

ANALISIS DE LA RESPUESTA EN UN EDIFICIO INSTRUMENTADO



David Murià Vila, * Ricardo González A. y Juan Manuel Espinosa A. **

1. INTRODUCCION

Una revisión del conocimiento actual del comportamiento sísmico de edificios muestra que existen incertidumbres para lograr una representación matemática congruente con la respuesta estructural. Esto se evidenció durante los sismos de septiembre de 1985 que afectaron principalmente a la ciudad de México. Para comprender el comportamiento sísmico de las estructuras de la ciudad de México se ha considerado necesario instrumentar algunos edificios con aparatos de registro sísmico, además de realizar campañas de mediciones de vibración ambiental y de vibración forzada, para evaluar los criterios de análisis sísmico.

Una instrumentación para registrar aceleraciones sísmicas en estructuras tiene costos elevados de adquisición, instalación, conservación, procesamiento y análisis de la información obtenida durante cada sismo. Además, este esfuerzo debe ser complementado con pruebas de vibración ambiental y con el desarrollo de modelos matemáticos para identificar propiedades dinámicas y evaluar el comportamiento sísmico en cada caso. Por lo tanto, durante la selección de edificios cuyo comportamiento sea de interés potencial deben cuidarse aspectos que permitan verificar las hipótesis de análisis, revisar las consideraciones de diseño y detectar la posible vulnerabilidad de cierto tipo de estructuras.

En la ciudad de México hay actualmente sólo seis edificios instrumentados con acelerógrafos, a pesar de ser el nuestro uno de los países con mayor riesgo sísmico, comparable al de Japón y Estados Unidos, donde existen cientos de edificios instrumentados.

En este trabajo se presenta el estudio del comportamiento dinámico de un edificio instrumentado con ocho acelerógrafos de

La Red Básica de Acelerógrafos digitales del Distrito Federal [1], instalados temporalmente por el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES) de la Fundación Javier Barros Sierra, AC.

* Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM

** Director del Centro de Instrumentación y Registro Sísmico

El CIRES instaló los aparatos mientras se acondicionaban las estaciones de la Red del DF, aprovechando la posibilidad eventual para evaluar su funcionamiento ante movimientos sísmicos.

El Instituto de Ingeniería y el CIRES iniciaron con esta estructura el estudio de la respuesta sísmica de edificios instrumentados en la ciudad de México, conscientes de que el inmueble no reunía todas las condiciones de interés para una instrumentación permanente, pero que contribuiría al estudio del comportamiento sísmico de edificios.

El objetivo de este trabajo es presentar los resultados más relevantes de la respuesta de la estructura ante cuatro de los seis sismos registrados en el primer edificio instrumentado de la ciudad de México, el cual estuvo instrumentado temporalmente con acelerógrafos, entre febrero de 1987 y mayo de 1989. El análisis preliminar de esos eventos ya ha sido publicado [2, 3 y 4].

2. EL EDIFICIO

El edificio consta de tres niveles. Tiene estructura de concreto reforzado, con sistema de piso de losa plana aligerada de 45 cm de peralte (figs 1 y 2). Las dimensiones en planta son 9.7 por 27 m, con altura de entrepiso de 2.90 m. Además tiene un cubo de escaleras que está desligado del cuerpo principal por una junta constructiva. La cimentación consta de zapatas aisladas desplantadas bajo un lecho rocoso de topografía irregular.

Como detalles estructurales importantes a citar están los pretilos perimetrales hasta de 2.35 m de peralte, unidos a las columnas, y la presencia de muros divisorios de mampostería con su base anclada a la losa y las demás caras con una junta de material compresible de aproximadamente un centímetro de espesor. Estos muros, orientados en su mayoría en la dirección transversal, se localizan en los primero y segundo niveles.

Las resistencias nominales de los materiales son 4200 kg/cm^2 como límite de fluencia del acero de refuerzo y 200 kg/cm^2 como resistencia del concreto en compresión.

3. MEDICIONES AMBIENTALES

Para determinar las propiedades dinámicas de la estructura se llevaron a cabo mediciones de vibración ambiental en dos etapas: una al iniciarse el estudio, después de haberse registrado el primer evento sísmico, y otra al finalizar el estudio en noviembre de 1989, después de retirar los acelerógrafos del edificio.

Para realizar estas pruebas se utilizó la metodología experimental desarrollada en el Instituto de Ingeniería [2 y 5], mediante la cual se registran los movimientos con servoacelerómetros colocados en diferentes puntos de observación en la estructura. Para identificar las frecuencias y formas modales de vibrar de la estructura se efectuaron mediciones en diversos puntos: ocho en la estructura y uno en el terreno.

Durante las pruebas se emplearon ventanas de observación de 5, 10 y 25 Hz, con duración por evento de 25, 12.5 y 5 s

respectivamente, con promedios de 16 a 32 eventos. Se realizaron en la primera etapa 23 pruebas y en la segunda 5 pruebas, cambiando los sensores de posición y dirección, dado que solamente se pueden analizar dos puntos de medición al mismo tiempo.

Los espectros de potencia promedio obtenidos en ambas etapas muestran claramente las frecuencias de los modos fundamentales de vibración. En las tablas la y lb se presentan las frecuencias naturales identificadas y las fracciones de amortiguamiento crítico asociadas a las mismas. Las frecuencias de vibración fueron iguales en ambas etapas de medición, lo que indica que la estructura no ha sufrido cambios en sus propiedades dinámicas.

Para determinar la efectividad de la junta constructiva que separa el cuerpo principal del cubo de escaleras, se hicieron mediciones simultáneas en el último nivel de estos cuerpos, para las dos direcciones principales de la planta del edificio. Los resultados indican que los cuerpos se mueven en fase en los primeros modos de torsión y de flexión de la dirección L, y en fases opuestas en el primer modo de flexión de la dirección T. Todas estas observaciones indican una clara interacción entre los dos cuerpos del edificio, lo que pone en evidencia el deficiente comportamiento de la junta constructiva.

Al analizar los registros obtenidos en los distintos puntos de la azotea se observa un comportamiento anormal en la esquina SE, ya que las amplitudes espectrales del modo de torsión son casi cuatro veces superiores a los de la esquina NO (fig 3).

4. REGISTROS SISMICOS

Para el registro de las aceleraciones provocadas por los sismos se emplearon acelerógrafos de tipo digital, que inician su operación automáticamente una vez que la aceleración detectada rebasa un umbral preestablecido. El suministro de energía eléctrica de los acelerógrafos dispuestos para el experimento se logra mediante paneles solares que recargan las baterías internas de los aparatos, asegurando la continuidad de su servicio.

En la estructura se instalaron ocho acelerógrafos, de los cuales algunos de ellos se localizan en los puntos de medición señalados para las pruebas de vibración ambiental. En enero de 1988 el aparato localizado en el terreno a tres metros del edificio tuvo que ser trasladado a unos 20 m del mismo.

La observación instrumental de la estructura se inició en febrero de 1987 y se terminó en mayo de 1989, periodo en el que se registraron seis sismos. En las figs 4 a 7 se muestran los acelerogramas obtenidos en el terreno para cuatro de ellos; sus principales características se resumen en la tabla 2.

La máxima aceleración registrada en la estructura fue 23 gales, durante el sismo del 8 de febrero de 1988 (sismo F), con distancia epicentral de 299 km. La aceleración máxima del terreno fue 5 gales y correspondió al sismo del 12 de marzo de 1987 (sismo A), con distancia epicentral de 16 km.

Únicamente para los sismos B y E, del 7 de junio y del 15 de julio de 1987 respectivamente, se obtuvieron registros de todos

los aparatos.

El procesamiento de la información se realizó aplicando la transformada de Fourier a cada componente de los acelerogramas obtenidos. En la tabla 3 se presentan las frecuencias promedio asociadas a las ordenadas espectrales máximas obtenidas en los puntos de medición y que corresponden aproximadamente a las frecuencias fundamentales de vibrar. Estas frecuencias, para un mismo sismo, variaron hasta en seis por ciento respecto al valor medio.

La comparación de los espectros asociados a un mismo punto de medición para los eventos registrados revela la influencia que tienen las características de los sismos en la respuesta estructural. En la fig 8 se presentan los espectros de Fourier de los acelerogramas de tres sismos registrados en la esquina NO de la azotea y un sismo registrado en la misma esquina, pero del segundo nivel. Las diferencias en características de los sismos se reflejan en sus configuraciones espectrales, siendo más evidente este hecho para el sismo A, cuyo epicentro se localizó a 16 km del edificio; para los demás sismos el epicentro se localiza a más de 290 km.

Los acelerogramas obtenidos en la esquina NO del segundo nivel de la estructura durante el sismo A se presentan en la fig 9, donde se observa que el contenido de frecuencias cambia durante el evento y esto se ilustra claramente al calcular los espectros de Fourier para diferentes intervalos de tiempo. Las altas frecuencias se presentan al inicio del movimiento y están asociadas al segundo modo de vibración de la estructura; en cambio, el último tramo del registro dominan frecuencias bajas que se relacionan con el modo fundamental de la estructura.

Al analizar los registros obtenidos en los distintos puntos de la azotea se evidenció de nuevo el comportamiento anormal en la esquina SE que se observó con las pruebas de vibración ambiental, ya que las amplitudes espectrales del modo de torsión (frecuencia = 6.18 Hz) en la esquina SE son casi cuatro veces superiores a las de la esquina NO. El hecho se puede explicar principalmente por el efecto de interacción que se presenta en la junta constructiva.

En la fig 10 aparecen los acelerogramas registrados durante el sismo E en tres puntos del segundo nivel para las dirección T. Asimismo, se presentan los espectros de Fourier de las respectivas señales. Analizando los espectros se aprecia un abatimiento de las ordenadas espectrales de las frecuencias cercanas a 4 Hz para el espectro de la esquina SE, intervalo donde se ubica la frecuencia fundamental de vibración en la dirección T. Estas amplitudes espectrales crecen en el espectro correspondiente al acelerograma obtenido en el centro geométrico de la planta y alcanzan una mayor amplitud en el espectro de la esquina NO. Esto puede explicarse por el hecho de que el cuerpo principal encuentra un apoyo en el cubo de escaleras y este cuerpo anexo funciona como pivote para un movimiento horizontal, provocando una amplificación en la esquina NO.

La fig 11 contiene las funciones de transferencia obtenidas con el cociente de los espectros de las señales registradas en la azotea (esquina NO y SE) y la planta baja, para el sismo E. De

nuevo se observa que la estructura pivotea con respecto al cubo de escaleras, ya que en el componente T de la esquina SE la función de transferencia no posee amplitud significativa en frecuencias cercanas a 4 Hz, mientras que para el mismo componente pero en la esquina NO se presenta una amplitud con un valor aproximado de 50, asociada a la frecuencia fundamental en esa dirección. El fenómeno se repite en esa dirección para todos los eventos sísmicos analizados. Cabe resaltar que para el componente T de la esquina SE se aprecian amplitudes significativas en la función de transferencia en frecuencias cercanas a 6 Hz, intervalo asociado a la frecuencia natural del modo de torsión.

En la fig 12 se muestra la función de transferencia entre las señales captadas en la esquina NO y la esquina SE de la azotea. Se aprecia que en la dirección T el movimiento de la estructura asociado a la frecuencia de 4 Hz se amplifica alrededor de cuatro veces, mientras que en la dirección L la función de transferencia muestra amplitudes cercanas a la unidad en el intervalo de frecuencias de interés.

Los valores experimentales promedio de las formas modales se muestran en la fig 13. Estos valores se obtuvieron de los sismos B y E utilizando las funciones de transferencia que se calcularon del cociente de los espectros de Fourier de la azotea a los de planta baja y segundo nivel.

Los valores de las frecuencias fundamentales que se obtienen de las funciones de transferencia que se calcularon de los sismos B y E difieren hasta en 12 por ciento de las identificadas en el espectro de Fourier y esta diferencia para los componentes transversal y rotacional no es la misma para los dos sismos (tabla 4). Este análisis hace ver la influencia del régimen forzado a que es sometida la estructura; en consecuencia, la frecuencia asociada a la cresta máxima en los espectros de Fourier no coincide con el valor de la frecuencia fundamental de la estructura obtenida de la función de transferencia. Este régimen forzado es debido al sismo y a la interacción con el cuerpo anexo.

