

01161



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

**"ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA REGISTRADA EN LA CATEDRAL
METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO"**

**TESIS QUE PRESENTA:
DARÍO RIVERA VARGAS**

**PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

275704

**TESIS DIRIGIDA POR:
DR. ROBERTO MELI PIRALLA**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A mi señora madre:

Micaela Vargas Aguilar

Quien siempre me ha apoyado y motivado, en los momentos más difíciles.

“No puede existir un lenguaje más universal y simple, más carente de errores y oscuridades, y por lo tanto más apto para expresar las relaciones invariables de las cosas naturales. Las matemáticas parecen construir una facultad de la mente humana destinada a compensar la brevedad de la vida y la imperfección de los sentidos”

Joseph Fourier

CONTENIDO

I.	INTRODUCCIÓN.....	1
	1.1 Antecedentes.....	1
	1.2 Objetivos de la tesis.....	3
	1.3 Alcance de la tesis.....	3
	1.4 Organización del texto.....	4
II.	DESCRIPCIÓN DE LA CATEDRAL.....	6
	2.1 Historia e ubicación.....	6
	2.2 Geometría y materiales.....	7
	2.3 Hundimientos diferenciales y proceso de corrección.....	8
	2.4 Instrumentación sísmica.....	10
III.	REGISTROS ACELEROGRÁFICOS.....	13
	3.1 Características de los sismos registrados.....	13
	3.2 Sismos seleccionados.....	14
	3.3 Procesamiento de los registros.....	15
IV.	ANÁLISIS DE LOS REGISTROS.....	17
	4.1 Análisis en el dominio de la frecuencia y en el dominio del tiempo.....	17
	4.2 Características del movimiento del terreno en el sitio.....	19
	4.3 Uniformidad de movimiento en la cimentación.....	22
	4.4 Interacción cinemática suelo-estructura.....	23
	4.5 Movimiento vertical de la cúpula.....	24
	4.6 Movimiento de la cubierta sobre las dos direcciones horizontales.....	26
	4.7 Movimiento de la torre sur-poniente.....	29
V.	EVALUACIÓN DEL MOVIMIENTO SÍSMICO DE LA TORRE SUR-PONIENTE.....	32
	5.1 Identificación de sistemas.....	32
	5.2 Comparación de respuestas, analítico contra registrado.....	38
VI.	CONCLUSIONES.....	40
	AGRADECIMIENTOS.....	43
	REFERENCIAS.....	44

TABLAS

FIGURAS

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Los daños que han sufrido los monumentos históricos de la ciudad de México, no se atribuyen principalmente al problema sísmico, sino a la alta deformabilidad del terreno en el que están apoyados. Debido a su gran peso, estas construcciones se han visto sometidas a grandes asentamientos, que han causado distorsiones, inclinaciones y fuertes agrietamientos en sus elementos estructurales, que han afectado de manera importante su seguridad sísmica (Meli y Sánchez, 1996).

La respuesta a los efectos sísmicos de los monumentos históricos presenta diferencias radicales con respecto a la de estructuras de edificios modernos, para los que existe una práctica de análisis sísmico bien establecida. Esta diferencia se deriva de la escasa resistencia en tensión de los materiales aunado a la falta de un proceso monolítico en los sistemas estructurales de los monumentos; además a la interacción de estructuras extraordinariamente masivas y rígidas como los monumentos históricos, con un suelo sumamente comprensible como la arcilla sobre la que están cimentadas, que modifica los efectos sísmicos con respecto a los que sufre un edificio típico. En términos generales, esta interacción reduce sustancialmente las acciones sísmicas sobre los monumentos históricos, y es la razón principal del comportamiento generalmente favorable que han tenido estos monumentos en la ciudad de México ante los sismos intensos que los han afectado a lo largo de los siglos. Una manera de visualizar el problema es considerar que una parte importante de la energía que el movimiento del suelo intenta introducir en

estructuras de esta índole es regresada al mismo tiempo al empezar a vibrar la estructura, lo cual da lugar a una reducción en la sacudida impuesta a la estructura (Meli y Sánchez, 1993).

Aunque los monumentos históricos de la ciudad de México han tenido un buen comportamiento ante los sismos que han afectado a esta ciudad en comparación con las estructuras modernas y aparentemente más resistentes a los sismos, no dejan de tener una reducida seguridad sísmica contra futuros sismos, ya que las fuerzas de inercia sufridas por sismos anteriores van debilitando la estructura, aunado a esto los hundimientos diferenciales que propician la pérdida de verticalidad y severos agrietamientos de los elementos estructurales, así como el deterioro del material a través del tiempo.

Dentro de los monumentos que se encuentran en la ciudad de México, el que más preocupa en cuanto a su seguridad estructural por el gran valor artístico y cultural que representa para el país, es la Catedral metropolitana la cual es motivo de estudio en este trabajo.

La problemática principal de este monumento radica en los considerables hundimientos de su cimentación. Los antecedentes históricos establecen que desde el inicio de la obra, sus constructores intentaron evitar este problema, colocando una amplia plataforma de cimentación que trabajaría en conjunto con una cama de pilotes cortos de madera. Sin embargo, lo que no percibieron los constructores fue el efecto que en la consolidación del subsuelo han tenido las pirámides y los templos del centro ceremonial azteca que se ubican en distintas partes del predio donde se edificó la Catedral. Debido a esto, el suelo bajo la cimentación tiene características muy diferentes de compresibilidad, lo que dio lugar a fuertes asentamientos diferenciales. Estos hundimientos obligaron a los constructores a realizar considerables correcciones en la geometría del templo; estas fueron necesarias después de los largos periodos de interrupción que tuvieron los trabajos de construcción.

En este siglo la velocidad de los hundimientos se incrementó en forma considerable por la creciente extracción de agua del subsuelo. Esto propició dos intervenciones de recimentación, que sólo lograron mejoras marginales, pero no impidieron el crecimiento de los hundimientos diferenciales que para 1989 habían alcanzado un máximo de 240 cm entre el ábside y la torre sur-poniente.

Actualmente el Instituto de Ingeniería de la UNAM, está colaborando en el programa de rehabilitación de este monumento, con el propósito de mejorar las condiciones de cimentación y la seguridad estructural.

Para apoyar las decisiones del programa de rehabilitación, se han realizado diversos estudios geotécnicos y estructurales, y se ha colocado una extensa instrumentación para monitorear la respuesta estructural y la variación de los hundimientos.

El monumento ha sobrevivido sin graves problemas a los fuertes sismos que han ocurrido desde su construcción; sin embargo, hay evidencias de agrietamientos en la cubierta ocurridos después de

grandes sismos como el de 1985 por citar alguno. En consecuencia, uno de los aspectos más preocupantes en cuanto a la seguridad estructural es el comportamiento sísmico. Aunque la estructura haya tenido un desempeño satisfactorio ante los sismos del pasado, no por ello se tiene una seguridad adecuada ante sismos futuros. Esto se ha podido observar en las columnas que sostienen a la nave central y, sobre todo, las cuatro columnas centrales que sostienen la cúpula, las cuales presentan fuertes desplomos que afectan su capacidad para soportar las cargas verticales; la excentricidad con que estas actúan se incrementa por los desplazamientos sísmicos y puede llevar a las columnas a condiciones críticas (Durán *et al*, 1997).

Con el propósito de evaluar el comportamiento sísmico del monumento y al mismo tiempo dar soporte a los análisis sísmicos realizados sobre modelos de elemento finito, se decidió colocar una red acelerométrica en 1996 con el apoyo del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), para medir la respuesta ante los frecuentes sismos que ocurren en México.

1.2 Objetivos de la tesis

Para apoyar los estudios en cuanto a la seguridad estructural, en especial con el comportamiento sísmico del monumento, este trabajo persigue los siguientes objetivos:

- Recolectar y organizar información acelerográfica. Esto implica la obtención y clasificación, de los acelerogramas que registró la red acelerográfica de la Catedral metropolitana, de enero de 1997 a junio de 1999.
- Procesamiento de señales. Con esto se busca en primera instancia, practicarles a las señales corrección de línea base, filtrarlas y verificar que estén en fase. Posteriormente se obtienen representaciones de la respuesta en el dominio de las frecuencias como son, espectros de amplitudes de Fourier y de respuesta, así como la evaluación de funciones de transferencia; en tanto que en el dominio del tiempo se evalúan desplazamientos relativos.
- Estudio e interpretación de los registros. Una vez procesada la información acelerográfica, se está en condiciones de poder interpretar los registros sísmicos, lo cual da lugar a poder emitir una evaluación sobre el comportamiento sísmico del monumento.

1.3 Alcance de la tesis

En un principio se contempló trabajar con 15 sismos registrados por la red acelerográfica de la Catedral metropolitana, que abarcan del 11 de enero de 1997 al 21 de junio de 1999 (que corresponden al

primero y último sismo registrado, respectivamente), pero como más adelante se verá solo se analizarán algunos de estos registros.

En este trabajo se estudian los aspectos más relevantes con relación al movimiento del terreno en el sitio, la interacción cinemática suelo-estructura, el movimiento de la cimentación, la vibración vertical de la cúpula, el movimiento fuera del plano de las fachadas sur y poniente, así como el movimiento de la torre sur poniente. El análisis de estos aspectos se hace tanto en el dominio de la frecuencia como en el dominio del tiempo. La obtención de los espectros de respuesta y de Fourier considera una respuesta lineal de la estructura, por lo que no se toma en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura.

En la medida de lo posible se busca comparar los resultados obtenidos en este trabajo con los que se han evaluado en modelos de elemento finito (Sánchez *et al*, 1998) y pruebas de vibración ambiental (Fundación Javier Barros Sierra, 1991), en los cuales se ha analizado la respuesta sísmica del monumento, obteniendo formas modales y frecuencias de vibración de la estructura.

1.4 Organización del texto

En el capítulo II se hace una descripción de la catedral en cuanto a su historia así como una breve descripción del tipo de suelo sobre el que está apoyada. Posteriormente, se comenta sobre la geometría y el material que prevalece en este monumento. También se habla sobre los hundimientos diferenciales y el proceso de corrección geométrica a que ha sido sometido el inmueble. Por último, se describe la instrumentación sísmica de este monumento.

En el capítulo III se presenta una descripción de las características principales de los registros sísmicos que se han obtenido en la Catedral. Así mismo se comenta sobre la selección de los sismos para analizar problemas específicos del monumento y la metodología que se siguió para el procesamiento de los mismos.

En el capítulo IV se comentan los resultados obtenidos del análisis de los registros sísmicos, abordando problemas relacionados con las características del movimiento del terreno en el sitio, movimiento de la cimentación, la interacción cinemática suelo – estructura, movimiento vertical de la cúpula, movimiento de traslación horizontal de las fachadas sur y poniente, y el movimiento de la torre sur – poniente.

El capítulo V describe en forma específica la evaluación del movimiento sísmico de la torre sur-poniente. Se comentan los estudios relacionados con la identificación de sistemas a partir del desarrollo de un modelo relativamente simple de dos grados de libertad, así mismo se comenta la comparación de la respuesta calculada contra la observada; por último, con base en las propiedades dinámicas obtenidas

del estudio de identificación de sistemas, se hace una evaluación sobre el comportamiento sísmico de la torre sur-poniente.

En el último capítulo se presentan los comentarios y conclusiones de este trabajo, así como las recomendaciones de investigación para trabajos futuros.

CAPÍTULO II

DESCRIPCIÓN DE LA CATEDRAL

2.1 Historia e ubicación

La construcción de la Catedral metropolitana se inició en 1573 y se prolongó por 240 años para su total terminación.

Durante 42 años (1573 – 1615), se hicieron los cimientos, se levantaron los muros exteriores (menos el de fachada sur) y los transversales de las capillas a más de la mitad de la altura; todas las columnas estaban levantadas, algunas hasta los capiteles y otras hasta los dos tercios de su altura. En 1625 se cerró la capilla que ocupa actualmente la Sacristía cerrándose también las cuatro primeras capillas. Entre 1653 y 1660 se construyó con mampostería la bóveda definitiva de la nave principal, desde el ábside hasta el crucero. Y en el año de 1667, se concluyó todo el interior del templo, las bóvedas centrales y la cúpula.

Durante el resto del siglo XVIII se concluyeron los seis contrafuertes de la fachada principal y los botareles que dan estabilidad a los muros que reciben las bóvedas de la nave mayor. Después de estas obras, prácticamente, no se hizo trabajo alguno durante el siglo XVIII, hasta que en enero de 1787 se comenzaron las actuales torres.

Finalmente, el 17 de junio de 1813 quedó el templo concluido y declarado como el máximo de la Nueva España y de la América, por fastuosidad y proporciones (Peña, 1995). En la fig 1 se muestra la fachada principal de este monumento.

