Bielak J. (1980), "*Chap. 7: Foundations*", Design Earthquake Resistant Structures, Ed. E. Rosenblueth, Pentech Press, England.

Wolf J.P. (1985), "Dynamic soil-structure interaction", Prentice Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics, New Jersey.

Zapata A. (2001), "Estudio de la respuesta dinámica de un edificio instrumentado", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Zeevaert L. (1980), "Interacción suelo-estructura de cimentaciones superficiales y profundas, sujetas a cargas estáticas y sísmicas", Editorial Limusa S.A., México D.F., Mex.