En las tablas 1a y 1b se presentan las frecuencias fundamentales y los coeficientes de amortiguamiento estimados para los diferentes registros sísmicos.

5. MODELO MATEMATICO

Para la modelación matemática de la estructura se empleó el programa SUPER-ETABS [6]. Para modelar el edificio se consideró un sistema de marcos planos acoplados por el diafragma de piso, con cuatro marcos de diferentes características en la dirección T y dos en la L. Debido a la gran rigidez que tiene el suelo donde se desplanta la estructura se supuso ésta empotrada en su base.

Por no contar con información experimental del módulo de elasticidad del concreto para bajos niveles de esfuerzo, se utilizó un valor de $13000 \sqrt{f'_c}$ para todos los elementos estructurales. Se considera que esta estimación es adecuada y que pruebas experimentales con ultrasonido han comprobado valores muy cercanos al adoptado [2 y 7].

Las secciones transversales de trabes y columnas se determinaron a partir de los planos originales del edificio.

Con base en la información experimental obtenida se analizó la estructura, juzgando la aproximación del modelo matemático conforme se incluían en el mismo los aspectos estructurales siguientes:

- a) La existencia de zonas rígidas en la unión viga-columna.
- b) La presencia de pretilas en los marcos de la periferia de la estructura, los cuales reducen la altura libre de las columnas.
- c) Los muros de mampostería que se localizan en la dirección transversal del edificio.
- d) El cubo de escaleras, que se consideró como una subestructura formada por muros de mampostería confinados por castillos de concreto reforzado. Las escaleras se modelaron como diagonales de concreto, con área igual a la que tiene la escalera, es decir, al área del pasamanos y la losa de la misma.
- e) Los momentos polares de inercia de masa de cada nivel se calcularon suponiendo momentos de inercia y distribuciones uniformes de masa independientes en cada cuerpo.

La presencia del cubo de escaleras modifica de manera importante las características dinámicas del edificio, ya que causa un aumento apreciable en la rigidez lateral, a pesar de la junta constructiva que tiene este cuerpo. Los muros de mampostería contribuyeron en un 11 por ciento a la frecuencia fundamental de la dirección T; el tenerlos en cuenta permite, junto con la consideración de los demás parámetros, lograr una adecuada correlación con las frecuencias medidas.

La tabla 6 se consigna una comparación de las frecuencias obtenidas experimental y analíticamente, con diferencias inferiores al ocho por ciento. La mayor discrepancia corresponde a la frecuencia de torsión. En la fig 13 se comparan las configuraciones modales obtenidas experimental y analíticamente.

6. ANALISIS DE LA RESPUESTA

Acelerogramas analizados

Se llevó a cabo el análisis de la respuesta de la estructura con cuatro de los sismos registrados, correlacionando los valores de aceleración registrados en diversos puntos de la azotea y del segundo nivel con los obtenidos mediante el modelo matemático calibrado con las mediciones experimentales. Los dos sismos restantes se descartaron por tener amplitudes de aceleración pequeñas y en consecuencia resolución pobre en amplitud. Así, los acelerogramas utilizados en este análisis son los asociados a los sismos identificados como A, B, E y F.

Para calcular la respuesta del edificio con los sismos B y E se utilizaron los acelerogramas registrados en la base y para los sismos A y F los registrados en el terreno, ya que no se contó

con los acelerogramas de planta baja para estos eventos.

Para el sismo E, dado que se tienen acelerogramas de todos los puntos de medición, se realizó un análisis espectral a partir de las funciones de transferencia con el fin de comparar los movimientos de los dos puntos de planta baja y estos a su vez con los del terreno. Se observa en las figs 14 y 15 que hay diferencias que evidentemente se van a reflejar en la respuesta calculada del edificio. Las diferencias podrían haber estado presentes aun en campo libre o bien deberse a una leve interacción suelo-estructura.

Espectros de respuesta

Con base en los acelerogramas registrados en el terreno o planta baja, según sea el caso, se calcularon los espectros de respuesta para los movimientos en las direcciones T y L, con diversos coeficientes de amortiguamiento estructural. Como ejemplo, en la fig 16 se presentan los espectros de respuesta calculados con los acelerogramas registrados en planta baja durante el sismo B, así como la máxima aceleración obtenida experimentalmente, asociada al período fundamental de la estructura en la dirección de que se trata. El amortiguamiento estructural estimado para los eventos analizados fue de aproximadamente uno por ciento del crítico. Se aprecia que una pequeña variación en el período de vibración o en el amortiguamiento elegido puede cambiar significativamente la aceleración esperada en el modelo; de ahí la importancia de estimar adecuadamente las características dinámicas de la estructura y así obtener una correlación aceptable entre los resultados analíticos y experimentales.

Análisis paso a paso

Se realizó el análisis paso a paso de la respuesta estructural con base en el modelo matemático tridimensional calibrado con las mediciones experimentales. Se consideró un amortiguamiento de tipo proporcional, asignando un valor de uno por ciento del crítico en todos los modos de vibrar. El método de análisis fue el β de Newmark [8], considerando los tres grados de libertad asociados a los centros de masa en cada nivel de la estructura.

Para todos los análisis se consideraron condiciones iniciales nulas, tanto en desplazamiento como en velocidad y aceleración, lo que prácticamente no tuvo influencia en la respuesta del modelo. Cabe mencionar la dificultad de obtener las condiciones iniciales de una estructura con este tipo de instrumentación, ya que sólo se cuenta con los registros de aceleración en algunos niveles de la estructura y se tiene que recurrir a algún algoritmo de integración para obtener las condiciones de velocidad y desplazamiento en estos y extrapolar para los demás niveles.

En las figs 17 a 22 se comparan las historias de aceleración en la azotea obtenidas tanto experimental como analíticamente; donde se observa una buena correlación para los sismos B y E, mientras que para los A y F esta correlación es menor, sobre todo para el último sismo, lo que se atribuye a las diferencias de los movimientos de los registros de planta baja y terreno.

Con el fin de analizar la influencia de la torsión en el modelo matemático, se evaluaron las respuestas de modelos en dos (2D) y

en tres dimensiones (3D), utilizando los acelerogramas registrados para el sismo E. Se observa que las diferencias no son significativas entre ambos modelos.

No fue posible modelar el efecto de pivoteo de la estructura respecto al cubo de escaleras ya que este cuerpo anexo se consideró como parte componente de la estructura y no como un sistema de apoyo de esta.

Fue necesario considerar momentos polares de inercia de masa teniendo en cuenta que los cuerpos están separados y con una distribución no uniforme de masas para el diafragma de piso en los diferentes niveles del edificio.

7. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Las frecuencias naturales identificadas con los dos procedimientos experimentales fueron prácticamente iguales, a pesar de haber diferencias de hasta 100 veces entre las amplitudes de las aceleraciones sísmicas y las ambientales.

La obtención de la función de transferencia fue necesaria para detectar las frecuencias de vibrar de la estructura y no limitarse al espectro de Fourier. El régimen forzado a que se vió sometida la estructura hizo que la cresta máxima no necesariamente correspondiera al modo fundamental.

El edificio tuvo un comportamiento elástico ante los sismos registrados; como prueba de ello están los valores de las frecuencias fundamentales de vibración, que son prácticamente iguales de un sismo a otro y muy similares a las obtenidas con las pruebas de vibración ambiental.

Este edificio ha sido adecuado para estudiar la influencia de los elementos llamados no estructurales y de cuerpos anexos. El análisis de mediciones experimentales muestra que los efectos de torsión debidos a la interacción del cuerpo principal con el cubo de escaleras alteraron los movimientos de la esquina SE, esencialmente en la dirección T, a pesar de la presencia de la junta constructiva.

Entre las hipótesis hechas en el análisis estructural para lograr una adecuada representación del edificio destacan los pretiles perimetrales, el cubo de escaleras y los muros de mampostería, que, a pesar de contar con juntas constructivas, contribuyeron a la rigidez de la estructura. Esto hace ver que cuerpos estructurales separados por juntas constructivas pueden no tener comportamiento dinámico independiente. Otros parámetros importantes para este edificio fueron los momentos polares de inercia de masa de cada nivel, los cuales se calcularon suponiendo momentos de inercia y distribuciones uniformes de masa independientes en cada cuerpo.

Las frecuencias fundamentales calculadas concuerdan bien con las obtenidas de las pruebas de vibración ambiental y del análisis de los registros sísmicos, con diferencias inferiores al ocho por ciento.

El análisis de la respuesta del edificio con el modelo matemático desarrollado permitió reproducir la respuesta registrada en la

esquina NO de la azotea, siempre que el acelerograma de la base para el análisis paso a paso fuera el registrado en esa esquina.

La respuesta calculada para la esquina SE de la azotea en la dirección T presentó diferencias significativas respecto a la registrada debido a la influencia del cubo de escaleras, el cual induce solicitaciones externas al cuerpo principal adicionales a las del movimiento sísmico; esto se comprobó al comparar los movimientos vibratorios entre los dos cuerpos, los cuales se desplazan en fase opuesta. Queda claro que, al menos en esta estructura, no basta con lograr un modelo matemático que tenga frecuencias naturales congruentes con las obtenidas experimentalmente para poder reproducir el comportamiento dinámico del edificio.

Se considera importante destacar que para fines prácticos no hay diferencias significativas entre las respuestas de los modelos bidimensional y tridimensional, esto se explica por el hecho de que en el modelo tridimensional, esto se explica por el hecho de que en el modelo tridimensional los modos naturales de vibración están prácticamente desacoplados. Esto no concuerda con la realidad ya que existe un acoplamiento híbrido generado por la interacción con los cuerpos anexos que no es posible modelar.

Este estudio pone en claro que en edificios con estructuras anexas o edificios vecinos, que interactuen con la estructura principal, no es recomendable instrumentarlo para el estudio del comportamiento sísmico, debido a las limitaciones que existen en la modelación de estos efectos.

8. RECONOCIMIENTO

Se agradece la colaboración de Arturo León, Oscar Contreras, Gerardo Ibarrola y Sergio Moreno, así como el desempeño del personal técnico del CIRES y los comentarios constructivos de Emilio Rosenblueth y Mario Ordaz.

9. REFERENCIAS

- [1] J.M. Espinosa Aranda, A. Uribe, B. Frontana, O. Contreras y G. Ibarrola, "New Accelerograph Network for Mexico City", Earthquake Spectra, Vol 5, No 1, febrero 1989.
- [2] D. Murià Vila, R. González Alcorta y A. Miranda Téllez, "Propiedades dinámicas de estructuras representativas de edificios de la ciudad de México. II. Características dinámicas de cuatro edificios obtenidos a partir de registros sísmicos de vibración ambiental". Proyecto 8711, Instituto de Ingeniería, UNAM, agosto 1988.
- [3] D. Murià Vila, J. M. Espinosa Aranda y R. González Alcorta, "Efectos de distintos sismos en dos edificios en suelos característicos", VI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puebla, 20 al 23 de marzo de 1988.
- [4] D. Murià-Vila, R. González Alcorta y J. M. Espinosa Aranda, "Respuesta estructural de un edificio instrumentado", VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, 16 al 19 de

noviembre de 1989.

- [5] D. Murià Vila, A. Téllez y E. Castillo, "Modificaciones del Dispositivo Experimental para la Medición de las Características Dinámicas de los Edificios", Proyecto 8711, Instituto de Ingeniería, agosto 1988.
- [6] E.L. Wilson, H.H. Dovey y J.P. Hollings, "SUPER-ETABS", University of California, febrero 1985.
- [7] C.J. Mendoza, H.C. González y A.F. González, "Comportamiento del Concreto en las Estructuras ante la Acción de los Sismos, 2a Parte: Deterioro de las propiedades del concreto sujeto a ciclos de carga de compresión", Proyectos 6705 y 6706. Patrocinado por DDF y CONACYT, diciembre, 1987.
- [8] Klaus-Jürgen Bathe, "Finite Element Procedures in Engineering Analysis", Prentice-Hall, 1982.
- [9] Boletín de información sísmica preliminar, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1987-1988.
- [10] J. Prince, G. Ibarrola y O. Contreras, "Análisis del Primer Sismo Registrado en el CIRES AC, el 12 de Marzo de 1987", Informe RA-DF-1, CIRES, AC, mayo 1987.