La Catedral metropolitana se ubica en el Centro Histórico de la ciudad de México, en donde el suelo es altamente deformable. La estratigrafía del suelo sobre el cual se apoya este monumento se muestra en la fig 2. En dicha figura se puede ver que la capa superior está constituida por rellenos arqueológicos que sobreyacen a un estrato arcilloso blando y a la costra superficial; debajo de ella aparece la primera serie arcillosa superior, la formación está intercalada con estratos de arenas y limos; una sucesión de materiales duros, arenas y arenas limosas, constituyen la primera capa dura, debajo de ella está la segunda formación arcillosa y abajo los depósitos profundos. Las diferencias entre los espesores de los estratos de arcilla son resultado de la aplicación de sobrecargas impuestas por las edificaciones prehispánicas, las cuales han producido cambios en su compresibilidad. El estudio de la estratigrafía realizado al frente de la Catedral, ha permitido establecer que el suelo de la Catedral presenta mayor resistencia en la parte central y menor resistencia en los costados; esta situación ha propinado que la Catedral se incline hacia el Poniente y el Sagrario hacia el Oriente (Tamez *et al*, 1995).

2.2 Geometría y materiales

La Catedral metropolitana de la ciudad de México tiene forma de cruz latina y se encuentra orientada de Norte a Sur. Las dimensiones, incluyendo muros, son de 127 m de largo por 58 m de ancho y 61 m de altura, medida esta última desde el nivel de plintos hasta la punta de las cruces localizadas en las torres. En la fig 3 se muestra una vista en planta de la Catedral metropolitana.

El templo se divide en cinco naves: la central, dos procesionales o de tránsito, y dos cerradas y divididas por capillas que circundan y terminan el edificio por los costados.

La cubierta de la nave principal está constituida por una bóveda cilíndrica longitudinal que descansa sobre arcos torales, y que está interceptada por bóvedas cónicas transversales para formar los llamados lunetos.

Desde su planta se levantan treinta y seis columnas. Veinte están adosadas a muros, constituyendo solamente semicolumnas. Las restantes, aisladas, a una altura de 13.5 m reciben los arcos de las naves laterales, después suben hasta los 19.3 m para sustentar los arcos de la nave central. Sobre estas columnas se apoyan 42 arcos sobre los cuales descansan bóvedas cilíndricas y cúpulas de geometría esférica (Meli y Sánchez, 1993).

El monumento fue desplantado sobre un basamento constituido por una retícula de contratrabes de mampostería de 3.6 m de peralte, que se apoya sobre un pedraplén de mampostería de aproximadamente 1.0 m de espesor. El pedraplén descansa sobre una plantilla de 30 cm de espesor que sirve de cabezal a una retícula de estacones de madera de 20 cm de diámetro y de 2 a 3 m de longitud, espaciados a cada 60 cm (fig 4).

El material primario de construcción es una mampostería heterogénea constituida por tezontle y piedra basáltica, aglutinadas por un mortero de cal y arena. El conjunto forma una especie de concreto ciclópeo cuya composición varía según el elemento estructural. En el pedraplén se emplearon piedras basálticas de gran tamaño con ausencia casi total de tezontle; con algunas piedras de dimensiones pequeñas. En las bóvedas el tamaño de las piedras de tezontle disminuye y desaparecen prácticamente las piedras de basalto denso. El material resulta más ligero que la mampostería normal, sobre todo el de los techos, tiene una resistencia a compresión elevada y una resistencia a tensión superior a la de la mampostería de ladrillo debido a la ausencia de planos débiles constituidos por las juntas de mortero (Meli y Sánchez, 1993).

La mampostería de sillares de piedra (chiluca) se empleó para los elementos que debían soportar esfuerzos de compresión particularmente elevados (columnas y arcos); así como, para otros que tienen a la vez fines estructurales y decorativos.

De acuerdo al estudio realizado por Luna (1995), los sillares de las columnas tienen un arreglo que se repite en hiladas alteradas y que deja un hueco central que se rellenó con una mampostería pobre, la altura de cada hilada de sillares es de aproximadamente 60 cm (fig 5). La calidad de la piedra empleada disminuye notablemente con la altura de las columnas.

2.3 Hundimientos diferenciales y proceso de corrección

Desde la construcción de sus cimientos, la Catedral metropolitana ha venido sufriendo hundimientos diferenciales, además del hundimiento regional que experimentó el suelo sobre el cual ha sido desplantada. Esto se ha atribuido a dos factores primordiales; por un lado al enorme peso del inmueble y a la baja capacidad de carga del suelo; por otro lado se atribuye a la preconsolidación del suelo debido a las construcciones aztecas, en donde la ubicación y dimensiones de los monumentos prehispánicos, indujeron esfuerzos de preconsolidación variable en las arcillas blandas subyacentes, causando zonas de compresibilidad desigual, lo cual dio origen al desarrollo de asentamientos diferenciales desde el inicio de la construcción (Tamez *et al*, 1995).

Los hundimientos diferenciales empezaron desde la colocación del pedraplén sobre la retícula de estacones, incrementándose éstos con el levantamiento de muros de mampostería. Ante esta

problemática, los constructores se vieron en la necesidad de incrementar la longitud de algunas columnas y muros para corregir los desniveles que presentaba la construcción, tal como se ilustra en la fig 6 (Peña, 1995).

En diciembre de 1989, se alcanzó un hundimiento diferencial máximo de 2.40 m, entre el altar mayor y la torre poniente. Como consecuencia de los propios asentamientos, las columnas y muros presentaron fuertes desplomos.

Para contrarrestar el crecimiento de los asentamientos diferenciales y evitar que éstos provocaran un incremento de desplomos en elementos estructurales que pudieran rebasar las condiciones de equilibrio, se utilizó la técnica de subexcavación.

Con la técnica de subexcavación se pretendió realizar una corrección geométrica al monumento en conjunto con el Sagrario, con el fin no sólo de eliminar parte de los hundimientos diferenciales, sino principalmente, de producir movimientos que favorecieran la estabilidad estructural de ambos edificios. Destacan entre estos movimientos, la reducción en el desplomo de las columnas de la nave central y de las torres de la fachada Sur, el cierre de la nave central, principalmente al Norte del crucero y el cierre de algunas grietas. Se buscó la estabilidad de los edificios, no sólo ante el efecto de las cargas gravitacionales, sino también ante los sismos que puedan afectarlos en el futuro y los hundimientos diferenciales adicionales que van a seguir sufriendo, principalmente por la extracción de agua del subsuelo (Meli y Sánchez, 1994).

La técnica de subexcavación consistió en hacer descender las partes altas respecto a las bajas, como consecuencia de la extracción lenta y controlada del suelo en que se apoya la cimentación. Para ello, se construyeron 30 lumbreras a partir de las cuales se realizaron las extracciones del suelo por medio de radiaciones. Como parte complementaria de este proceso se implementaron pilotes de fricción negativa en el exterior del perímetro norte de la Catedral y en el oriente del Sagrario, para frenar temporalmente, la velocidad de hundimiento de esos sectores.

La subexcavación se desarrolló con apoyo de un sistema de apuntalamiento preventivo que evitará cualquier daño estructural. Este apuntalamiento fue a base de torres y arcos formados por tubos y conectores, colocados de tal manera que permitieron el uso del templo. Adicionalmente, se colocaron tirantes para restringir la posible abertura de los arcos de las naves principales y procesionales y se realizaron otros refuerzos locales, como el zuncho de las seis columnas más críticas para protegerlas contra alguna posible sobrecarga durante el proceso.

Este proceso que comenzó en agosto de 1993 se dio por terminado en mayo de 1998. Después de los trabajos de subexcavación se consideró que la estructura mejoró sus condiciones de seguridad con respecto a la situación que se comentó previamente (Meli y Sánchez, 1998). Así también se consideró

que sólo se pudieron subsanar parcialmente algunas de las debilidades de la estructura. Esto llevó a estudiar medidas de refuerzo para mejorar el comportamiento estructural del edificio, así como a la inyección de mortero en el suelo donde está apoyada la Catedral metropolitana. El proceso de inyección de morteros se inició en septiembre de 1998, aplicándolo principalmente en la parte sur-poniente de la Catedral y del Sagrario, dicho trabajo concluyó en septiembre de 1999 con la inyección en la parte norte de la Catedral.

La inyección de morteros tuvo como objetivo endurecer las partes más blandas del subsuelo de la Catedral, para hacer más uniforme la deformabilidad del suelo y así reducir los hundimientos diferenciales que prevalecen en el inmueble a consecuencia del hundimiento regional, el cual seguirá presentándose en el valle de México (TGC Ingeniería, 1997). Es posible que la aplicación de este proceso produzca alguna modificación en la respuesta sísmica del terreno durante sismos futuros; en consecuencia la Catedral puede experimentar una respuesta diferente a la evaluada en este trabajo, el cual no consideró sismos que ocurrieran, durante y después, de la inyección de mortero en el subsuelo de la Catedral. Por lo anterior será recomendable mantener instrumentada la Catedral metropolitana para identificar los cambios que pueda tener en su respuesta sísmica ante este proceso de endurecimiento del terreno.

2.4 Instrumentación sísmica

La red de acelerógrafos está integrada por registradores de alta resolución, modelo K2, fabricados por Kinematics. El K2 posee una resolución de 19 bits y un rango dinámico de 114 dB. Los registros se graban en una memoria de estado sólido utilizando tarjetas PCMCIA con capacidad de 5 Mbytes de información en archivos con formato DOS, y pueden ser recuperados a través de un puerto serial utilizando una computadora portátil.

Cada instrumento cuenta con un sensor que se compone de 3 acelerómetros de fuerza balanceada que convierten la aceleración del suelo en una señal de voltaje, que más tarde es transformada a palabras digitales mediante un convertidor analógico – digital (A/D). Únicamente se graba en la memoria cuando la aceleración rebasa un umbral determinado, momento en que se activa o dispara el instrumento y lo hace durante un tiempo previo y posterior a dicho disparo. El algoritmo de disparo consiste en un filtro IIR con un ancho de banda de 0.1 a 12.5 Hz, cuya salida es comparada con el umbral previamente seleccionado. La alimentación del equipo proviene de un cargador externo conectado a la línea de CA y adicionalmente cuenta con baterías internas que proporcionan un respaldo de hasta 48 horas de alimentación en caso de fallar el suministro externo. Todos los parámetros de configuración del instrumento así como la extracción de la información se realiza utilizando una computadora conectada al puerto serie del equipo.

Se integraron los acelerógrafos para operar con un disparo común y una señal de tiempo común. Uno de los instrumentos opera como maestro y activa al resto de los equipos; de esta manera se obtienen

registros en sincronía. A su vez, el maestro cuenta con sistema de tiempo GPS que sirve como referencia de tiempo para el resto de los equipos de la red; esto se logra grabando el pulso de disparo proveniente del maestro en un canal de tiempo del K2 llamado IRIG, de tal manera que para los equipos sin sistema GPS el tiempo se corrige tomando como referencia el pulso de disparo generado por el maestro. Para hacer esto, la línea de disparo se conectó también a la entrada del canal de tiempo. Adicionalmente, se diseñó e instaló un circuito que suministra la corriente necesaria en caso de tener grandes distancias entre los equipos. El esquema anterior tiene la ventaja de utilizar una sola línea física de interconexión entre todos los equipos de la red, tanto para el disparo como para la referencia de tiempo.

Por diversas razones el arreglo de los instrumentos se modificó en varias ocasiones; así la instrumentación sísmica de la Catedral puede describirse en las siguientes tres etapas.

La primera etapa cubrió los sismos de enero a julio de 1997; en ella para estudiar el movimiento de la cimentación en el nivel del sótano se colocaron tres equipos en el área de criptas: en el lado sur, norte y al centro; el instrumento de terreno libre se ubicó a un costado de la entrada oeste de la Catedral; para comprender el movimiento de la cubierta a nivel de las cúpulas, en la azotea se instalaron cuatro instrumentos, al costado sur, en la cúpula central y en el lado norte, así como un instrumento en la columna oeste en el mismo nivel de las cúpulas (fig 7a).

Para la segunda etapa que abarcó los temblores de diciembre de 1997 a mayo de 1998, se movieron los registradores del norte y sur del nivel de criptas y se instalaron en la parte alta y en la base del campanario de la torre sur-poniente (fig 7b); esto se realizó para tener una evaluación más completa de la respuesta estructural de la Catedral, ya que el movimiento relativo de su cimentación había quedado claro.

En la tercera etapa que abarcó los sismos de junio de 1999 se quitaron cinco registradores de esta red; por requerirlos en la instrumentación de otros edificios. Por ello sólo quedaron tres aparatos, el de azotea centro, torre baja y torre alta.

Todos los instrumentos se conectaron entre sí utilizando cable coaxial RG-58, mientras que para la alimentación se instaló cable de CA (corriente alterna) de tres hilos utilizando una fuente común tomada desde la caseta en terreno libre. Cabe mencionar que la distancia total entre equipos es de más de 400 m. Debido al difícil acceso a lo alto de la torre del campanario oeste, se decidió instalar una línea de comunicación serial para realizar la revisión e interrogación del instrumento de manera remota desde la base de la torre.

En todas las etapas de la instrumentación sísmica de la Catedral, se seleccionó como maestro al instrumento de la base de la cúpula mayor (Azotea centro, AC), el cual transmite la señal de disparo al resto de los acelerógrafos de la red. Además del disparo extremo, cada uno de los equipos tiene la

posibilidad de activarse por si mismo al detectar un movimiento local superior al umbral de disparo. Se seleccionó inicialmente un umbral de disparo de 2 gal para el maestro y 4 gal para el resto de los equipos, pero más tarde se modificó a 1 y 2 gal respectivamente. Para la punta de la torre el umbral es de 4 gal, debido a que éste presenta amplificaciones considerables (Ortega *et al*, 1998).

CAPÍTULO III

REGISTROS ACELEROGRÁFICOS

3.1 Características de los sismos registrados

De enero de 1997 a junio de 1999 la red acelerográfica de la Catedral metropolitana registró 15 sismos. En la tabla 1 se presentan las características de estos sismos: fecha y hora del epicentro con respecto al meridiano de Greenwich (GMT), la magnitud M_c , profundidad, coordenadas y epicentro. Las aceleraciones máximas registradas en los instrumentos colocados en distintas partes del monumento se presentan en la tabla 2. Los temblores más significativos se comentan a continuación.

El temblor de mayor magnitud registrado fue el del 11-enero-97 ocurrido a las 20:28:29 (GMT), $M_c=7.3$, y cuyo epicentro se localizó en las costas de Michoacán. Durante este sismo se obtuvieron importantes aceleraciones con respecto a los de otros sismos, a excepción del evento del 15-junio-99. De todos los equipos de la red, el instrumento situado en el lado oeste de la cúpula central presentó la mayor aceleración alcanzando 18.09 gal con una duración total del registro de 170 s.

Otro temblor intenso fue el del 15-junio-99 ocurrido a las 20:42:05 (GMT), $M_c=6.7$, cuyo epicentro se localizó aproximadamente a 30 km del sur de Tehuacán Puebla. Desafortunadamente no se obtuvo un registro completo durante este evento, ya que solo se contó con dos instrumentos, el de azotea centro y el de torre baja. Estos instrumentos registraron las mayores aceleraciones con respecto a los otros sismos;

de esta manera azotea centro y torre baja presentaron aceleraciones superiores a 25 gal en las direcciones N-S y E-W, mientras que en la componente vertical fueron superiores a 8 gal.

Un temblor importante en el que si se obtuvo un registro completo fue el registrado el 22-mayo-97 a las 07:50:55 (GMT), $M_c=5.9$, cuyo epicentro se localizó en el río Balsas, en el límite entre Michoacán y Guerrero. Durante este sismo la máxima aceleración alcanzó 6.50 gal en el instrumento del lado oeste de la cúpula mayor y los registros tuvieron una duración de 214 segundos aproximadamente.

Los primeros registros obtenidos en la torre fueron a partir del temblor ocurrido el 4-marzo-98 ($M_c=5.4$). Sin embargo, las mayores aceleraciones se registraron en el sismo ocurrido el 21-junio-99, $M_c=5.8$; de los dos aparatos colocados en esta estructura, el de la parte alta registró la mayor aceleración con 19.82 gal en la dirección N-S y de 18.92 gal en la dirección E-W, sin embargo este sismo no contó con instrumento alguno en la base de la estructura por lo que no se obtuvo información suficiente para ser contemplado en los análisis de los registros. Pero el sismo ocurrido el 20-abril-98, $M_c=5.4$, contó con aparatos en la base del inmueble y fue un sismo en el cual se registraron aceleraciones importantes en la parte alta de la torre, siendo de 14.26 gal en la dirección N-S y de -16.23 en la dirección E-W, por consiguiente fue uno de los sismos importantes para el estudio de la torre sur-poniente.

Los acelerogramas correspondientes a algunos de los eventos sísmicos importantes, se muestran en las figs 8-13.

3.2 Sismos seleccionados

Para estudiar el movimiento del terreno en el sitio, se contemplaron varios sismos en un principio, sin embargo, como más adelante se comentará, solo fue necesario trabajar con los sismos ocurridos el 11-enero-97, 22-mayo-97, 3-febrero-98 e incluso se consideró el del 30-septiembre-99, el cual no se tenía contemplado en este trabajo; cabe hacer la aclaración que dicho sismo se empleó exclusivamente para estudiar el movimiento del terreno. Para este estudio también fue necesario emplear los registros de la estación CU, correspondientes a las fechas anteriormente mencionadas.

Para el estudio del movimiento de la cimentación, se escogieron aquellos sismos en los que se registraron las mayores aceleraciones, y además tuvieran información de los tres aparatos colocados en los sótanos. De esta manera los sismos seleccionados fueron: 11-enero-97, 22-mayo-97 y 19-julio-97.

Para el estudio del movimiento vertical de la cubierta se eligieron los mismos sismos del estudio anterior, por considerar que en dichos sismos se presentan las mayores aceleraciones en la componente vertical.

Para el caso del movimiento de la cubierta sobre las direcciones N-S y E-W se escogieron los eventos que dieron las máximas aceleraciones en esta parte de la estructura; dichos sismos fueron: 11-enero-97, 22-mayo-97 y 20-abril-98.

Para el análisis del movimiento de la torre sur-poniente, los sismos seleccionados fueron aquellos en los que se tuviera información tanto en la base de la estructura como en la parte baja y alta de la torre, así mismo en los que se tuvieran las mayores aceleraciones registradas. Los sismos que reunieron estos requisitos fueron: 20-abril-98, 9-mayo-98 y 16-mayo-98.

3.3 Procesamiento de los registros

Los registros se procesan en dos etapas. La primera lo lleva a cabo el grupo encargado de la operación y mantenimiento de la red acelerográfica, el cual guarda los datos almacenados en una memoria en archivos con formato DOS, a cada archivo se integra un encabezado con diversos datos de referencia, tales como nombre de la estación de registro, tipo de instrumento, rango, fecha de recolección, entre otros. La segunda etapa consiste en examinar los registros, y verificar el tiempo inicial corregido, para sincronizarlos con base en una señal común de tiempo; es decir, el tiempo inicial de los registros será el de la estación que tenga el máximo tiempo inicial corregido (Ortega *et al*, 1998).

Para determinar el eje de aceleración cero, se realiza en el registro de aceleraciones la corrección de línea base, que consiste en obtener el promedio de las amplitudes de todos los puntos del registro, el cual después se resta a cada punto del registro (Hernández J. L., 1998). Posteriormente se aplica un filtrado al registro con el propósito de eliminar impurezas debidas al ruido del medio ambiente, entre otros factores; para realizar dicho proceso se aplica un filtrado de cuatro polos de tipo pasa banda de 0.10 Hz a 10 Hz; la elección de este rango de frecuencias para el filtrado de las señales, se hizo con base a las frecuencias de vibración de la estructura obtenidas a partir del modelo de elemento finito de la Catedral (Sánchez *et al*, 1998), en el cual se encontró que estas varían entre 1.52 Hz y 6.33 Hz, así también al considerar que la estructura se desplanta sobre un suelo arcilloso en donde su frecuencia de vibración oscila entre 0.3 Hz y 0.5 Hz de acuerdo al Reglamento de Construcción en sus NTCS-95 (1995), por lo que esto permitió establecer el intervalo de frecuencias anteriormente mencionado.

Una vez hecha la sincronización, la corrección de línea base y el filtrado, se procede a la obtención de espectros de amplitudes Fourier y espectros de respuesta, en donde, en este último se consideró un amortiguamiento del 5% del crítico, además de integrar los acelerogramas para obtener desplazamientos absolutos.

Habiéndose obtenido lo anterior se procede a la etapa de análisis de los registros tanto en el dominio de la frecuencia como en el dominio del tiempo.

Para el procesamiento de estos registros sísmicos se empleó el programa DEGTRA95 para Windows, desarrollado por Ordaz y Montoya; este programa está orientado hacia el apoyo de trabajos relacionados con el análisis de señales.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE LOS REGISTROS

4.1 Análisis en el dominio de la frecuencia y en el dominio del tiempo

Para poder realizar el análisis de señales que se producen en una vibración aleatoria, como son los acelerogramas, es necesario recurrir a herramientas matemáticas que permitan manejar la información de manera que su interpretación física no resulte complicada.

El espectro de respuesta suele ser una alternativa en la interpretación de señales, ya que a partir de éste es posible determinar la respuesta máxima que experimentan diferentes estructuras de un grado de libertad bajo un periodo fundamental de vibración.

Sin embargo, resulta insuficiente la aplicación de este concepto en el análisis de señales, por lo que es necesario apoyarse en técnicas que permitan hacer un análisis más refinado de las señales. En este sentido, para el análisis en el dominio de la frecuencia, se utilizó la identificación no paramétrica y estacionaria. Esta técnica es comúnmente empleada para la obtención de las propiedades dinámicas de las estructuras, y consiste en la obtención de funciones de transferencia a partir de los espectros de amplitudes de Fourier correspondientes a los diferentes registros disponibles. Con estas funciones es posible identificar la o las frecuencias (o periodos) de los diferentes modos de vibrar de la estructura.

El espectro de amplitudes de Fourier evalúa el contenido de frecuencias de cada registro de aceleración absoluta. Así a cada registro de aceleración absoluta corregida $\ddot{x}(t)$, se le aplica la transformada rápida de Fourier de acuerdo con:

$$X(f) = \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{x}(t) e^{-j2\pi ft} dt \quad (4.1)$$

Esta ecuación se puede escribir en la forma siguiente:

$$X(f) = \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{x}(t) \cos 2\pi ft dt - j \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{x}(t) \sin 2\pi ft dt \quad (4.2)$$

donde:

$X(f)$ Transformada de Fourier

$\ddot{x}(t)$ Señal registrada

f frecuencia del análisis

$j = \sqrt{-1}$

Esto da como resultado el espectro de Fourier $X(f)$, el cual contiene una parte real y otra imaginaria de la forma $(a + bj)$, donde los elementos impares contienen la parte real, y los pares la imaginaria (Bendat y Piersol, 1986).

Así al aplicar la transformada de Fourier a la función original $\ddot{x}(t)$, se tiene que ésta cambia del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia.

La función de transferencia, $H(f)$, se obtiene del cociente de funciones de densidad espectral entre pares de señales acelerográficas, esto es:

$$H(f) = \frac{X_1(f)}{X_2(f)} \quad (4.3)$$

donde:

$X_1(f)$ y $X_2(f)$ son los espectros parciales de cada una de las señales.

Dentro de la interpretación de señales también se recurre a análisis en el dominio del tiempo. A este respecto, se evaluaron cocientes a partir de la aceleración máxima registrada en una estación con respecto a otra; esto se realiza con el objeto de evaluar las amplificaciones que se dan entre dos estaciones de interés. Así mismo se calcularon desplazamientos relativos máximos, esto a partir de la diferencia entre dos historias de desplazamientos absolutos y tomando el valor máximo de dicha historia; esto es:

$$x_o(t) = x_a(t) - x_b(t) \quad (4.4)$$

donde:

$x_o(t)$ desplazamiento relativo para un tiempo t

$x_a(t), x_b(t)$ desplazamientos absolutos de dos señales para un tiempo t

4.2 Características del movimiento del terreno en el sitio

Para analizar las características del movimiento del terreno en el sitio a partir de los registros sísmicos, se evaluaron espectros de respuesta concernientes a los dos aparatos colocados en la base de la Catedral, campo libre (CL) y sótano centro (SC), considerando en dichos espectros 5% del amortiguamiento crítico; cabe comentar que de los tres aparatos colocados en un principio a nivel del sótano, solo fue necesario trabajar con el del SC, debido a que se encontró que el movimiento en la cimentación es uniforme como más adelante se describirá.

En las figs 14 y 15 se presentan los espectros de respuesta de CL y SC, respectivamente, para varios eventos sísmicos y sobre las dos direcciones horizontales; en los espectros de respuesta de CL no se consideró el sismo del 30-septiembre-99, debido a que para ese entonces no se contaba con el instrumento de CL. En estas figuras se puede ver que las formas de los espectros de respuesta de CL son similares a las del SC, esto muestra que el instrumento de SC también puede ser considerado para estudiar el movimiento del terreno. Por otro lado, la forma de los espectros de respuesta de ambos sitios cambian de sismo a sismo; ésta situación hace que no se pueda detectar en forma clara el periodo natural de vibración del terreno, incluso no se visualiza alguna tendencia que permita establecer una banda de valores dentro de la cual se ubique dicho periodo de vibración.

Lo anterior se puede atribuir a que la forma del espectro de respuesta se ve afectada por la magnitud del sismo. De acuerdo a un estudio realizado por Reyes *et al* (1999), en suelos blandos de la ciudad de México se ha observado que a medida que la magnitud del sismo crece, la intensidad espectral se amplifica a periodos largos; mientras que para sismos con magnitudes bajas, la intensidad espectral se amplifica en periodos cortos.

Esta situación tiende a presentarse en el subsuelo de la Catedral; si nos concentramos en observar los espectros de respuesta de SC sobre las dos direcciones horizontales, se puede apreciar que en los sismos de mayor magnitud (11-enero-97 y 30-septiembre-99), los picos máximos se ubican en periodos relativamente largos en comparación con los que se presentan en los espectros de respuesta correspondientes a los sismos de menor magnitud.

Ante esta posible influencia de la magnitud sobre la forma del espectro de respuesta, el cual no permitió establecer el periodo de vibración del terreno, se decidió calcular funciones de transferencia entre el movimiento del terreno blando donde se apoya la Catedral y el movimiento del terreno firme de la estación CU; de acuerdo a Rosenblueth y Arciniega (1992), el cociente espectral (a partir de los espectros de Fourier) es poco sensible a factores como la distancia epicentral y la magnitud del sismo, por lo que de sismo a sismo la forma de las funciones de transferencia no cambia de manera importante y en consecuencia se puede tener una apreciación más clara del periodo fundamental de vibración del terreno. La técnica de los cocientes espectrales se ha aplicado satisfactoriamente en la evaluación de los periodos dominantes y amplificaciones relativas del movimiento del terreno de la ciudad de México, tal como se comenta en el trabajo realizado por Lermo y Chávez-García (1994).