Tabla 1a. Frecuencias naturales del edificio, en Hertz

Modo	Componente	Vibración ambiental	Registros sísmicos (promedio)
1	T	4.202	4.371
	L	4.000	4.135
	R	6.132	6.178
2	T	13.333	11.00-13.00
	L	11.765	12.00-14.00
	R	---	----

Tabla 1b. Porcentajes de amortiguamiento crítico de los modos fundamentales del edificio

Componente	Vibración ambiental	Registros sísmicos
T	1.23	0.9-2.50
L	1.01	0.5-2.10
R	---	----

Tabla 2. Principales características de los acelerogramas registrados en el edificio 1

Sismo	Fecha sismo	Hora G.M.T.	Prof. focal	Magnitud*			Distancia epicentral [km]	Rumbo	Componente	Aceleraciones máximas		Duración registro del suelo [s]	Referencia	
				[km]	Mc	Ms				Mb	Suelo			Azotea
A	12/03/87	18:47:57	-	2.1	-	-	15.5	N82.96W	V T L	0.043 0.034 0.036	- - -	15	10	
B	7/06/87	13:30:13	33	--	-	4.9	296	N8.92W	V T L	0.010 0.014 0.017	0.012 0.060 0.046	23	9	
C	26/06/87	**	**	**	**	**	**	**	V T L	- - -	0.007 0.041 0.041	-	9	
D	5/07/87	18:18:52	33	4.7	-	-	319	N6.75W	V T L	- - -	0.048 0.022 0.026	-	9	
E	15/08/87	7:16:09	70	--	-	5.5	320	N39.84W	V T L	0.014 0.026 0.019	0.012 0.086 0.089	37	9	
F	8/02/88	13:51:30	20	--	-	5.8	299	N45.86W	V T L	0.019 0.038 0.026	0.019 0.232 0.129	32	9	

* Mc-Magnitud de coda Ms-Magnitud de ondas superficiales Mb-Magnitud de ondas de cuerpo

** Valor no disponible

T- Componente transversal L- Componente longitudinal V- Componente vertical

Tabla 3. Frecuencias promedio obtenidas de los acelerogramas registrados en el edificio, en H_z

Componente	Sismos					
	12-III-87	7-VI-87	26-VI-87	5-VII-87	15-VII-87	8-II-88
T	4.098	4.336	4.312	4.224	3.989	3.984
L	3.906	3.953	4.202	4.137	3.829	3.425
R	6.024	5.920	5.976	5.979	5.997	--

Tabla 4. Frecuencias fundamentales y porcentajes de amortiguamiento crítico

Sismo	Componente	f_1	f_2	f_1/f_2	h
7/06/87	L	3.947	4.216	1.068	0.50-1.10
	T	4.305	4.395	1.021	0.90-2.50
	R	5.998	5.964	0.994	---
15/07/87	L	3.809	4.053	1.064	1.10-2.10
	T	3.906	4.346	1.113	1.00-1.14
	R	6.006	6.392	1.064	---

f_1 - frecuencia en Hz obtenida del espectro de Fourier

f_2 - frecuencia en Hz obtenida de la función de transferencia entre planta baja y azotea

h - porcentaje de amortiguamiento crítico

Tabla 5. Comparación de las frecuencias fundamentales del edificio

Componente	Sismos (Promedio)	Vibración Ambiental	Modelo Analítico
T	4.371	4.202	4.420
L	4.135	4.000	4.993
R	6.718	6.132	5.717

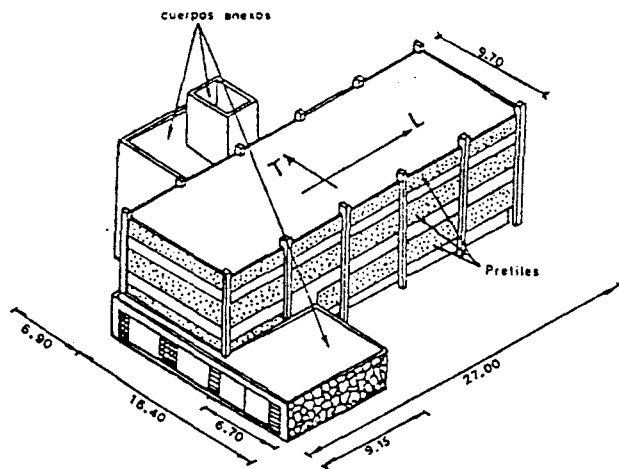


Fig 1. Isométrico del edificio

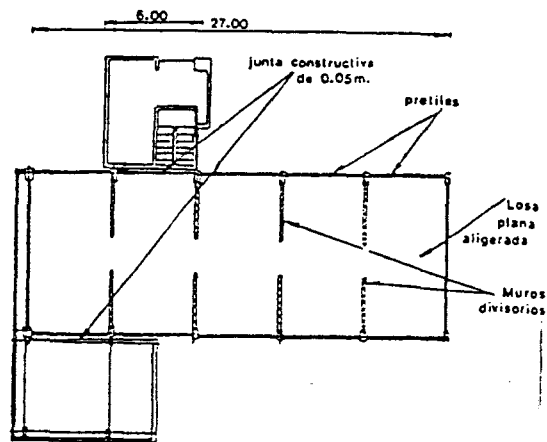


Fig 2. Planta tipo del edificio

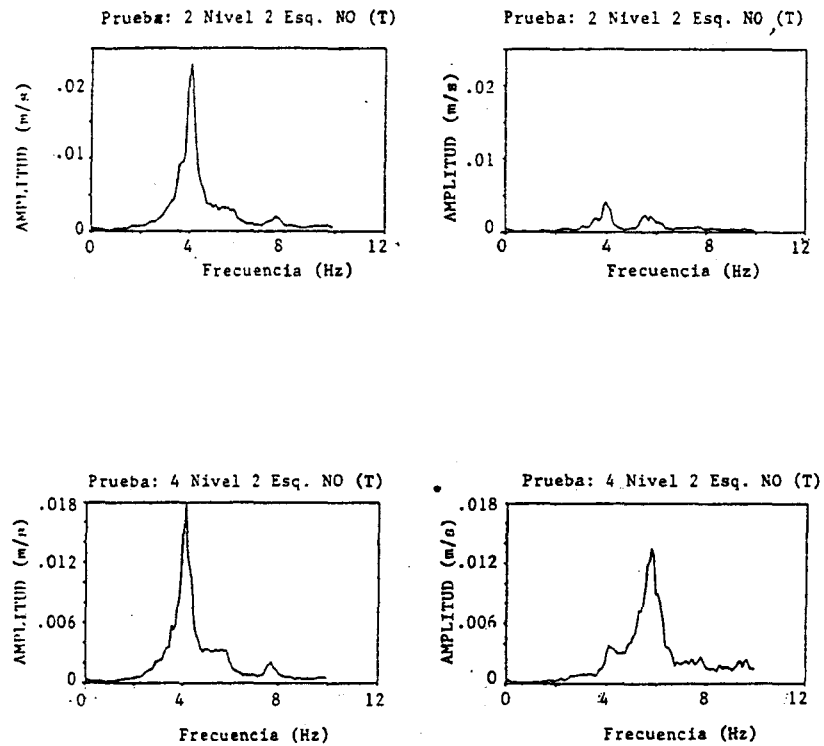


Fig 3. Espectros de potencia promedio obtenidos en el segundo nivel del edificio durante la segunda etapa de pruebas de vibración ambiental