Para calcular estas funciones de transferencia se consideraron cuatro eventos sísmicos, 11-enero-97 ($M_c=7.3$), 22-mayo-97 ($M_c=5.9$), 3-febrero-98 ($M_c=6.4$) y 30-septiembre-99 ($M_c=7.4$). Los registros del instrumento de CL se consideraron para evaluar el espectro de Fourier del movimiento del suelo sobre el cual se desplanta la Catedral, excepto para el sismo del 30-septiembre-99, para el que se utilizó el registro de SC ya que no se contó con el instrumento de CL para este evento.

En la fig 16 se presentan estas funciones de transferencia para las dos direcciones horizontales; en ella se aprecia que la forma de las funciones de transferencia son similares de sismo a sismo, por lo que es posible apreciar cierta consistencia en las frecuencias (o periodos) fundamentales que se asocian al movimiento del terreno. En la dirección N-S, se puede ver que la frecuencia fundamental de vibración del terreno se encuentra dentro de una banda de valores que va de 0.37 Hz a 0.46 Hz o hablando en términos de periodo entre 2.17 s y 2.70 s; así también se detecta una segunda frecuencia modal la cual se encuentra entre 1.91 Hz y 1.98 Hz, que en términos de periodo estaría entre 0.50 s y 0.52 s. En la dirección E-W, se aprecia que la frecuencia fundamental de vibración del terreno se ubica dentro de una banda de valores que oscila entre 0.32 Hz y 0.43 Hz, que en términos de periodo sería de 2.33 s a 3.13 s; de igual forma se detecta una segunda frecuencia de vibración la cual se encuentra entre 2 Hz y 2.26 Hz, que en periodos de vibración sería de 0.44 s a 0.50 s.

En la fig 17 se muestran las funciones de transferencia promedio para las direcciones N-S y E-W. Sobre la dirección N-S, se puede apreciar que el valor medio de la frecuencia fundamental de vibración del terreno es de 0.38 Hz (2.63 s) en tanto la segunda frecuencia es de 1.76 Hz (0.57 s). Para la dirección E-

W, la frecuencia fundamental promedio es de 0.37 Hz (2.70 s) y la segunda frecuencia de vibración del terreno es de 2.09 Hz (0.48 s).

En la fig 18 se presenta la variación del periodo fundamental de vibración del terreno con respecto a la fecha de ocurrencia de los cuatro eventos sísmicos mencionados anteriormente, para las direcciones N-S y E-W; en esta figura se aprecia que durante estos eventos sísmicos el periodo de vibración no manifiesta variaciones importantes, pese a que se consideró el sismo que ocurrió casi al término del proceso de inyección de mortero en el subsuelo de la Catedral (sismo: 30-septiembre-99). Esto muestra que todavía no influye este proceso en el movimiento sísmico del terreno; sin embargo será interesante verificar esta situación durante sismos futuros. En la fig 19 también se estudia la variación del periodo fundamental de vibración del terreno, pero ahora con respecto a la aceleración máxima registrada en la estación CU, sobre las dos direcciones horizontales; en dicha figura se observa que no existe un alargamiento del periodo conforme al incremento de la aceleración en el terreno firme; esto pone de manifiesto que durante estos cuatro sismos el suelo no ha experimentado un comportamiento no lineal, lo cual ha permitido que el periodo de vibración del terreno sobre las direcciones N-S y E-W, tienda a mantenerse dentro de una banda de valores que va de 2 s a 3 s, aproximadamente.

De acuerdo al mapa de periodos dominantes del terreno que muestra el reglamento de construcción en sus NTCS-95 (1995), el periodo que alberga en la zona donde se ubica la Catedral metropolitana, está entre 2.5 s y 3.0 s aproximadamente, lo cual tiende a coincidir con lo obtenido a partir de los registros sísmicos.

Al predominar en el sitio un suelo altamente compresible como la arcilla y un periodo fundamental de vibración superior a 2 s, se puede establecer que la excitación del terreno se caracteriza por tener un movimiento lento y de duración prolongada. Este periodo de vibración resulta ser muy superior al de la estructura, el cual como más adelante se comentará es inferior a 1 s, este aspecto es particularmente benéfico para este tipo de edificaciones que se ubican en un suelo altamente compresible, ya que al no tener periodos de vibración similares la estructura y el terreno de apoyo, la estructura no experimenta amplificaciones importantes, tal como sucede en algunos edificios modernos como el Jalapa, en donde el periodo de vibración de la estructura tiende a ser similar al del terreno, lo que ha dado lugar a efectos de resonancia en la estructura los cuales a su vez han generado daños en el edificio (Murià *et al*, 1999); la similitud entre los periodos de vibración de la estructura y del terreno de apoyo, ha llegado incluso a propiciar el colapso de algunos edificios modernos, tal como sucedió durante los sismos de 1985 (Fundación ICA, 1988).

4.3 Uniformidad de movimiento en la cimentación

A partir de los tres eventos sísmicos considerados para este estudio (11 de enero, 22 de mayo y 19 de julio de 1997), se obtuvieron espectros de amplitudes de Fourier de los tres puntos del sótano, sótano centro (SC), sótano norte (SN) y sótano sur (SS), en las direcciones N-S y E-W; estos espectros se muestran en la fig 20. En esta figura se comparan los espectros de amplitudes de Fourier concernientes a las tres estaciones del sótano. De tal comparación, se puede notar que de sismo a sismo sobre las dos direcciones horizontales, los tres espectros de los sótanos son similares; esto aparentemente muestra que los tres puntos de la cimentación tienden a moverse en forma solidaria.

Lo anterior también se observó en los espectros de respuesta concernientes a estos tres puntos del sótano, como se muestra en la fig 21. En dichos espectros se puede notar que para las dos componentes horizontales, la respuesta de los tres puntos del sótano es similar, por lo que este es otro de los argumentos que permite establecer que la cimentación de la Catedral experimenta un movimiento uniforme ante la excitación del terreno.

A parte de los espectros de Fourier, se evaluaron funciones de transferencia del movimiento horizontal entre las tres estaciones del sótano, es decir, SC/SN, SC/SS y SN/SS, para cada evento sísmico. En las figs 22 y 23 se muestran los cocientes anteriores para las direcciones N-S y E-W, respectivamente. En las funciones de transferencia se puede notar que la cimentación no experimenta amplificación en algún punto del sótano, a pesar de que en el rango de frecuencias de 1 a 10 Hz se aprecian ligeras amplitudes diferentes de uno, las cuales no son considerables. Dentro de estas figuras se muestra la función de transferencia promedio de cada uno de los cocientes (SC/SN, SC/SS y SN/SS), en ella se puede ver claramente que todos los cocientes realizados tienden a uno, lo que permite verificar que la cimentación experimenta un movimiento uniforme.

Los cocientes anteriores también se evaluaron a partir de las ordenadas de los espectros de respuesta; en las figs 24 y 25 se presentan dichos cocientes para las direcciones N-S y E-W, respectivamente. En estas figuras se puede observar que los tres puntos del sótano tienen una respuesta similar, por lo que la amplitud de sus cocientes es prácticamente uno; en consecuencia se puede inferir que el movimiento en los tres puntos de la cimentación es el mismo.

En un análisis en el dominio del tiempo se calcularon los desplazamientos relativos entre las tres estaciones del sótano (SC-SN, SC-SS y SN-SS) para las direcciones N-S y E-W, tal como se aprecia en la tabla 3. Los resultados muestran que para las dos direcciones horizontales los desplazamientos relativos tienden a cero además de ser muy pequeños en comparación con los desplazamientos absolutos que se muestran en la tabla 4, lo que manifiesta que la cimentación se mueve como un cuerpo rígido en estas dos direcciones.

Para evaluar si en la dirección vertical también se tiene un movimiento uniforme, se obtuvieron espectros de Fourier, tal como se muestra en la fig 26; en esta figura se puede ver que los espectros de Fourier de los tres puntos del sótano tienden a ser similares, aunque con ligeras diferencias de amplitudes de un espectro con respecto a otro, para frecuencias superiores a 1 Hz; esto aparentemente muestra que la cimentación tiende a moverse de manera uniforme como en el caso de las dos direcciones horizontales. En la fig 27 se presentan las funciones de transferencia entre los tres puntos del sótano, es decir, SC/SN, SC/SS y SN/SS; en estas funciones se puede observar que para frecuencias superiores a 2 Hz los cocientes ya no tienden a oscilar alrededor de la unidad, lo que manifiesta que sobre esta dirección el movimiento de la cimentación no se torna uniforme. Para aclarar esta situación se hizo un estudio en el dominio del tiempo, en el cual mediante un programa de animación de la Catedral (Durán *et al*, 1997), se observó la deformada de la cimentación, para un instante de tiempo, durante el evento del 11-enero-97, tal como se muestra en la fig 28; en esta figura se muestra que los movimientos de la cimentación en los extremos son mayores al del centro, lo que muestra que la cimentación no tiende a moverse como un cuerpo rígido sobre esta dirección. Esto posiblemente se pueda atribuir a que el suelo en los extremos esté menos consolidado que en el centro.

Con los resultados obtenidos anteriormente, se puede establecer que la cimentación tiende a moverse como una unidad o como cuerpo rígido sobre las dos direcciones horizontales, pero no así en la dirección vertical, debido a la diferente deformabilidad que existe en el terreno sobre el cual esta apoyada la Catedral metropolitana.

4.4 Interacción cinemática suelo-estructura

Para el estudio de la interacción cinemática suelo-estructura, se evaluaron espectros de amplitudes de Fourier de campo libre y el promedio de las tres estaciones colocadas en el sótano (SC, SN y SS), para las direcciones N-S y E-W; esto se realizó para los tres temblores seleccionados para este estudio (11-enero-97, 22-mayo-97 y 19-julio-97); dichos espectros se compararon entre sí, tal como se aprecia en la fig 29. En esta figura se puede notar que para frecuencias superiores a 1 Hz, el sótano de la Catedral sufre una disminución en la amplificación con respecto al campo libre, lo cual se atribuye a un efecto de interacción cinemática suelo-estructura.

Esta situación también se nota en los espectros de respuesta que se muestran en la fig 30. En dicha figura se observa que para los temblores de menor magnitud tales como, 22-mayo-97 ($M_c=5.9$) y 19-julio-97 ($M_c=6.3$), casi tienden a tener la misma respuesta aunque es ligeramente mayor la de campo libre; sin embargo, en el evento de mayor magnitud (11-enero-97) se aprecia con mayor nitidez el efecto de interacción cinemática suelo-estructura al tener una menor respuesta el sótano.

Otra forma de observar el efecto de la interacción cinemática suelo-estructura en el dominio de la frecuencia, fue a partir de la evaluación de funciones de transferencia de SC, SN y SS respecto a CL (campo libre), para las dos direcciones horizontales; estas funciones se presentan en las figs 31 y 32. En estas figuras se aprecia la poca variación que existe de temblor a temblor en la forma de las funciones de transferencia. Es claro que en todos los casos y para las dos direcciones, existe una disminución en la amplitud para frecuencias mayores a 1 Hz.

Esta situación también se aprecia en las figs 33 y 34, en las cuales se obtuvieron los cocientes anteriormente mencionados, pero a partir de los espectros de respuesta para las dos direcciones horizontales; en estas figuras también se aprecia una disminución en la amplitud, la cual es notoria dentro de los periodos de 0 s a 1 s. Esto pone de manifiesto que en la cimentación de la Catedral se da una reducción en el movimiento que trata de introducirle el terreno.

El efecto de interacción cinemática suelo-estructura también se observa en las funciones de transferencia de azotea centro entre sótano centro (AC/SC) y azotea centro entre campo libre (AC/CL), para ambas direcciones horizontales, considerando para ello el sismo del 11-enero-97 que es el de mayor magnitud; dichas funciones se presentan en la fig 35. En esta figura se puede observar que los máximos se obtienen para las mismas frecuencias, además resalta la disminución en la amplitud de la función de transferencia, AC/CL, esto para las dos direcciones, lo cual pone de manifiesto que esto es atribuible a la presencia del efecto de interacción cinemática suelo-estructura.

A partir de estos análisis, resulta claro la existencia de una disminución de la intensidad del movimiento en la cimentación para frecuencias mayores a 1 Hz, la cual puede atribuirse al efecto de interacción cinemática suelo-estructura. Esto es particularmente benéfico para la Catedral debido a que las frecuencias fundamentales de la estructura se ubican en frecuencias superiores a 1 Hz. En particular para frecuencias cercanas a 2.5 Hz, para la cual se produce el modo de vibrar asociado con el movimiento horizontal de la cubierta de la Catedral (como más adelante se comentará), se producen reducciones de aproximadamente 40 por ciento para la dirección N-S y 60 por ciento para la dirección E-W.

4.5 Movimiento vertical de la cúpula

Al comparar los espectros de amplitudes de Fourier de los cuatro puntos del nivel de azotea de la Catedral, azotea centro (AC), azotea norte (AN), azotea sur (AS) y azotea oeste (AW), en la componente vertical para los tres temblores elegidos para este estudio (11-enero-97, 22-mayo-97 y 19-julio-97), se observó que la azotea centro, que es en donde se encuentra la cúpula central de la Catedral, registró mayor amplitud con respecto a los demás puntos de la azotea dentro de las frecuencias de 2 a 8 Hz

aproximadamente, tal como se muestra en la fig 36. Esto pone en evidencia que la cubierta no se mueve como un cuerpo rígido sobre esta dirección.

Este efecto también se aprecia en los espectros de respuesta, tal como se ilustra en la fig 37. En esta figura se puede notar que en los temblores del 11-enero-97 y del 22-mayo-97, la azotea centro experimentó una respuesta mayor que el resto de las demás azoteas dentro del intervalo de periodos de 0 s a 0.5 s, mientras que en el evento del 19-julio-97 no fue muy clara esta situación. La razón de esto se puede atribuir a que el sismo del 19-julio-97 no indujo una respuesta importante en la estructura en comparación con los otros eventos; en consecuencia esto hace suponer que ante excitaciones como la de los dos primeros eventos, la cúpula central de la Catedral presenta una mayor respuesta que los demás puntos de la azotea; de esta manera si revisamos en la fig 37 la máxima respuesta que registraron las azoteas en el evento del 11-enero-97 se puede ver que esta fue superior a 16 gal, mientras que en la del 22-mayo-97 la respuesta resultó ser del orden de 10 gal, y en la del sismo del 19-julio-97 la máxima respuesta que se registró fue por encima de los 2 gal, lo que pone de manifiesto que este último sismo no produjo una excitación importante en la cubierta como fue el caso de los otros sismos.

En la fig 38 se presentan funciones de transferencia del movimiento vertical, entre las cuatro estaciones de la azotea, es decir, AC/AN, AC/AS y AC/AW. En estas funciones se puede observar la amplificación que presenta la cúpula central con respecto a las demás estaciones de la azotea la cual no cambia de sismo a sismo; de igual forma se puede notar que la máxima se presenta en el cociente de AC/AS, la cual es del orden de nueve para una frecuencia de 6.7 Hz. Para estimar la frecuencia fundamental de este movimiento local que se presenta en la cubierta de la Catedral, se evaluó la función de transferencia de AC/SC, la cual se presenta en la fig 39, al observar la función para los tres temblores se nota que la frecuencia oscila entre 6.1 y 6.5 Hz; pero al obtener la función de transferencia promedio, la amplitud máxima se presenta para una frecuencia de 6.5 Hz que en términos de periodo es igual a 0.153 s.

La amplificación que experimenta la cúpula en la dirección vertical, también se aprecia en los cocientes realizados a partir de los espectros de respuesta que se muestran en la fig 40. Al observar los cocientes, AC/AN, AC/AS y AC/AW, se nota que la cúpula experimenta una mayor respuesta que el resto de la cubierta en el intervalo de periodos de 0 s a 0.5 s, que como se verá corresponde al intervalo en que se encuentra el periodo asociado a la vibración de la cúpula.

El movimiento local que experimenta la cúpula en esta dirección, se aprecia claramente en el programa de animación realizado por Durán *et al* (1997); en las figs 41 y 42 se muestran algunas de las deformaciones que sufre la cubierta, para un instante de tiempo, durante el evento del 11-enero-97. En dichas figuras se puede observar que la parte central de la azotea, que es en donde se ubica la cúpula, experimenta una mayor deformación que los extremos de la cubierta (AN y AS).

Con los resultados obtenidos, es evidente que la cúpula central de la Catedral presenta una vibración local que se atribuye al gran peso de esta estructura aunado a la baja rigidez axial que presentan las cuatro columnas sobre las que se apoya; dichas columnas presentan fuertes agrietamientos en la parte alta, producto de los efectos de flexocompresión que han sufrido a raíz de los hundimientos diferenciales que ha presentado la Catedral. Con esto queda claro que la cubierta de la catedral no vibra como una unidad sobre esta dirección.

De acuerdo al análisis dinámico realizado en el modelo de elemento finito de la Catedral (Sánchez R. *et al*, 1998), la frecuencia asociada al movimiento vertical de la cubierta es de 6.33 Hz (0.157 s), el cual es semejante al inferido de los registros sísmicos, no así al reportado a partir de pruebas de vibración ambiental (4.17 Hz – 4.55 Hz) (Fundación Javier Barros Sierra, 1991).

4.6 Movimiento de la cubierta sobre las dos direcciones horizontales

Se obtuvieron espectros de amplitudes de Fourier de los cuatro puntos de la azotea (azotea sur, azotea norte, azotea centro y azotea oeste), para las dos direcciones horizontales; esto se realizó para cada evento sísmico que se seleccionó para este estudio (11-enero-97, 22-mayo-97 y 20-abril-98); dichos espectros se compararon entre sí para identificar posibles amplificaciones de algún punto de la azotea, tal como se muestra en las figs 43 y 44 para las direcciones N-S y E-W, respectivamente.

En la fig 43 se observa que sobre la dirección N-S, la azotea sur que constituye parte de la fachada principal de la Catedral, experimenta una mayor amplificación que el resto de la azotea, dentro del intervalo de frecuencias de 1 Hz a 4 Hz, que como más adelante se verá en este rango se encuentra la frecuencia que se asocia al movimiento de la cubierta.

En la fig 44 se puede ver que en la dirección E-W, la azotea oeste que forma parte de la fachada poniente, presenta una mayor amplitud que los demás puntos de la azotea, dentro del intervalo de frecuencias de 1.5 Hz a 8 Hz, dentro del cual se ubica la frecuencia que predomina en el movimiento de la cubierta en esta dirección. Además, también se observa que la azotea sur presenta una mayor amplificación que el resto de la cubierta para una frecuencia de 1.1 Hz aproximadamente; esto pone en evidencia que la fachada principal no sólo amplifica su movimiento en la dirección N-S, sino también en la dirección E-W.

Los efectos anteriores también se aprecian en los espectros de respuesta; estos espectros se muestran en las figs 45 y 46 para las direcciones N-S y E-W, respectivamente. En la dirección N-S, se observa lo mismo que en los espectros de Fourier, o sea que la azotea sur tiene una mayor respuesta que los demás puntos de la azotea dentro de los periodos de 0.3 s a 0.4 s, que es donde se encuentra el periodo de vibración de la cubierta en esta dirección. En tanto en la dirección E-W, se contempla que la azotea

oeste tiene la mayor respuesta para un periodo del orden de 0.4 s, seguida por la azotea centro, en donde en esta dirección es notoria esta mayor respuesta que tiene la cúpula central en comparación con las azoteas sur y norte; así también llama la atención que la azotea sur tiene una mayor respuesta que el resto de los demás puntos de la azotea, para un periodo del orden de 0.9 s, el cual, como más adelante se verá se relaciona con el movimiento de la torre sur-poniente que también tiene un periodo de vibración de ese orden.

Los espectros de Fourier y de respuesta, muestran que en la dirección N-S la mayor amplificación se presenta en la azotea sur para una frecuencia de 2.6 Hz, en la que debido a la presencia de la fachada sur se presenta un movimiento de mayor amplitud al del resto de la cubierta; en la dirección E-W se presenta una amplificación semejante, en donde la presencia de la fachada poniente amplifica el movimiento de la azotea oeste para una frecuencia de 2.3 Hz. La razón por la que las fachadas sur y poniente amplifican en mayor medida el movimiento en la parte sur y poniente de la azotea, respectivamente, se atribuye a que estas fachadas vibran parcialmente desligadas de la Catedral (a consecuencia de los agrietamientos que prevalecen en la cubierta, los cuales se han generado a razón de los hundimientos diferenciales que ha sufrido el inmueble) que aunado a la gran altura que guardan, hace que las fachadas sean estructuras relativamente flexibles y por lo tanto tengan una mayor respuesta que los demás puntos de la cubierta. De igual manera puede observarse que en ambas direcciones horizontales el instrumento de la azotea sur experimenta una pequeña amplificación para una frecuencia de alrededor de 1.2 Hz, lo que se atribuye a la vibración de las torres, como más adelante se demostrará.

Así mismo se evaluaron funciones de transferencia de los cuatro puntos de la cubierta con respecto a las tres estaciones del sótano, es decir; AC/SC, AS/SS, AN/SN y AW/SC; estas funciones se ilustran en las figs 47 y 48 para las direcciones N-S y E-W, respectivamente; cabe comentar que para las funciones de transferencia de AS/SS y AN/SN sólo se trabajó con dos eventos sísmicos debido a que para el sismo ocurrido el 20-abril-98 los aparatos de esos puntos del sótano ya habían sido cambiados de posición; así también es menester comentar que la función de transferencia de la azotea oeste con respecto a la cimentación, se tuvo que evaluar con respecto al sótano centro, por ser el punto más cercano al sótano oeste, ya que en este punto no se colocó un sensor.

En estas figuras se puede ver que las funciones de transferencia de cada azotea no cambian de forma de sismo a sismo; en consecuencia prevalecen las mismas propiedades dinámicas, lo cual también indica que los niveles de desplazamiento que han presentado son bajo un comportamiento lineal.

En la fig 49 se presentan las funciones de transferencia promedio de cada azotea para las direcciones N-S y E-W. En la dirección N-S, se aprecia nuevamente que la mayor amplificación ocurre para la azotea sur; además también es notorio que los máximos locales de las cuatro funciones se ubican para una frecuencia del orden de 2.6 Hz, lo que permite establecer que dicha frecuencia se asocia al primer modo de vibrar de la estructura en esta dirección. En tanto en la dirección E-W, se observa al igual que en los

espectros de Fourier, que la azotea oeste sufre una mayor amplificación que el resto de la cubierta, después viene seguido por el movimiento de la azotea centro o cúpula central, en la cual es notoria la gran amplificación que sufre en esta dirección. Para la dirección E-W, se infiere que la frecuencia de vibración horizontal de la estructura, es de 2.3 Hz, ya que como se podrá notar en la fig 49, alrededor de esta frecuencia se presenta los máximos locales de los cuatro puntos de la azotea. De igual forma se identifica que la azotea sur presenta máximos locales sobre las dos direcciones, que para la dirección N-S se encuentran para una frecuencia de 1.2 Hz, en tanto que para la dirección E-W se ubican para una frecuencia de 1.1 Hz; este efecto también fue observado en los espectros de Fourier y de respuesta, el cual se asocia al movimiento de las torres.

Las funciones de transferencia permiten observar que las amplificaciones en los cuatro puntos instrumentados de la azotea son diferentes, lo que pone en evidencia que la cubierta no vibra como un cuerpo rígido. Por otra parte, dichas funciones no tienen el aspecto típico de las obtenidas en edificios modernos, las cuales presentan generalmente máximos bien definidos asociados al modo fundamental y a algunos modos superiores, con amplitudes mayores en el primero y menores en los subsecuentes. No es, entonces, una respuesta estructural común. Es probable que la complejidad provenga de la existencia de numerosas grietas que hacen que sus diferentes componentes no trabajen como una unidad, sino que estén total o parcialmente desligados, por lo que cada bloque responde de manera diferente de acuerdo con ciertas características dinámicas locales (Durán *et al.*, 1997).

El análisis del modelo de elemento finito de la Catedral encontró que las frecuencias asociadas al movimiento horizontal de la cubierta sobre las direcciones N-S y E-W, son de 3.49 Hz (0.286 s) y 3.37 Hz (0.297 s), respectivamente, lo que indica que el modelo sobrestima significativamente la rigidez lateral de la Catedral.

En la tabla 11 se comparan las frecuencias obtenidas de los registros sísmicos con las evaluadas de pruebas de vibración ambiental durante sus dos campañas de medición (Fundación Javier Barros Sierra, 1991 y 1993). En la dirección E-W, se observa que las frecuencias obtenidas de los registros sísmicos son similares a las evaluadas de pruebas de vibración ambiental. En la dirección N-S, se aprecia que durante la segunda campaña de pruebas de vibración ambiental, la frecuencia de vibración fue ligeramente inferior a la registrada en la primera campaña de medición, que de acuerdo al trabajo realizado por la Fundación Javier Barros Sierra (1993), esto se atribuyó a una pérdida de rigidez de la estructura sobre esta dirección; sin embargo, esta frecuencia medida durante la segunda campaña de medición, es similar a la obtenida de los registros sísmicos, esto aparentemente muestra que la estructura no ha perdido rigidez en esta dirección después de la segunda campaña en que se registró dicha frecuencia.

De los análisis realizados en las direcciones N-S y E-W, con relación a los cuatro puntos de la cubierta de Catedral, fue interesante observar que la azotea sur presenta máximos locales en estas dos direcciones.

Esto se pudo observar en los espectros de Fourier y de respuesta, así como en las funciones de transferencia.

La explicación a este fenómeno radica en la influencia de la vibración de la torre sur-poniente sobre la fachada principal, ya que la azotea sur percibe el movimiento de la parte baja de la torre, la cual esta casi al nivel de la cubierta de Catedral. Este acoplamiento de movimiento entre la azotea sur (AS) y la torre baja (TB) se puede apreciar en la fig 50, en la cual se comparan los espectros de Fourier de estos dos puntos para ambas direcciones; en ellos se observa que el máximo local coincide en ambas partes para una frecuencia de 1.2 Hz, que como se podrá notar es una frecuencia que es similar a la que se aprecia en las funciones de transferencia promedio.