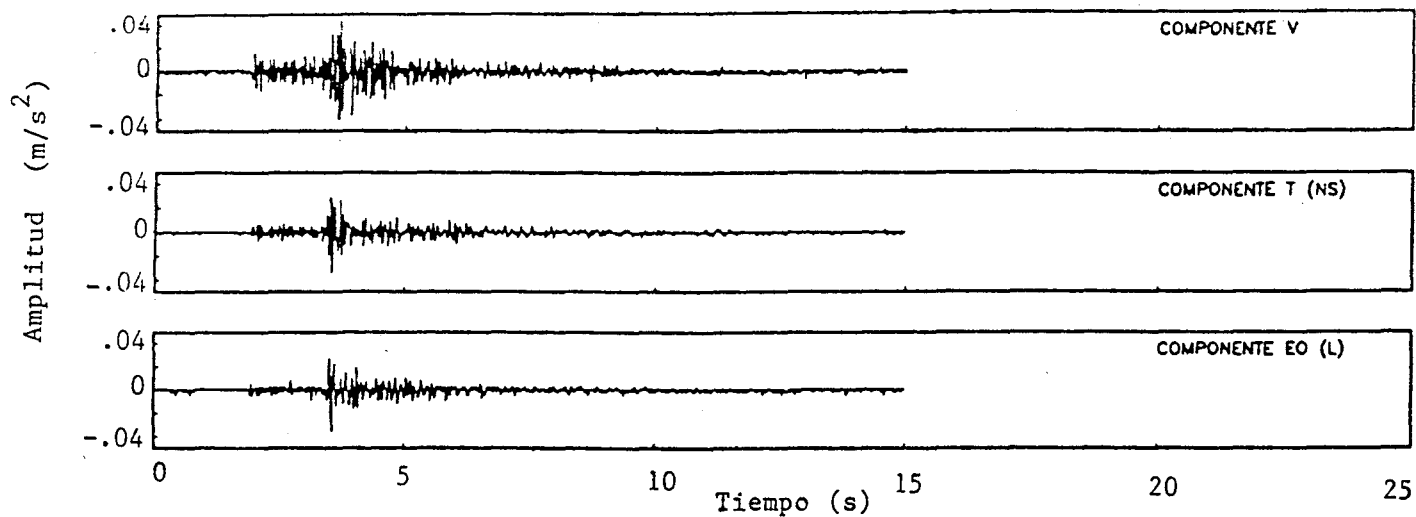


Fig 4. Acelerogramas del sismo A registrados en el punto T₁ del terreno

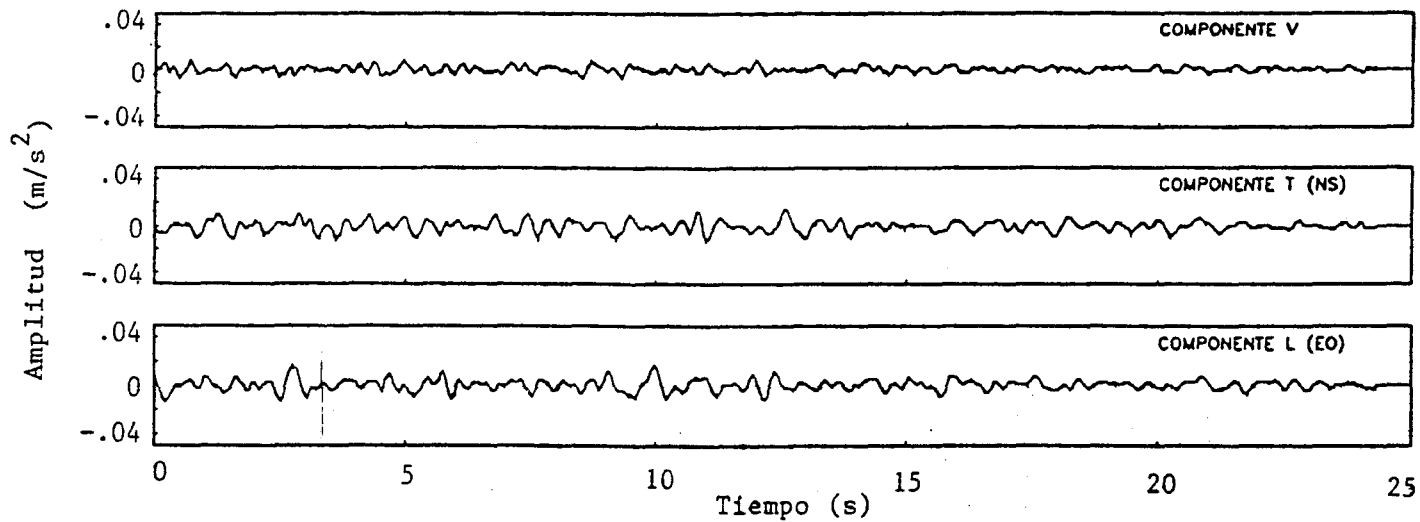


Fig 5. Acelerogramas del sismo B registrados en el punto T₁ del terreno

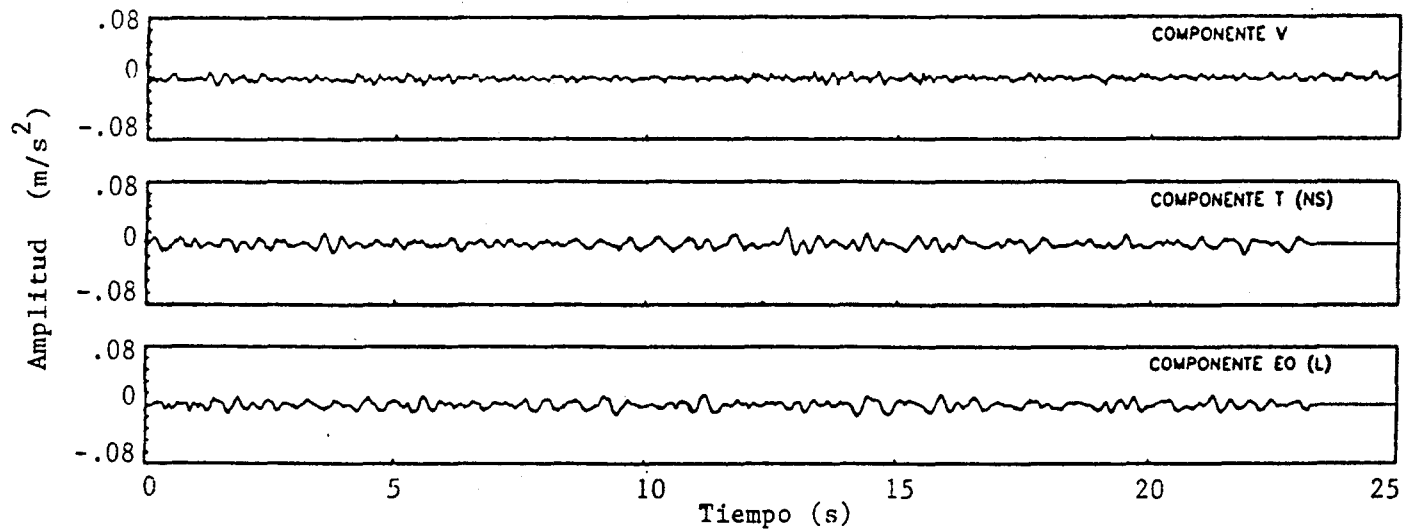


Fig 6. Acelerogramas del sismo E registrados en el punto T₁ del terreno

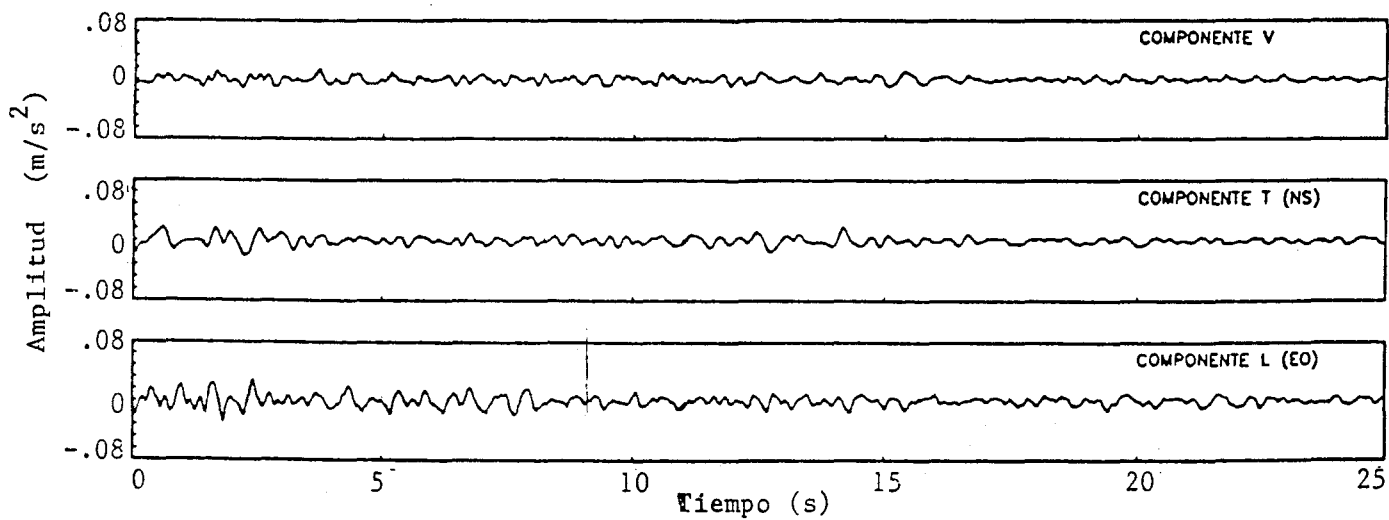


Fig 7. Acelerogramas del sismo F registrados en el punto T₂ del terreno

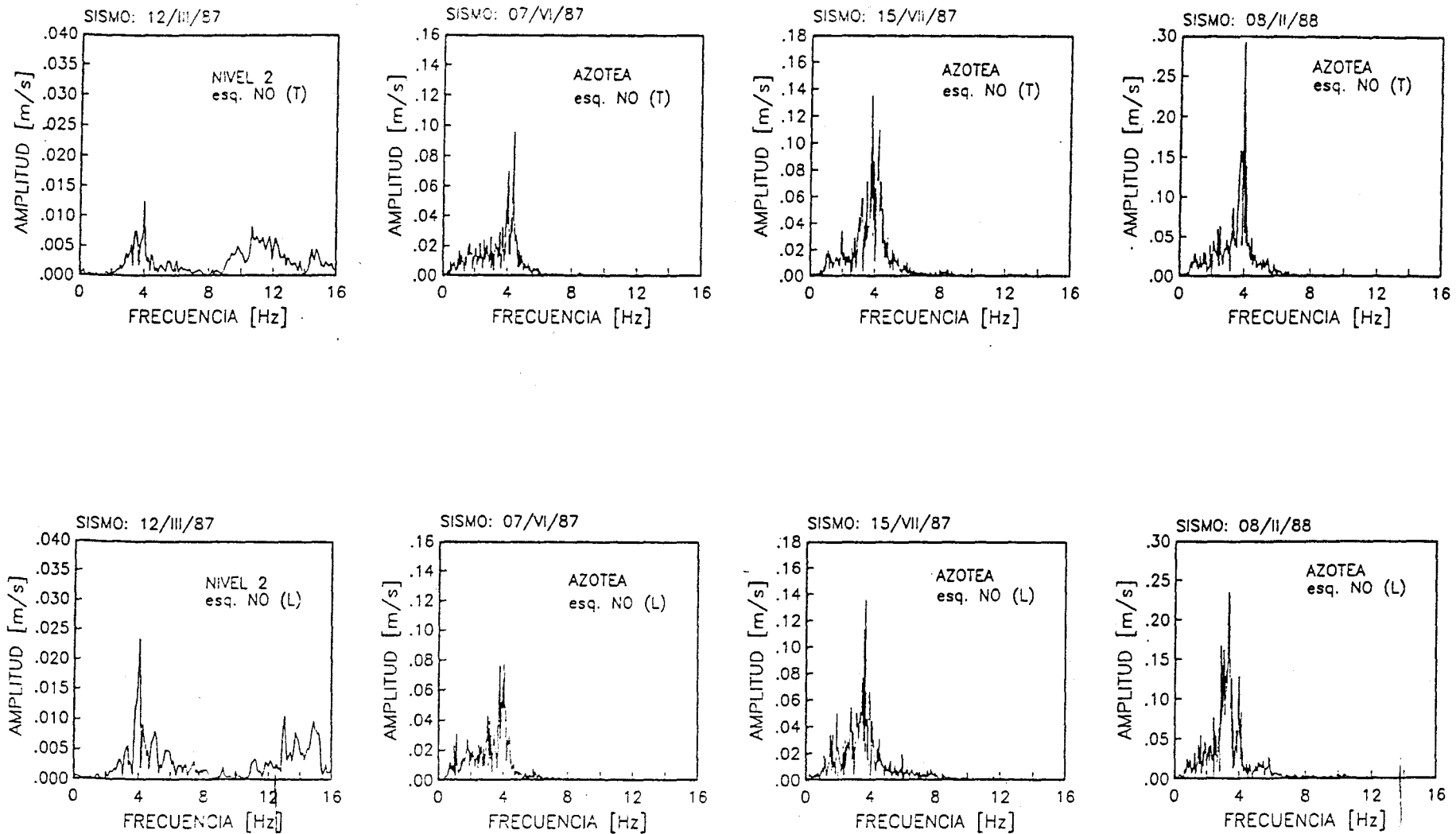


Fig 8. Comparación de los espectros de Fourier de los acelerogramas obtenidos en la esquina NO para los sismos A, B, E y F

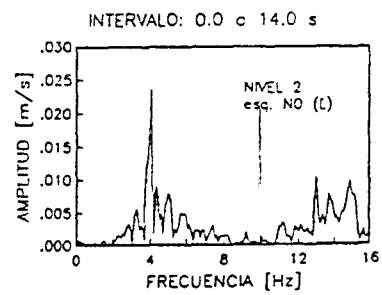
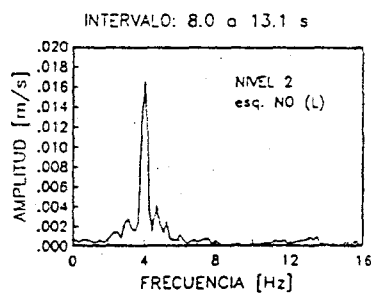
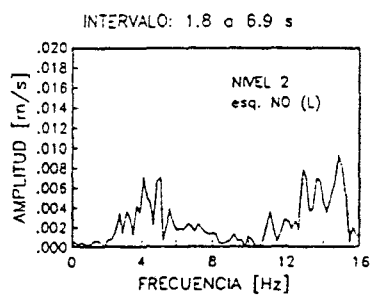
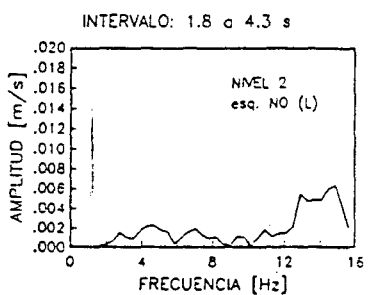
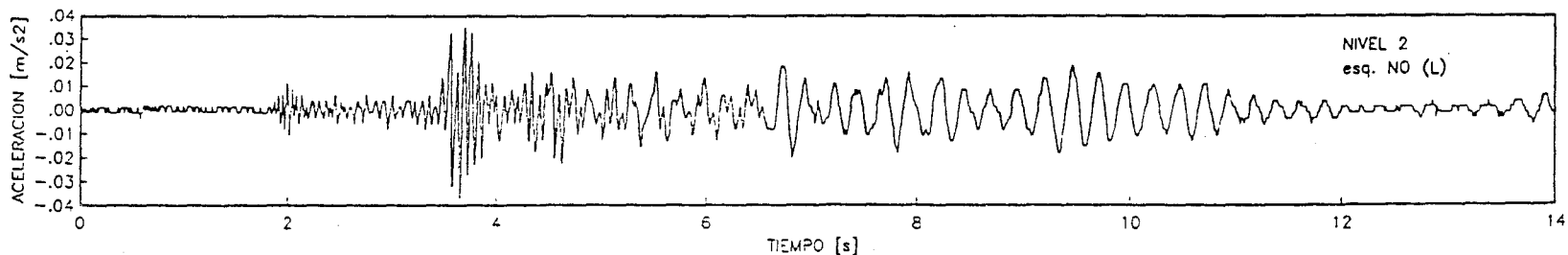
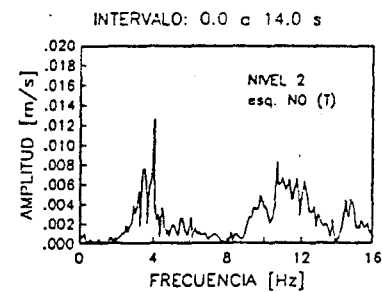
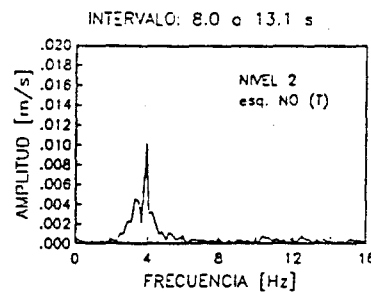
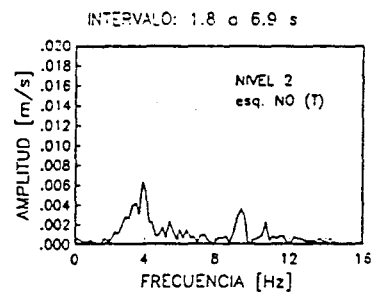
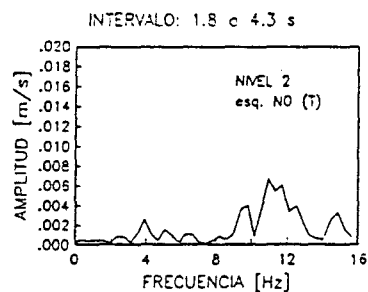
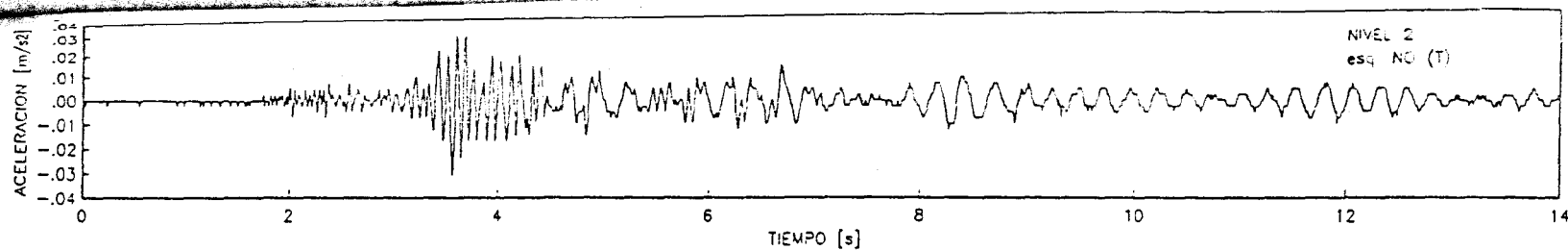