En la fig 51 se comparan las funciones de transferencia promedio de AS/SS y TB/SC; cabe comentar que la función promedio de este último cociente corresponde a los sismos que se seleccionaron para el estudio exclusivo de la torre sur-poniente que más adelante se describirá. El objeto de tal comparación estriba en observar que las formas de estas funciones son similares. De esta manera en la dirección N-S, se aprecia que ambas funciones tienen la misma forma en dos frecuencias; la primera de ellas es del orden de 1.25 Hz, en tanto la segunda es de 2.6 Hz. En la dirección E-W, se aprecia que los máximos locales de cada función coinciden para dos frecuencias; la primera de ellas es de 1.1 Hz, y la segunda es de 2.3 Hz. Como se podrá ver el movimiento de la torre es percibido por el instrumento de la azotea sur que se ubica arriba de la fachada sur, esto para las dos direcciones horizontales; la primera frecuencia que se aprecia en estas funciones de transferencia corresponde al movimiento de la torre y la segunda frecuencia está asociada a la vibración de la cubierta.

Con lo anterior queda claro que la gran amplificación que sufre la azotea sur es debida a la influencia de la vibración de la torre sur-poniente, en consecuencia esto indica que existe una separación mecánica de la fachada principal (o fachada sur), o que dicho en otras palabras, la fachada principal vibra solo parcialmente ligada al resto de la estructura.

4.7 Movimiento de la torre sur-poniente

Para analizar el movimiento de la torre sur-poniente, se hizo un estudio en el dominio del tiempo, el cual consistió en obtener cocientes a partir de las aceleraciones máximas registradas en torre baja (TB), torre alta (TA), campo libre (CL) y sótano centro (SC); los cocientes obtenidos se muestran en la tabla 7. En esta tabla se presenta el valor promedio, así como un análisis estadístico en el que se muestra el grado de variabilidad del valor promedio calculado.

Para evaluar los cocientes de TB con respecto a SC y CL, se consideraron los sismos registrados de diciembre de 1997 a mayo de 1998, en tanto que para el cálculo de los cocientes de TA con respecto a los dos sensores de la base, se contemplaron los sismos registrados en 1998.

En la tabla 7 se puede ver que de los cocientes del movimiento de la torre respecto a la excitación en la base, los evaluados con relación al SC fueron los de mayor amplitud. De esta forma se puede establecer que la amplitud que se presentó en la parte baja de la torre (TB) con relación al sótano (SC) es del orden de dos en ambas direcciones horizontales; la parte alta de la torre (TA), durante los sismos registrados en 1998, experimentó aceleraciones máximas del orden de 7.5 veces las registradas en el instrumento del sótano, en las dos direcciones horizontales; esta importante amplificación se ilustra claramente en la fig 52, en la cual se muestran los acelerogramas registrados a las dos alturas de la torre ante la excitación en el sótano durante el sismo del 20-abril-98. Este nivel de amplificaciones es significativamente mayor al que se obtiene del modelo de elemento finito, el cual sólo detecta amplificaciones del orden del doble.

Otro análisis que se hizo en el dominio del tiempo fue la obtención de desplazamientos relativos máximos; estos desplazamientos relativos se evaluaron de TA y TB contra CL, SC y AS (azotea sur), para los tres eventos sísmicos elegidos para este estudio (20-abril-98, 9-mayo-98 y 16-mayo-98); los valores obtenidos se presentan en la tabla 5. En esta tabla se puede apreciar que los desplazamientos relativos de mayor magnitud, se presentan entre el desplazamiento de TA con respecto al desplazamiento de la base (CL y SC); estos desplazamientos relativos aparentemente son pequeños, sin embargo, comparados con los desplazamientos absolutos máximos que se presentan en TA (tabla 6), se puede ver que dichos desplazamientos relativos son grandes, ya que son similares a los desplazamientos absolutos. Esto muestra que la parte alta de la torre es la que experimenta una mayor deformación a consecuencia de la gran amplificación que se presenta en esta parte de la torre.

En el dominio de la frecuencia se obtuvieron espectros de amplitudes de Fourier tanto de TB como de TA, en las dos direcciones horizontales, para los tres sismos elegidos; dichos espectros se presentan en la fig 53. En la dirección N-S, es notoria la gran amplitud que se presenta en TA con respecto a TB, la cual en cada uno de los sismos estudiados es superior a cuatro; esto en la frecuencia de 1.25 Hz aproximadamente. Para la dirección E-W, también es notoria esta situación, sin embargo, la amplitud de torre alta con respecto a torre baja es mayor, siendo ésta superior a cinco para una frecuencia de alrededor de 1.13 Hz.

Lo anterior también se observa en los espectros de respuesta que se evaluaron para cada parte de la torre; estos espectros se ilustran en la fig 54. En la dirección N-S, se aprecia claramente que TA tiene una mayor respuesta que TB, y que de sismo a sismo se observa que TA responde cuatro veces más que TB, esto para un periodo del orden de 0.8 s. Sin embargo, en la dirección E-W, TA presenta una respuesta que suele ser del orden de cinco a seis veces mayor a la registrada en TB, para un periodo de 0.88 s

aproximadamente. Los periodos de vibración de la torre para las dos direcciones horizontales son de este orden, como enseguida se comentará.

Para definir las frecuencias fundamentales de vibrar de la torre, se calcularon las funciones de transferencia de TB/SC y TA/SC para los sismos en estudio, para ambas direcciones horizontales; en la fig 55 se muestran estas funciones de transferencia. En esta figura puede verse que el primer modo de vibración de la torre tiene una frecuencia de aproximadamente 1.25 Hz (0.8 s) en la dirección N-S y de 1.15 Hz (0.87 s) en la dirección E-W. Así mismo puede verse que en ambas direcciones, la amplificación a estas frecuencias en TA/SC es aproximadamente cuatro veces mayor que la que ocurre en TB/SC, lo que hace notoria una vez más la gran amplificación que sufre la torre en su parte alta.

A partir del modelo de elemento finito se obtuvieron las siguientes frecuencias fundamentales asociadas al movimiento de la torre, 1.69 Hz y 1.51 Hz para las direcciones N-S y E-W, respectivamente, las cuales reflejan una vez mas que el modelo sobrestima la rigidez lateral de la estructura.

En la tabla 11 se comparan las frecuencias de vibración obtenidas de los registros sísmicos con las evaluadas de pruebas de vibración ambiental, en las dos direcciones horizontales. A partir de dicha comparación, se observa un cambio en las propiedades dinámicas, en donde las frecuencias obtenidas a partir de los registros sísmicos son menores a las que se midieron en las pruebas de vibración ambiental; esta situación pudiera atribuirse a una pérdida de rigidez lateral de la torre, en las dos direcciones horizontales, pero más probablemente sea resultado de las diferentes formas experimentales de medir estas propiedades dinámicas.

La explicación al efecto de la gran amplificación que se presentó en la parte alta de la torre (TA) durante los sismos registrados en 1998, se analizará en el siguiente capítulo, en el cual se hizo un estudio específico al respecto.

CAPÍTULO V

EVALUACIÓN DEL MOVIMIENTO SÍSMICO DE LA TORRE SUR-PONIENTE

5.1 Identificación de sistemas

Con la finalidad de buscar una explicación a la gran amplificación que se da en la parte superior de la torre sur-poniente, se realizó una identificación de sistemas de tipo paramétrico, utilizando un modelo relativamente simple de dos grados de libertad (GDL) correspondientes a cada uno de los instrumentos colocados en la torre (fig 56).

Ecuación de movimiento

Para realizar esta identificación de sistemas, se partió de la ecuación de movimiento que gobierna la respuesta de un sistema de varios grados de libertad ante el movimiento inducido por el terreno; dicha ecuación esta dada por:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_{ef}(t) \quad (5.1)$$

donde:

$$p_{ef}(t) = -m_i \ddot{u}_g(t)$$

m matriz de masas

c matriz de amortiguamiento

k matriz de rigideces

i vector columna unitario

\ddot{u} , \dot{u} , u aceleración, velocidad y desplazamiento del sistema

$\ddot{u}_g(t)$ aceleración del terreno para un tiempo t

La solución a dicha ecuación permite evaluar la respuesta del sistema, que para el caso en estudio se trata de un sistema de dos GDL.

Al poder reproducir la respuesta de la torre a partir del modelo simplificado de dos GDL igual a los registrados en los sensores de Torre baja y Torre alta, es posible definir las propiedades dinámicas para las cuales se reproduce tal respuesta. En lo que sigue se evaluará la solución de la ecuación (5.1) para establecer la respuesta del modelo de dos GDL; para ello se comentará superficialmente el procedimiento que sigue la dinámica estructural para la solución a dicha ecuación.

La ecuación (5.1) representa un sistema de ecuaciones diferenciales acopladas, cuya solución se facilita al desacoplar dicho sistema a partir de su transformación a coordenadas modales. De esta manera, la respuesta dinámica de un sistema de varios grados de libertad puede ser expresada en términos de las contribuciones modales (Chopra, 1995), en la forma:

$$u(t) = \sum_{r=1}^N \phi_r q_r(t) \quad (5.2)$$

donde:

$u(t)$ respuesta para un tiempo t

ϕ_r forma modal correspondiente al modo r

$q_r(t)$ Coordenada modal para un tiempo t

La distribución de la fuerza sísmica efectiva, $p_{eff}(t)$, esta definida por:

$$s = m\ddot{u} \quad (5.3)$$

Esta distribución de fuerza puede ser expandida como una sumatoria de la distribución de fuerzas de inercia modal s :

$$s = \sum_{r=1}^N \Gamma_r m \phi_r \quad (5.4)$$

donde:

$$\Gamma_r = \frac{L_r}{M_r}; L_r = \{\phi_r\}^T [m] \{t\}; M_r = \{\phi_r\}^T [m] \{\phi_r\}$$

Así la contribución del modo r al vector de excitación $m\ddot{u}$ es:

$$\mathbf{s}_r = \Gamma_r \mathbf{m} \phi_r \quad (5.5)$$

Al sustituir las ecuaciones (5.2) y (5.4) en la ecuación acoplada (5.1), se obtiene:

$$\sum_{r=1}^N \mathbf{m} \phi_r \ddot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \mathbf{c} \phi_r \dot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \mathbf{k} \phi_r q_r(t) = \sum_{r=1}^N \Gamma_r \mathbf{m} \phi_r \ddot{u}_g(t) \quad (5.6)$$

Premultiplicando cada término de la ecuación (5.6) por ϕ_n^T se tiene:

$$\sum_{r=1}^N \phi_n^T \mathbf{m} \phi_r \ddot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \phi_n^T \mathbf{c} \phi_r \dot{q}_r(t) + \sum_{r=1}^N \phi_n^T \mathbf{k} \phi_r q_r(t) = \sum_{r=1}^N \phi_n^T \Gamma_r \mathbf{m} \phi_r \ddot{u}_g(t) \quad (5.7)$$

Debido a las condiciones de ortogonalidad, los términos de las sumatorias en donde este involucrada la masa y la rigidez se anulan, es decir para:

$$\phi_n^T \mathbf{m} \phi_r = 0 \quad (5.8)$$

$$\phi_n^T \mathbf{k} \phi_r = 0 \quad (5.9)$$

excepto para $r=n$, por lo que se tiene:

$$\phi_n^T \mathbf{m} \phi_n = M_n \quad (5.10)$$

$$\phi_n^T \mathbf{k} \phi_n = K_n \quad (5.11)$$

donde, M_n y K_n son llamados masa generalizada y rigidez generalizada, para el modo n , respectivamente.

Para el caso del amortiguamiento se define el siguiente término:

$$\phi_n^T \mathbf{c} \phi_r = C_{nr} \quad (5.12)$$

Sustituyendo (5.10), (5.11) y (5.12) en (5.7) se obtiene:

$$\begin{aligned} (\phi_n^T \mathbf{m} \phi_n) \ddot{q}_n(t) + \sum_{r=1}^N (\phi_n^T \mathbf{c} \phi_r) \dot{q}_r(t) + (\phi_n^T \mathbf{k} \phi_n) q_n(t) &= \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n \Gamma_n \ddot{u}_g(t) \\ M_n \ddot{q}_n(t) + \sum_{r=1}^N C_{nr} \dot{q}_r(t) + K_n q_n(t) &= M_n \Gamma_n \ddot{u}_g(t) \end{aligned} \quad (5.13)$$

La ecuación (5.13) existe para $n=1$ hasta N ; en consecuencia el arreglo de las N ecuaciones puede ser escrito en forma matricial como:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K} \mathbf{q} = \mathbf{P}_{ef}(t) \quad (5.14)$$

Donde, \mathbf{M} es una matriz diagonal de masas modal generalizada M_n , \mathbf{K} es una matriz diagonal de rigidez modal generalizada K_n , y $\mathbf{p}_e(t)$ es un vector columna de las fuerzas modales generalizadas $p_{em}(t)$. En tanto, \mathbf{C} es una matriz no diagonal de coeficientes C_{nr} ; esto implica que las N ecuaciones en coordenadas modales $q_n(t)$, están acopladas. Sin embargo, considerando que el sistema tiene amortiguamiento clásico, la matriz \mathbf{C} será diagonal, debido a que $C_{nr}=0$ para $n \neq r$, por lo que la ecuación (5.14) será desacoplada; en consecuencia la ecuación (5.13) se reduce a:

$$M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n + K_n q_n = -M_n \Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (5.15)$$

Esto implica que la matriz de amortiguamiento generalizada está dada por:

$$C_n = \phi_n^T c \phi_n \quad (5.16)$$

al dividir la ecuación (5.15) entre M_n , se obtiene:

$$\ddot{q}_n + \frac{C_n}{M_n} \dot{q}_n + \frac{K_n}{M_n} q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t)$$

$$\frac{C_n}{M_n} = 2\xi_n \omega_n; \quad \frac{K_n}{M_n} = \omega_n^2$$

por lo que se llega a:

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (5.17)$$

Donde, ξ_n y ω_n son la relación de amortiguamiento y la frecuencia circular asociados al modo n , respectivamente.

La ecuación (5.17) gobierna la n -ésima coordenada modal $q_n(t)$, y los parámetros ξ_n , ω_n y Γ_n dependen solo del modo n . Por lo tanto, se tienen N ecuaciones desacopladas como la ecuación (5.17), una para cada modo natural.

Para escribir la solución $q_n(t)$ en términos de la respuesta de un sistema de un grado de libertad, en el cual se considera la frecuencia circular ω_n y la relación de amortiguamiento ξ_n del modo n de un sistema de varios grados de libertad, se utiliza la siguiente relación:

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (5.18)$$

Donde, Γ_n es llamado generalmente factor de participación modal, el cual mide el grado de participación del modo n en la respuesta del sistema. En tanto, $D_n(t)$ es la respuesta del oscilador de un grado de libertad asociado al modo n para un tiempo t .

Al dejar la ecuación (5.17) en términos de $D_n(t)$ se llega a lo siguiente:

$$\ddot{D}_n + 2\xi_n\omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t) \quad (5.19)$$

La solución de la ecuación diferencial (5.19), se puede resolver mediante algún método numérico; para el caso particular de la torre sur-poniente se empleó el método de Newmark (Chopra, 1995).

De esta manera, en el estudio de la torre se tuvieron que resolver dos ecuaciones diferenciales, puesto que se consideraron dos formas modales, por lo que se obtuvieron D_1 y D_2 de aplicar el método numérico de Newmark.

Una vez evaluados los parámetros D_1 y D_2 , se procedió a obtener la respuesta absoluta del modelo equivalente de dos GDL de la torre, donde dicha respuesta se evaluó considerando la contribución de dos formas modales; así la respuesta absoluta en términos de la aceleración quedó expresada mediante la siguiente ecuación:

$$\ddot{u}_j^T(t) = \ddot{u}_g(t) + \sum_{n=1}^2 \phi_{jn} q_n(t)$$

pero:

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t)$$

por lo que finalmente se obtiene:

$$\ddot{u}_j^T(t) = \ddot{u}_g(t) + \sum_{n=1}^2 \Gamma_n \phi_{jn} D_n(t) \quad (5.20)$$

Con la ecuación anterior, fue posible evaluar la respuesta de la torre sur-poniente, a las dos alturas en la que se colocaron los aparatos como a continuación se comenta.

Propiedades dinámicas obtenidas

A partir de la ecuación (5.20), se obtuvo la respuesta analítica de la torre ante la excitación en la base. Para ello, el modelo de dos GDL fue sometido a la excitación del sótano centro correspondiente al sismo del 20-abril-98. Inicialmente se propusieron los parámetros elementales al modelo de dos GDL, que como se puede ver en la ecuación (5.20), dichos parámetros son: matriz de masas $\{M\}$, frecuencias fundamentales asociadas al primero y segundo modo, f_1 y f_2 , formas modales, $\{\phi_1\}$ y $\{\phi_2\}$, y la fracción de amortiguamiento crítico, ξ .

Para la obtención de la matriz de masas $\{M\}$, se obtuvo la relación de masa entre la parte baja y alta de la torre, para ello, en un principio se consultaron los pesos obtenidos a partir del modelo de elemento finito de la torre sur-poniente, en el cual se obtuvieron los pesos a diferentes alturas (Jiménez, 1997), pero como más adelante se comentará, estos tuvieron que ser cambiados. La primera relación de masas obtenidas a partir del modelo de elemento finito se muestra en la tabla 8.

Las frecuencias y formas modales asociados a la primera y segunda forma modal, se evaluaron a partir de las funciones de transferencia de TA/SC y TB/SC; los primeros valores adoptados para estos parámetros se presentan en la tabla 8.

Cabe comentar que conforme se proponían las formas modales, se hacía un ajuste a éstos, con el propósito de que cumplieran la condición de ortogonalidad de modos, la cual se define como sigue:

$$\{\phi_1\}^T \{M\} \{\phi_2\} = 0 \quad (5.21)$$

La fracción de amortiguamiento crítico, ξ , siempre se consideró de cinco por ciento, por considerar que es un valor que generalmente se adopta en estructuraciones de concreto y mampostería, lo cual es algo que puede asemejarse al material que prevalece en la Catedral metropolitana.

La matriz de rigidez, $\{K\}$, correspondiente al modelo de dos GDL se obtuvo a partir de la ecuación de vibración libre no amortiguado dada por:

$$\left[\{K\} - \omega_n^2 \{M\} \right] \{\phi_n\} = 0 \quad (5.22)$$

si se conoce la matriz de masa $\{M\}$, las formas modales $\{\phi_n\}$ y las frecuencias circulares ω_n , las cuales se obtienen a partir de:

$$\omega_n = 2\pi f_n \quad (5.23)$$

la ecuación (5.22) se reduce a resolver un sistema de ecuaciones de cuatro por cuatro, con lo cual es posible conocer el valor de cada uno de los elementos que conforman la matriz de rigidez del sistema.

Los valores propuestos inicialmente (tabla 8), no fueron los indicados para reproducir la respuesta de la torre durante el sismo del 20-abril-98, según se puede ver en la fig 57, en donde se comparan las respuestas, analítica contra observada, en el dominio del tiempo. Esto propició que la identificación de sistemas se tornara iterativa; es decir, estar proponiendo nuevos valores a los parámetros de la tabla 8 hasta llegar a aquellos que reprodujeran lo más aproximadamente posible la respuesta de la torre, tanto en el dominio del tiempo como en el dominio de la frecuencia. Los valores propuestos en un principio

mostraron que el modelo de dos GDL requería ser más flexible para poder alcanzar la respuesta medida por los instrumentos; esto llevó a modificar primordialmente la relación de masas propuestas inicialmente, las cuales tuvieron que incrementarse.

De esta forma, se obtuvo un conjunto de parámetros posibles que podían reproducir la respuesta de la torre. Para elegir la más satisfactoria, se procedió a hacer un análisis estadístico, el cual consistió en evaluar el coeficiente de correlación entre la respuesta observada y la respuesta analítica en el dominio del tiempo. Dicho coeficiente está dado por (Ang y Tang, 1975):

$$\Gamma_{xy} = \frac{Cov(x,y)}{\Gamma_x \Gamma_y} \quad (5.24)$$

donde:

$$-1 \leq \Gamma_{xy} \leq 1$$

y:

$$Cov(x,y) = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n (x_j - \mu_x)(y_j - \mu_y)$$

Γ_{xy} coeficiente de correlación

Γ_x desviación estándar de la muestra x

Γ_y desviación estándar de la muestra y

n número de datos

x_j valor j correspondiente a la muestra x

y_j valor j correspondiente a la muestra y

μ_x valor promedio de la muestra x

μ_y valor promedio de la muestra y

Al obtener el coeficiente de correlación de cada posibilidad, se seleccionó aquella en donde el coeficiente de correlación se acercará a la unidad. Bajo este criterio se seleccionó el modelo más conveniente para reproducir la respuesta de la torre. En la tabla 9 se muestran las propiedades dinámicas obtenidas sobre las dos direcciones bajo esta consideración; en tanto que en la tabla 10 se presentan los coeficientes de correlación entre lo calculado a partir de estas propiedades y lo observado.

5.2 Comparación de respuestas, analítica contra registrada

En la fig 58 se comparan las respuestas de la torre sur-poniente, calculada contra observada, en el dominio del tiempo para las dos direcciones horizontales; en tanto en la fig 59 se hacen también tal

comparación, pero en el dominio de la frecuencia. En ambos casos se tomó como referencia el sismo del 20-abril-98.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

De tal comparación, se tiene que en el dominio del tiempo se logró que la respuesta analítica fuera similar a la registrada en los sensores para las dos direcciones, aunque no se alcanzaron los puntos más altos del acelerograma observado. Mientras que en el dominio de la frecuencia, se pudo lograr que el modelo respondiera a la misma frecuencia fundamental que responde la torre de acuerdo a lo registrado. En consecuencia las propiedades dinámicas obtenidas a partir del modelo analítico, permitieron inferir sobre el comportamiento sísmico de la torre. Las observaciones a este respecto se comentan a continuación.

Al revisar las propiedades dinámicas obtenidas en el modelo de dos GDL, se observa que el movimiento lateral que experimenta la torre es predominantemente de deformaciones de flexión, ya que en ambas direcciones la relación de frecuencias, f_2/f_1 , es superior a cuatro. Así también, llama la atención la relación de masas entre la parte baja y alta de la torre, la cual en ambas direcciones es superior a 10, lo que produce en gran medida la importante amplificación que se da en la parte alta de la torre, ya que esta relación de masas hace que esta parte de la torre se comporte como un apéndice, que al tener una masa pequeña comparada con el resto de la estructura, sufre grandes amplificaciones. Esta relación de masas, implica que a diferencia de la hipótesis anterior (Sánchez *et al*, 1997), en la que se pensaba que la torre tenía una respuesta aproximadamente independiente del resto de la Catedral, en realidad la parte inferior está adherida al cuerpo principal y la parte superior de las torres actúa dinámicamente como apéndice del resto de la catedral.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES

Se hizo un estudio de la respuesta sísmica de la Catedral metropolitana, a partir de registros obtenidos en 15 sismos que abarcaron de enero de 1997 a junio de 1999. Para este análisis se seleccionaron los eventos más significativos para la identificación de propiedades dinámicas. Con esta información se estudiaron aspectos interesantes con relación al movimiento del terreno en el sitio, la cimentación, la cubierta y la torre sur-poniente de la Catedral. El análisis de los registros se hizo tanto en el dominio de la frecuencia como en el dominio del tiempo. En la medida de lo posible se buscó comparar los resultados obtenidos del análisis de estos registros sísmicos, con los obtenidos en modelos de elemento finito.

Con base en los análisis realizados a partir de los registros sísmicos obtenidos en la Catedral metropolitana de la ciudad de México, se hacen las siguientes conclusiones:

El movimiento del terreno en el sitio se caracteriza por tener un periodo fundamental de vibración superior a 2 s. Este periodo de vibración resulta ser muy superior al de la Catedral, el cual como se pudo observar resulta ser inferior a 1 s; este aspecto es particularmente benéfico para este tipo de construcciones que se ubican en un suelo altamente compresible, ya que al no tener periodos de vibración similares la estructura y el terreno de apoyo, no se corre el riesgo de tener efectos de resonancia, por lo cual la estructura no experimenta amplificaciones importantes.

A pesar de las dimensiones en planta de la Catedral y de la distancia que existe entre los tres instrumentos colocados en el sótano, no se observan diferencias significativas en el movimiento registrado en las dos direcciones horizontales, lo que sugiere que la cimentación de la Catedral experimenta un movimiento prácticamente uniforme en estas direcciones; con base en esto se decidió mantener únicamente uno de los tres instrumentos del sótano de la Catedral. Sin embargo, en la dirección vertical se encontró que los extremos de la cimentación se deforman más que la parte central, lo que establece que la cimentación no se mueve como un cuerpo rígido, lo cual posiblemente se pueda atribuir a que el suelo en los extremos esté menos consolidado que en el centro.

Los efectos de interacción cinemática suelo-estructura son particularmente importantes en el caso de la Catedral, ya que el intervalo de frecuencias en las cuales se logra una reducción importante de amplitud comprende las frecuencias fundamentales de traslación horizontal y vertical de la cubierta de la Catedral. Para la frecuencia asociada a la traslación horizontal de la cubierta, se observan reducciones promedio de 40 por ciento y 60 por ciento en las direcciones N-S y E-W, respectivamente.

La presencia de la cúpula produce una amplificación del movimiento vertical en el centro de la Catedral con respecto al movimiento vertical de otros puntos de la estructura. La frecuencia asociada a este modo de vibrar es de 6.5 Hz, la cual es cercana a la de modos traslacionales.

Las fachadas sur y poniente, producen una ligera amplificación del movimiento de la cubierta en las zonas cercanas a estos elementos, lo que provoca que el movimiento de la cubierta no sea uniforme. Esto implica que en modelos analíticos de esta estructura, no sería correcto suponer a la cubierta como un elemento rígido en su plano.