Fig 9. Comparación de los espectros de Fourier calculados para diferentes intervalos de tiempo de los acelerogramas del sismo A registrados en el segundo nivel esquina NO

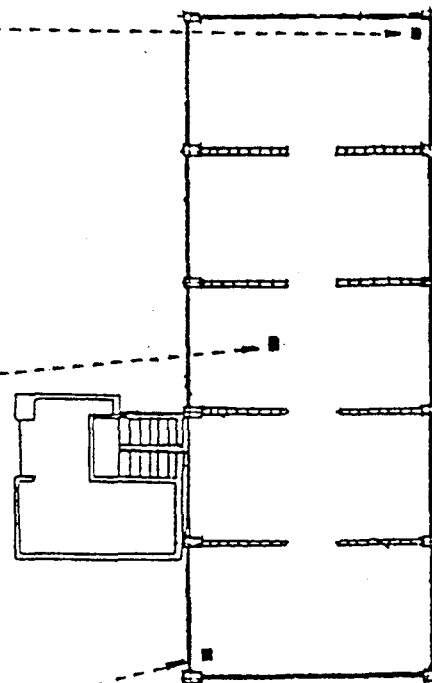
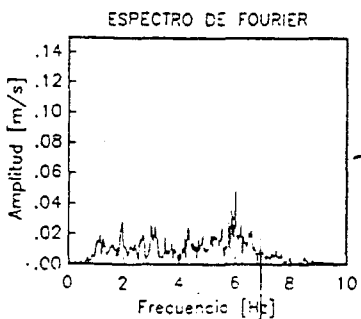
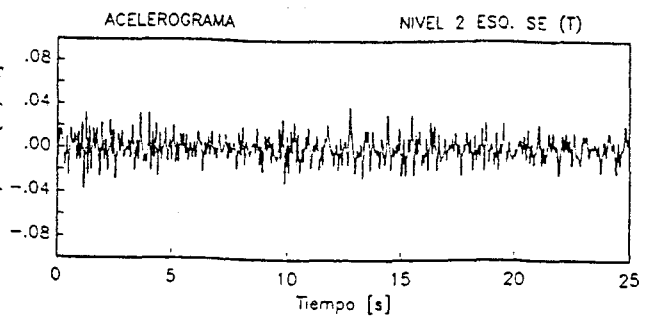
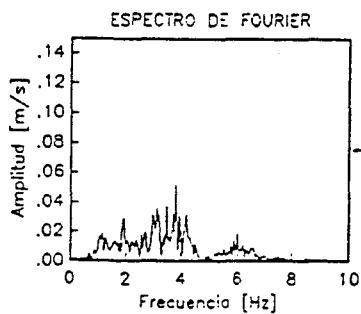
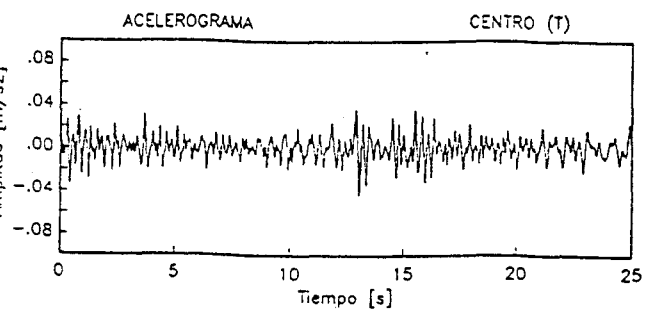
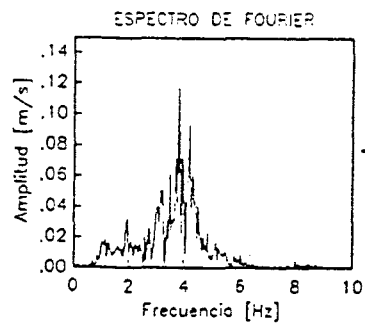
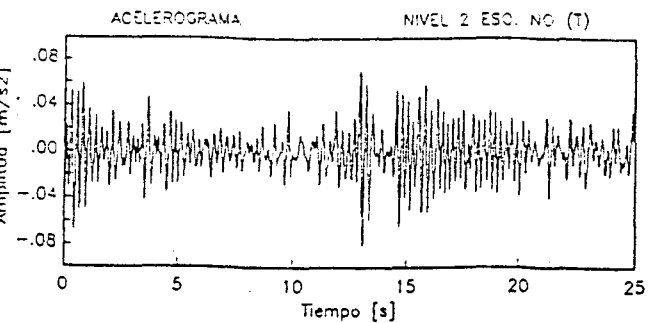


Fig 10. Comparación de los acelerogramas registrados en la azotea del edificio y sus espectros de Fourier, durante el sismo E en la dirección T

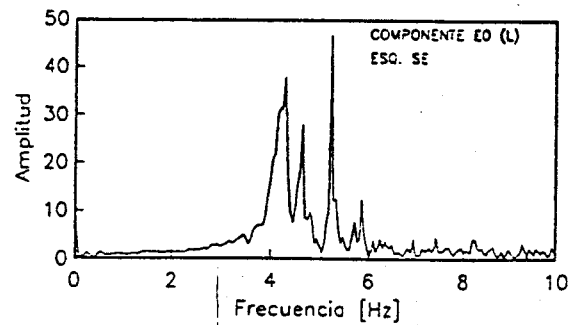
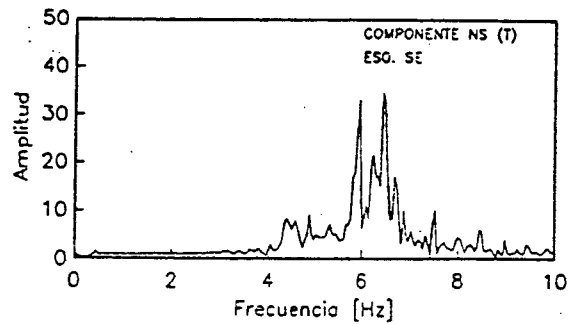
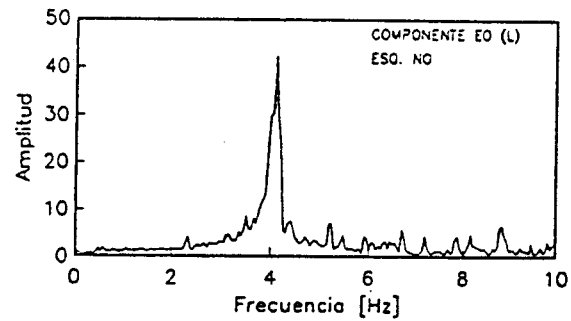
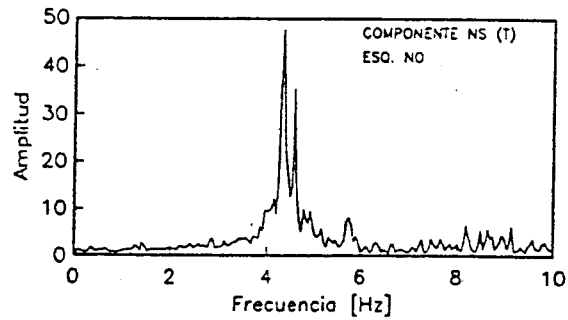
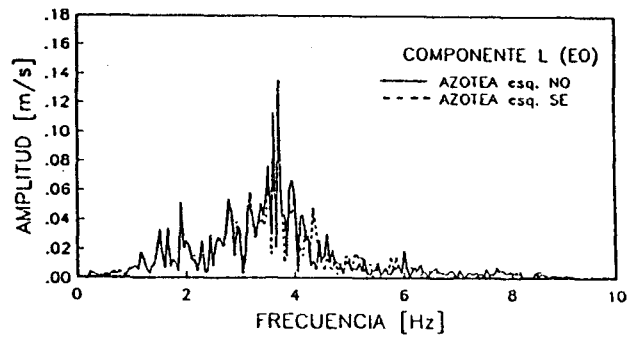
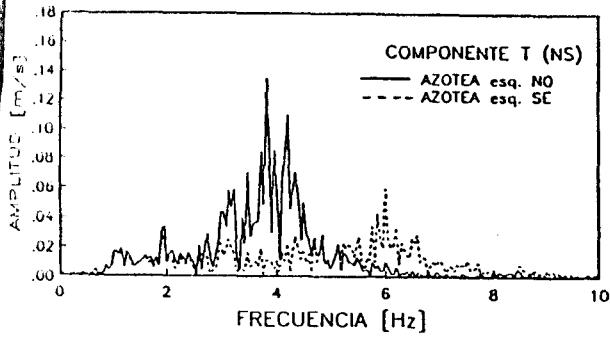


Fig 11. Funciones de transferencia obtenidas del cociente de los espectros de Fourier de azotea y planta baja de los acelerogramas del sismo B

ESPECTROS DE FOURIER

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
 DIVISIÓN DE GEOTECNIA Y SISMOLOGÍA
 CARACAS, VENEZUELA



FUNCIONES DE TRASFERENCIA

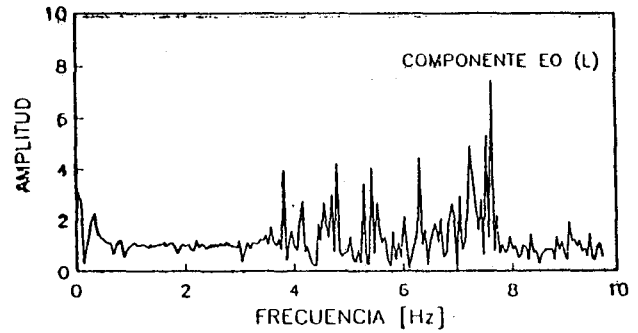
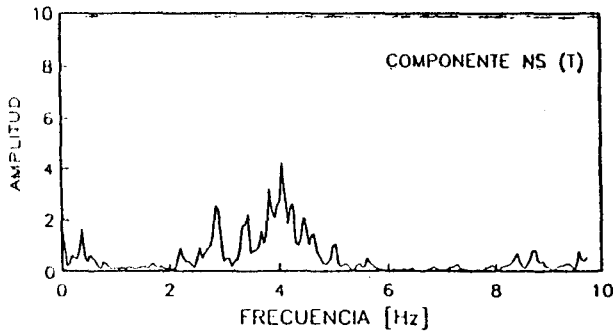
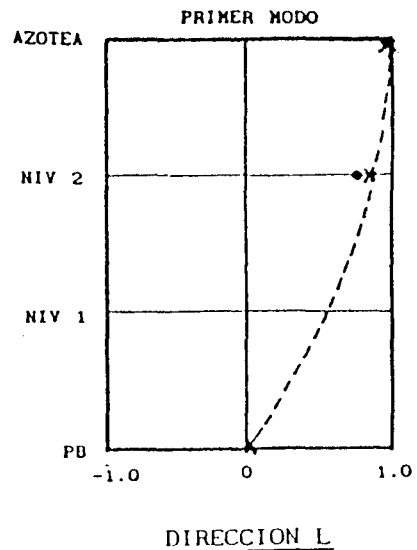
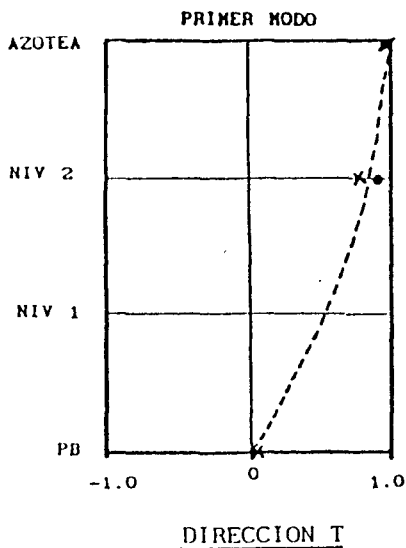


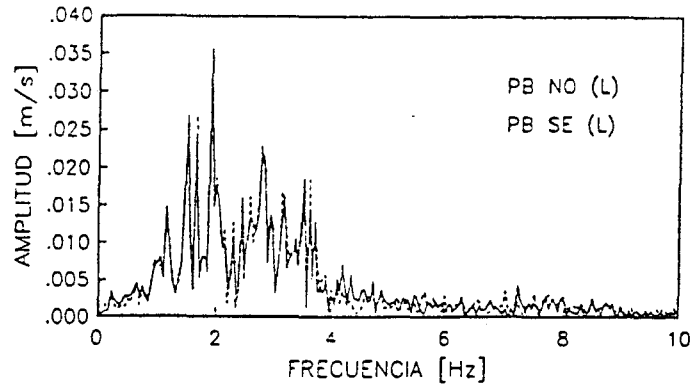
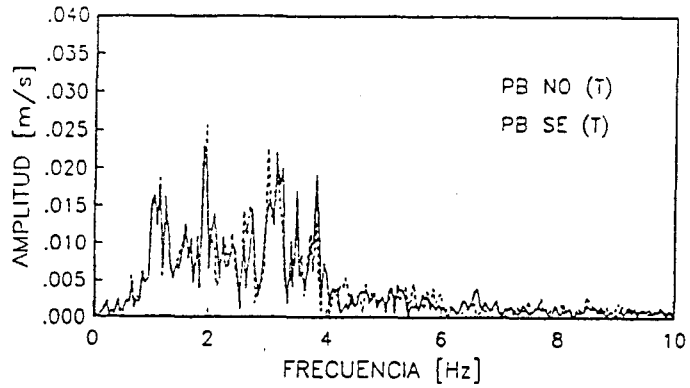
Fig 12. Comparación de los espectros de Fourier de la azotea y sus funciones de transferencia entre las esquinas NO y SE obtenidas de los acelerogramas del sismo E



x Valores obtenidos con los registros sísmicos.
 • Valores obtenidos en vibración ambiental
 --- Configuración modal analítica

Fig 13. Comparación de los valores experimentales y analíticos de las configuraciones modales fundamentales

ESPECTROS DE FOURIER



FUNCIONES DE TRASFERENCIA

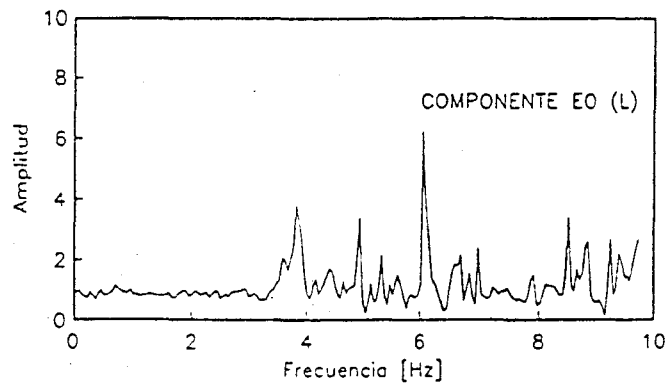
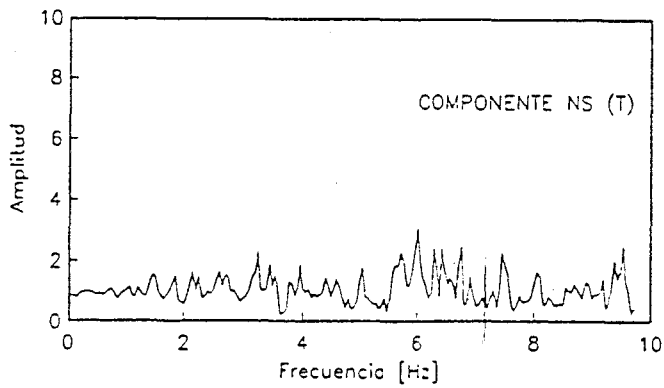
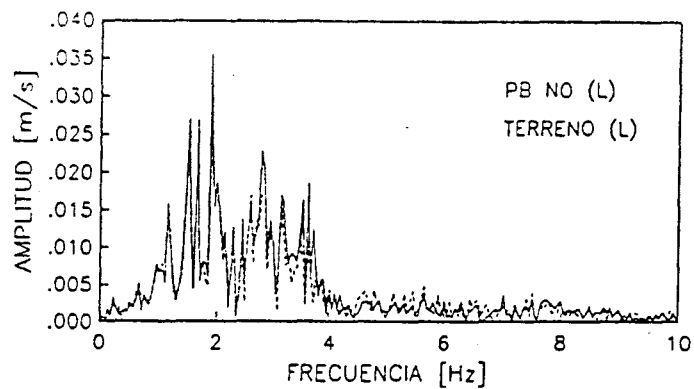
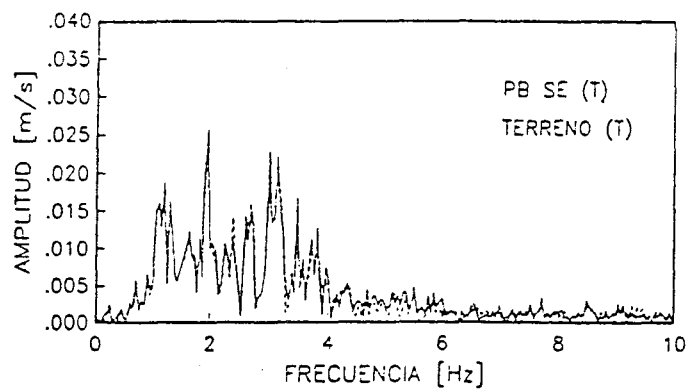


Fig 14. Funciones de transferencia obtenidas del cociente de los espectros de Fourier de planta baja esquinas NO y SE de los acelerogramas del sismo E

ESPECTROS DE FOURIER



FUNCIONES DE TRASFERENCIA

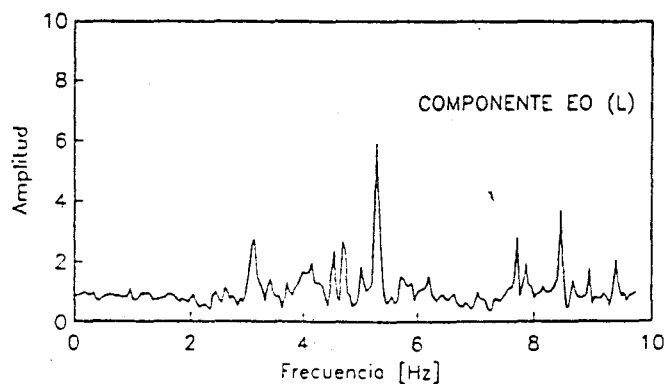
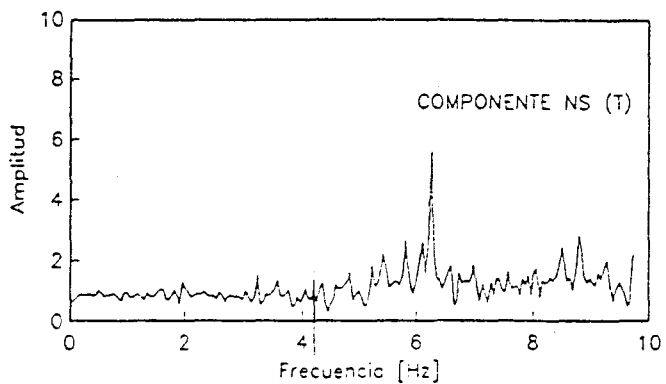
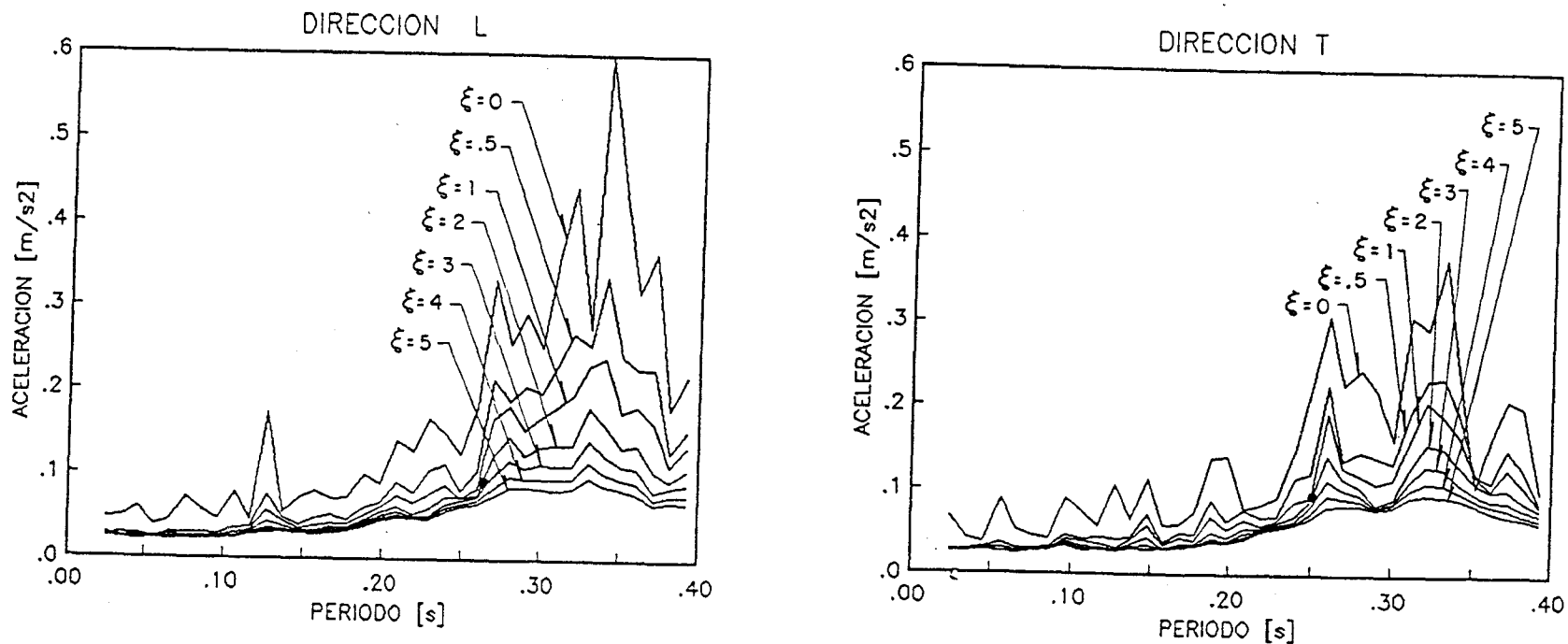


Fig 15. Funciones de transferencia obtenidas del cociente de los espectros de Fourier de planta baja y terreno de los acelerogramas del sismo E

ESPECTRO DE RESPUESTA SISMO 15-VII-1987 (PLANTA BAJA)



• Aceleración máxima registrada en la azotea

Fig 16. Espectros de respuesta calculados con los acelerogramas registrados en planta baja y terreno durante el sismo E. Los coeficientes de amortiguamiento están dados como porcentaje del valor crítico

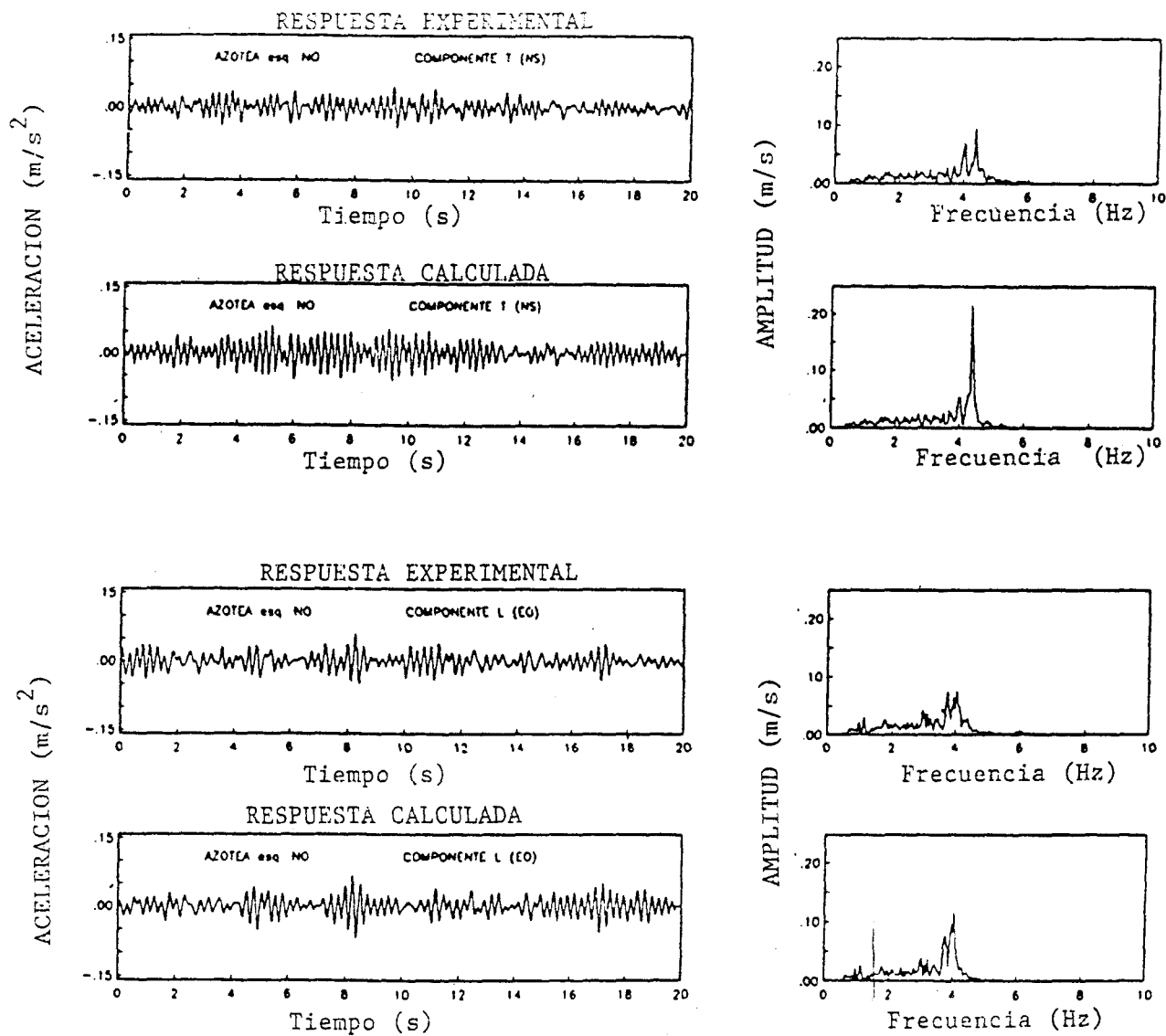


Fig 17. Comparación de la respuesta estructural obtenida experimental y analíticamente en la esquina NO de la azotea con el acelerograma de planta baja del sismo B

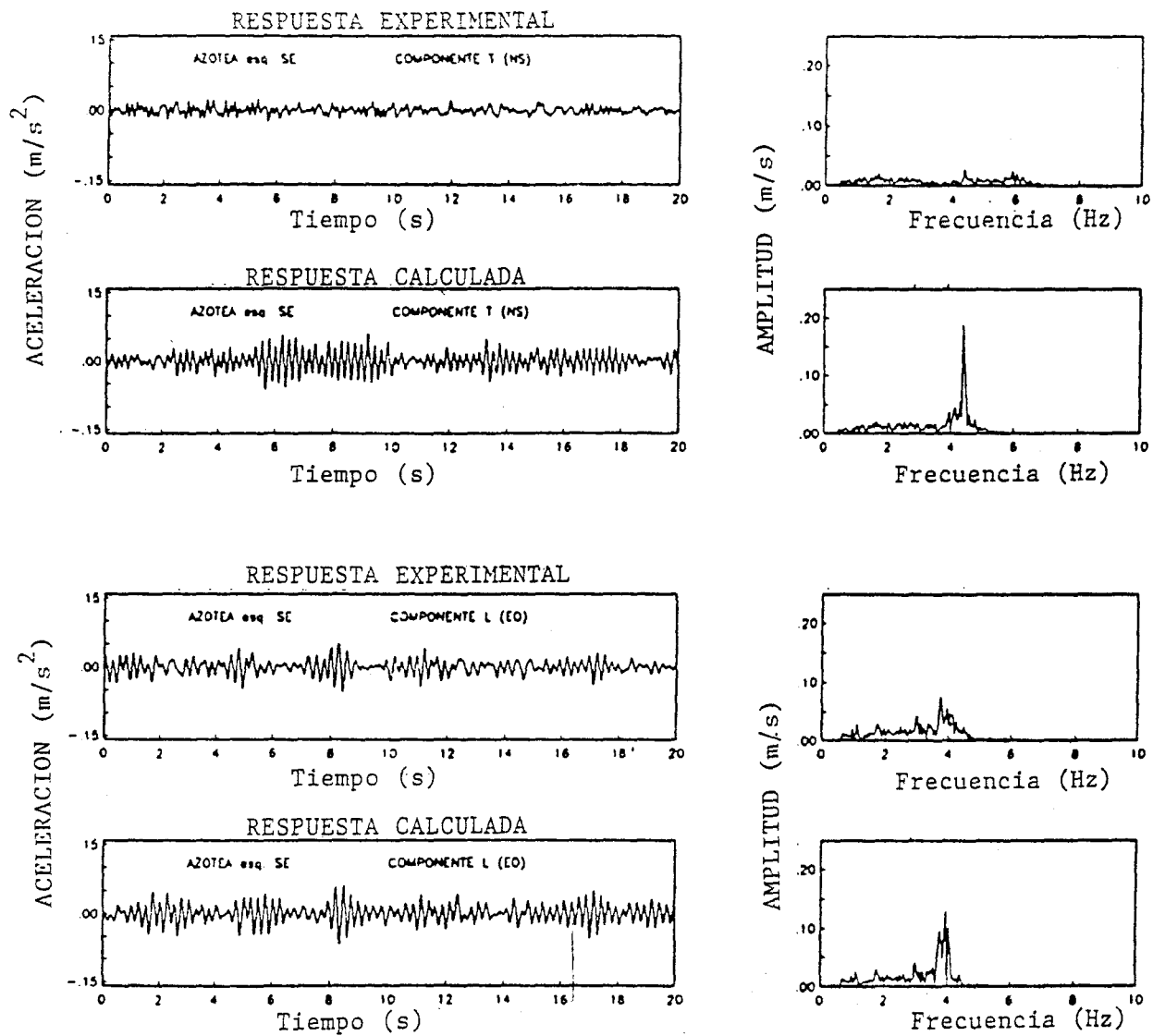


Fig 18. Comparación de la respuesta estructural obtenida experimental y analíticamente en la esquina SE de la azotea con el acelerograma de planta baja del sismo B

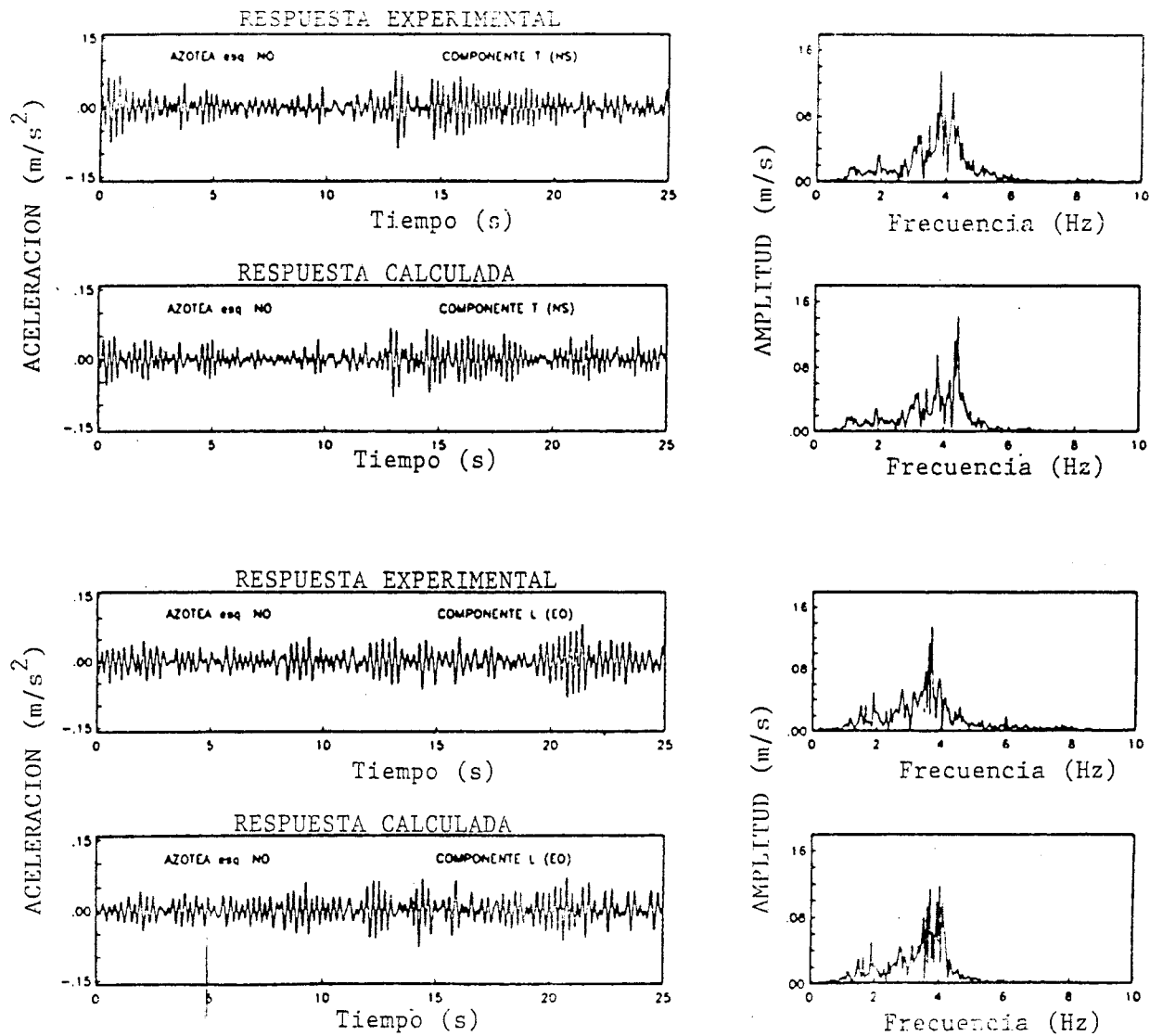


Fig 19. Comparación de la respuesta estructural obtenida experimental y analíticamente en la esquina NO de la azotea con el acelerograma de planta baja del sismo E

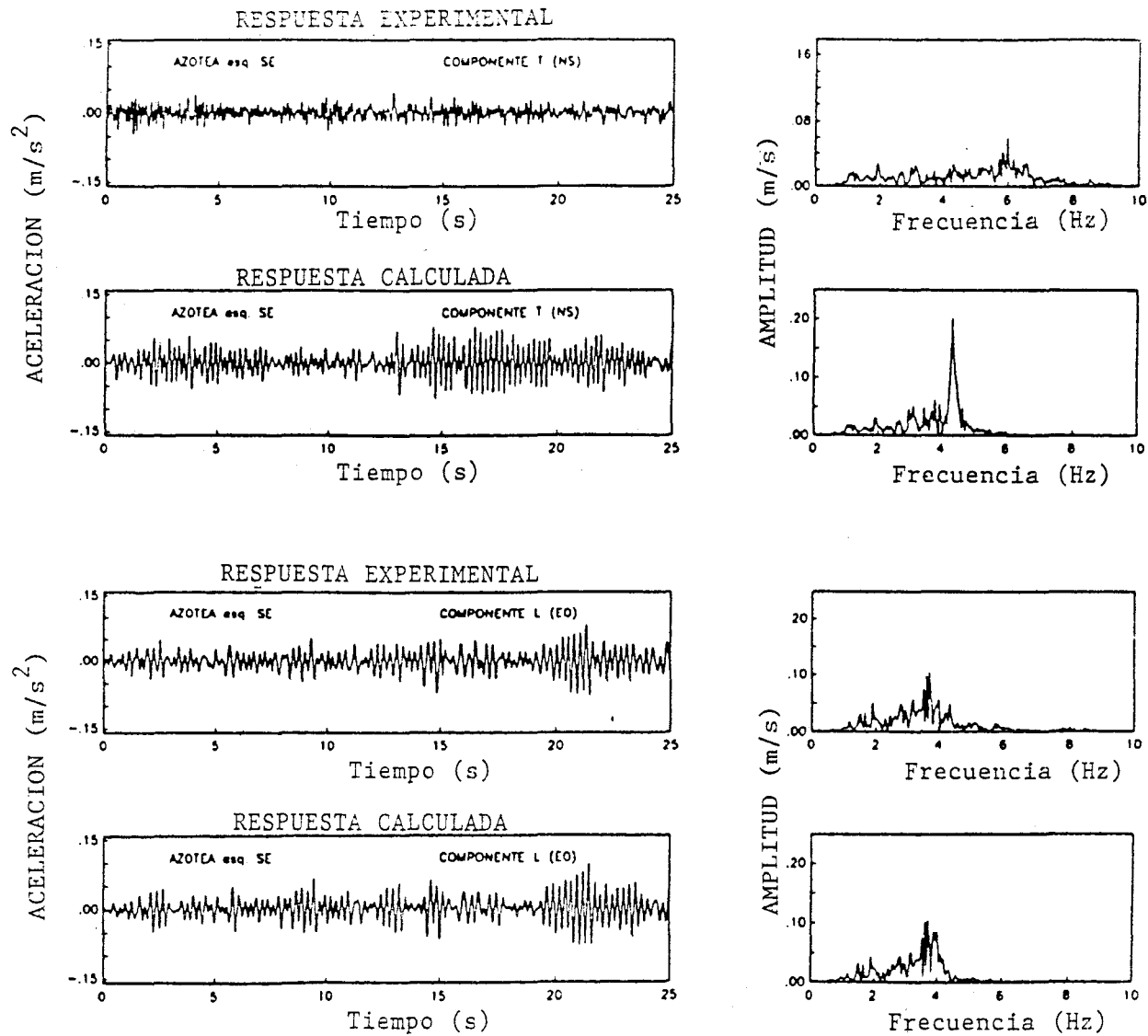


Fig 20. Comparación de la respuesta estructural obtenida experimental y analíticamente en la esquina SE de la azotea con el acelerograma de planta baja del sismo E

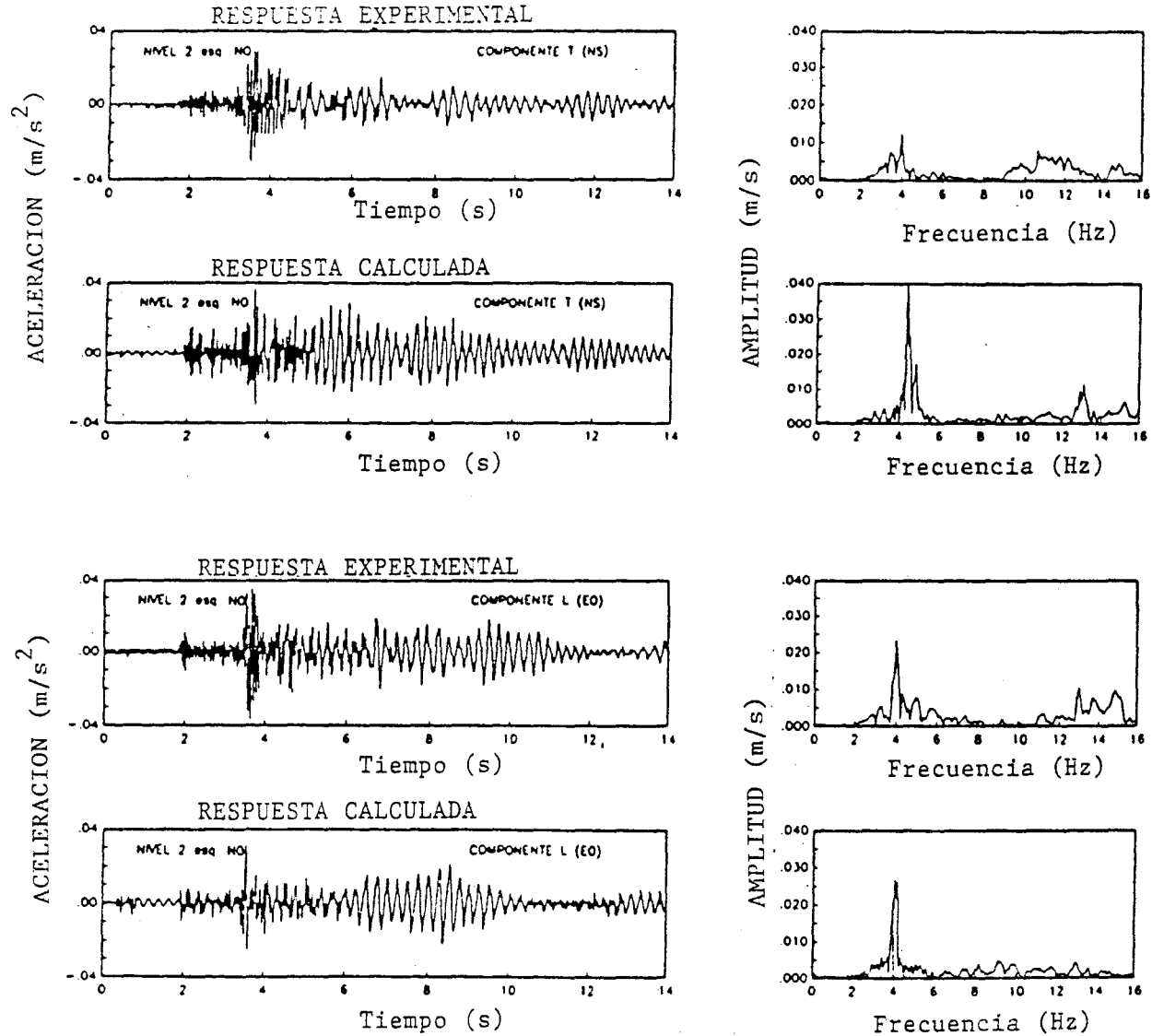


Fig 21. Comparación de la respuesta estructural obtenida experimental y analíticamente en la esquina NO de la azotea con el acelerograma del punto T₁ del terreno durante el sismo A

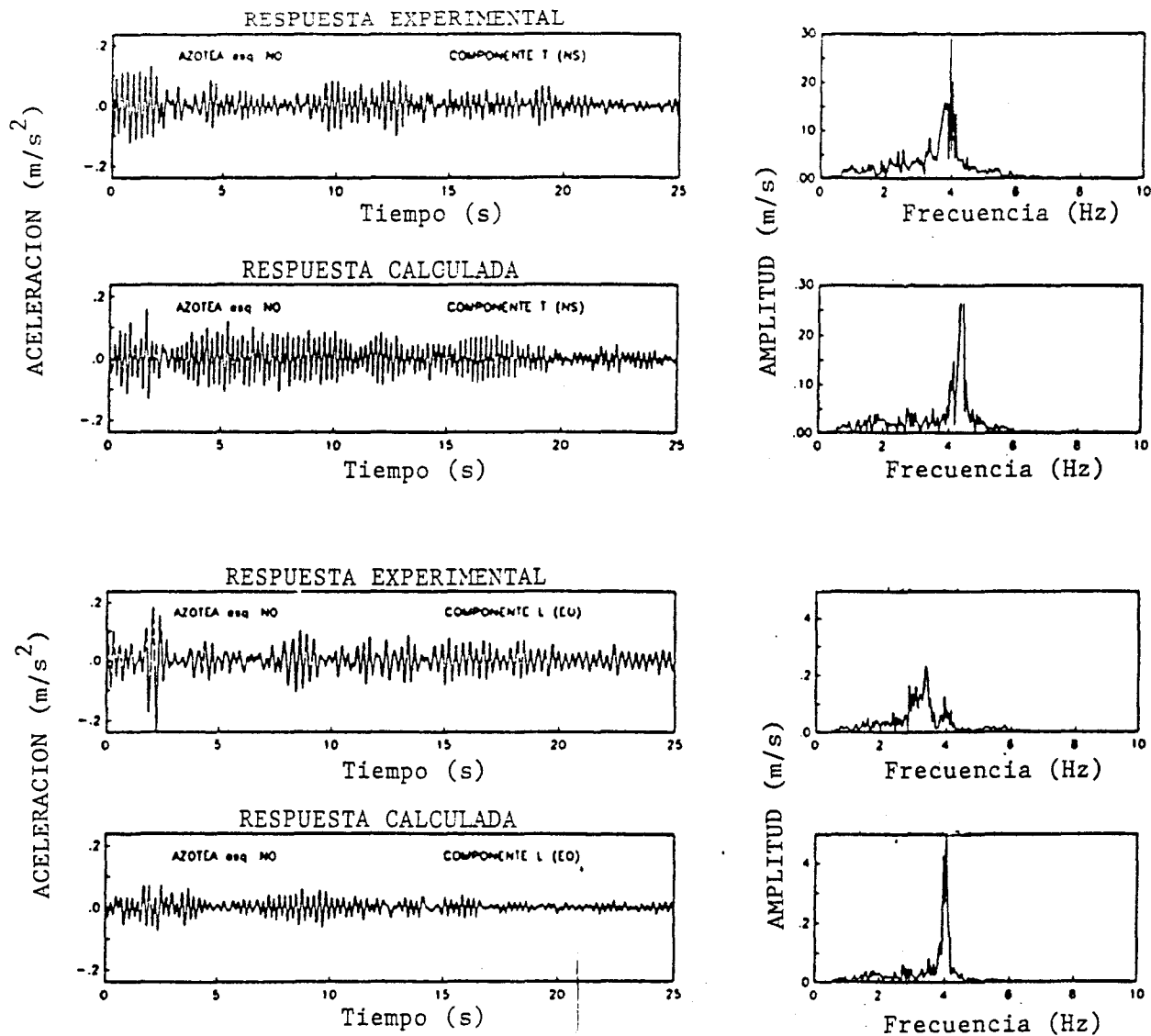


Fig 22. Comparación de la respuesta estructural obtenida experimental y analíticamente en la esquina NO de la azotea con el acelerograma del punto T₂ del terreno durante el sismo F