La torre sur-poniente experimenta aceleraciones horizontales máximas, que en promedio son del orden de siete y media veces a las registradas en el sótano. Esto se atribuye principalmente a dos razones:

- (1) Las torres son elementos relativamente flexibles en comparación con el resto de la estructura, lo que hace que su vibración asociada al primer modo de traslación horizontal en cada dirección no se beneficie en forma significativa de los efectos de interacción cinemática suelo-estructura.
- (2) La relación de masas de la parte alta de la torre a la masa de la Catedral que participa junto con la parte inferior de la torre, hace que estos elementos respondan dinámicamente como apéndices, lo que produce grandes amplificaciones. El movimiento de la base del apéndice es muy semejante al del terreno, pues gran parte del movimiento sísmico de la Catedral es cercano al de cuerpo rígido. Esta última situación hace que las torres sean particularmente sensibles al contenido de frecuencias del movimiento del terreno.

Es recomendable mantener instrumentada la torre sur-poniente, para captar un mayor número de sismos que permitan establecer un comportamiento más representativo de la torre, ya que lo establecido

anteriormente fue bajo la consideración de tres eventos sísmicos. También se sugiere mantener instrumentada el resto de la estructura, para ver si el proceso de inyección de mortero en el subsuelo de la Catedral produce algún cambio en la respuesta del monumento, particularmente en lo referente a la interacción suelo-estructura.

Al comparar algunas de las frecuencias de vibración obtenidas en los registros con las evaluadas a partir del modelo de elemento finito de la Catedral, se encontró que el modelo sobrestima significativamente la rigidez lateral de la estructura (tabla 11).

AGRADECIMIENTOS

Gracias al Instituto de Ingeniería de la UNAM, que otorgó todas las facilidades y el apoyo necesario para la realización de este trabajo. Así también al Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), por la valiosa información (registros sísmicos) proporcionada para la elaboración de este trabajo.

En forma particular, quiero agradecer al Ing. A. Roberto Sánchez Ramírez el apoyo que me brindó para la realización de los estudios de maestría, así como para el desarrollo de este trabajo de tesis.

Agradezco los valiosos comentarios a este trabajo de los investigadores Dr. Mario Ordaz, Dr. Eduardo Reinoso y Dr. David Murià.

Finalmente, quiero hacer un reconocimiento muy especial a los doctores Roberto Meli y Eduardo Miranda, por la paciencia y dedicación en la asesoría de este trabajo.

REFERENCIAS

Ang A. y Tang W (1975), "Probability Concepts in Engineering Planning and Design. Volume I, Basic Principles", John Wiley and Sons, USA.

Bendat and Piersol (1986), "Random Data. Analysis and Measurement Procedures", 2nd Edition, A Wiley – Interscience Publication JOHN WILEY AND SONS.

Chopra, A. K. (1995), "Dynamics of Structures", Prentice Hall, USA.

Durán R., Ordaz M. y Meli R. (1997), "Respuesta sísmica de la Catedral metropolitana de la ciudad de México", Memoria del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver.

Fundación ICA (1988), "Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985", Editorial Limusa.

Fundación Javier Barros Sierra (1991), "Estudios sismográficos con base en mediciones de aparatos digitales acelerográficos en la Catedral metropolitana", Informe de la Fundación Javier Barros Sierra para el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, México.

Fundación Javier Barros Sierra (1993), "Estudios sismográficos con base en mediciones de aparatos digitales acelerográficos en la Catedral metropolitana. Segunda Campaña", Informe de la Fundación Javier Barros Sierra para el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, México.

- Hernández J. L. (1998)**, "Procesamiento y análisis de los registros sísmicos obtenidos entre 1993 y 1997 en un edificio de 14 niveles de la ciudad de México", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Jiménez E. J. (1997)**, "Análisis estructural de la torre sur – poniente de la Catedral de la ciudad de México", Tesis de Licenciatura, ENEP-Acatlán, UNAM.
- Lermo y Chávez García (1994)**, " Site effect evaluation at Mexico City: dominant period and relative amplification from strong motion and microtremor records" , ELSEVIER, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volumen 13, Número 6.
- Luna J. L. (1995)**, "Propiedades mecánicas de la cantera utilizada en construcciones de la época colonial", Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Meli R. y Sánchez A. R. (1993)**, "Rehabilitación de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México, Aspectos estructurales", Informe preparado por el Instituto de Ingeniería, UNAM para la Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Nacional, Secretaría de Desarrollo Social.
- Meli R. y Sánchez R. (1994)**, "Catedral y Sagrario Metropolitanos de la ciudad de México, resultados del primer año de subexcavación, aspectos estructurales", Informe técnico 94/09, México, UNAM, Instituto de Ingeniería.
- Meli R. y Sánchez A. R. (1996)**, "Considerations on the seismic safety of historical monuments", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México.
- Meli R. y Sánchez R. (1998)**, "Respuesta estructural a la subexcavación de la Catedral metropolitana", Informe técnico 98/02, México, UNAM, Instituto de Ingeniería.
- Murià D., Rodríguez G., Fuentes L. y Zapata A. (1999)**, "Monitoreo del edificio Jal, año 1999", Informe elaborado para el Gobierno del Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- NTCS-95 (1995)**, "Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
- Ortega M. et al (1998)**, "Instrumentación sísmica de la Catedral metropolitana de la ciudad de México", Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), Coordinación de Instrumentación Sísmica y Monitoreo Volcánico.

- Peña F. (1995)**, "Comportamiento estructural de la Catedral de la ciudad de México ante hundimientos diferenciales", Tesis de Licenciatura, ENEP-Acatán, UNAM.
- Reyes C., Miranda E., Ordaz M. y Meli R. (1999)**, "Estimación de espectros de aceleraciones correspondientes a diferentes periodos de retorno para las distintas zonas sísmicas de la ciudad de México", Artículo sometido para su publicación en la Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
- Rosenblueth E. y Arciniega A. (1992)**, "Response Spectral Ratios", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21.
- Sánchez R., Meli R., Peña F. y Rodríguez G. (1998)**, "El uso de modelos de elemento finito en el proyecto de rehabilitación de la Catedral y del Sagrario de la ciudad de México", Informe del Instituto de Ingeniería para la Coordinación de Obras Especiales del Consejo Nacional para la Cultura y las Artes.
- Tamez E. et al (1995)**, "Catedral metropolitana: corrección geométrica, informe técnico", Asociación Amigos de la Catedral Metropolitana de México, A. C.
- TGC Ingeniería (1997)**, "Endurecimiento de arcillas blandas del Valle de México mediante la inyección radial de mortero", Informe elaborado para: Dirección de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural, CONACULTA.

TABLAS

Tabla 1. Sismos registrados por la red acelerográfica de la Catedral

Fecha	GMT	Magnitud M _c	Profundidad (km)	Lat. N.	Long. W	Epicentro
Enero 11, 1997	14 :28 :29.1	7.3	17	18.09	102.86	Costas de Michoacán
Enero 21, 1997	15 :19 :58.2	5.6	5	16.24	98.29	Costa de Guerrero – Oaxaca
Abril 3, 1997	15 :22 :31.6	4.7	49	17.98	98.38	Límite entre Guerrero – Oaxaca
Mayo 8, 1997	10 :58 :30.1	5.1	14	17.26	100.38	Costa de Guerrero
Mayo 22, 1997	02 :50 :55.4	5.9	61	18.43	101.79	Río Balsas inferior
Julio 19, 1997	09 :22 :10	6.3	10	16.22	98.31	Costa Guerrero – Oaxaca
Diciembre 16, 1997	05 :48 :32	5.9	10	15.86	99.16	Costa de Guerrero
Diciembre 21, 1997	23 :22 :00	5.6	10	17.25	100.9	Costa de Guerrero
Febrero 02, 1998	21 :02 :01	6.4	23	15.74	96.44	Costa de Oaxaca
Marzo 4, 1998	22 :12 :52	5.4	13	16.01	98.42	Costa Guerrero-Oaxaca
Abril 20, 1998	17 :59 :18	5.4	32	18.34	101.20	Río Balsas inferior
Mayo 9, 1998	12 :03 :13	5.2	24	17.37	101.41	Costa de Guerrero
Mayo 16, 1998	12 :41 :55	5.2	15	17.21	101.40	Costa de Guerrero
Junio 15, 1999	20 :42 :05	6.7	92	18.20	97.47	30 km al sur de Tehuacán Puebla (aprox.)
Junio 21, 1999	17 :43 :05	5.8	42	18.09	101.78	Río Balsas inferior

Fuente : Servicio Sismológico Nacional

Tabla 2. Máximas aceleraciones registradas en los instrumentos.

Evento	Magnitud (Mc)	Componente	Azotea Centro	Azotea Norte	Azotea Sur	Azotea Oeste	Sótano Centro	Sótano Norte	Sótano Sur	Campo Libre	Torre Baja	Torre Alta
11-Enero-97	7.3	N-S	14.99	14.31	17.48	13.46	12.64	12.40	12.69	14.84	-	-
		V	4.74	-3.72	-4.37	4.89	-3.81	-3.54	-4.08	-5.75	-	-
		E-W	15.89	13.65	15.43	18.09	12.47	12.15	12.54	-14.21	-	-
21-Enero-97	5.6	N-S	1.84	1.68	2.46	1.37	1.02	1.03	1.12	1.33	-	-
		V	-0.75	0.60	-0.90	-0.74	-0.55	0.64	-0.86	-0.99	-	-
		E-W	-2.13	-1.37	-1.99	-2.55	-1.05	-0.97	1.08	-1.27	-	-
4-Abril-97	4.7	N-S	-0.79	-1.85	-1.19	1.20	-0.58	-0.58	-0.62	-0.66	-	-
		V	3.92	-1.63	-0.79	-1.13	0.61	-0.95	-0.54	0.87	-	-
		E-W	0.88	1.11	0.99	-3.83	0.55	0.51	0.54	0.72	-	-
8-Mayo-97	5.1	N-S	-1.08	-1.02	-1.64	0.98	0.67	0.62	0.68	0.99	-	-
		V	1.19	0.76	0.53	0.62	0.53	0.62	0.44	1.15	-	-
		E-W	1.50	-1.05	1.00	2.17	-0.67	0.74	0.68	0.93	-	-
22-Mayo-97	5.9	N-S	-3.67	3.45	-6.02	3.56	-2.78	-2.71	-2.76	3.86	-	-
		V	2.73	2.23	2.05	1.81	1.86	1.92	1.91	2.09	-	-
		E-W	-5.41	4.57	4.90	6.50	3.69	-3.72	3.90	4.12	-	-
19-Julio-97	6.3	N-S	-2.09	-2.05	-2.37	-1.99	-1.88	-1.89	-1.91	-2.01	-	-
		V	0.64	0.52	0.65	0.72	0.56	-0.56	0.59	-1.91	-	-
		E-W	-1.88	-1.68	-1.88	-2.03	-1.40	-1.54	1.40	1.86	-	-
16-Diciembre-97	5.9	N-S	-1.54	1.44	-1.94	-1.51	1.21	1.16	-	-1.48	-2.39	-
		V	0.79	-0.75	0.91	0.73	-0.68	0.74	-	-1.11	1.17	-
		E-W	1.56	1.67	-1.44	1.67	1.12	1.42	-	-1.35	-1.95	-
21-Diciembre-97	5.6	N-S	2.03	1.97	-2.31	1.94	1.54	1.57	-	1.91	1.84	-
		V	1.06	-0.93	-0.64	-0.88	-0.77	-0.65	-	1.28	-0.77	-
		E-W	2.06	1.43	1.54	2.69	1.17	1.16	-	1.23	2.04	-
3-Febrero-98	6.4	N-S	2.78	2.54	3.03	-2.33	-1.99	-1.97	-	2.51	-2.56	-
		V	0.94	-0.96	-0.99	0.89	-0.89	-1.04	-	1.59	1.20	-
		E-W	2.52	-2.28	-2.54	3.02	-1.84	-2.05	-	-2.21	-3.16	-
4-Marzo-98	5.4	N-S	0.86	0.93	-1.14	0.85	-	-	-	0.87	1.20	3.61
		V	0.38	0.42	0.36	0.34	-	-	-	0.56	0.52	0.37
		E-W	1.16	0.71	1.08	-1.40	-	-	-	0.83	1.44	5.21
20-Abril-98	5.4	N-S	2.87	2.57	4.09	2.59	1.77	-	-	2.87	-3.71	14.26
		V	-2.47	-1.68	-1.56	-1.54	-1.48	-	-	2.04	-1.63	-1.95
		E-W	3.10	2.32	3.70	3.45	1.48	-	-	1.68	4.61	-16.23

Aceleraciones en gal

Continuación de la tabla 2

Evento	Magnitud (Mc)	Componente	Azotea Centro	Azotea Norte	Azotea Sur	Azotea Oeste	Sótano Centro	Sótano Norte	Sótano Sur	Campo Libre	Torre Baja	Torre Alta
9-Mayo -98	5.2	N-S	-0.99	-0.84	1.52	-0.82	-0.47	-	-	-0.73	0.99	4.01
		V	0.77	0.50	-0.49	-0.57	0.46	-	-	0.81	-0.57	-0.62
		E-W	1.11	0.76	-1.19	1.59	-0.48	-	-	-1.00	-1.06	2.84
16-Mayo-98	5.2	N-S	1.18	1.09	1.87	1.03	-0.71	-	-	0.94	1.23	4.33
		V	0.60	-0.44	0.54	0.49	0.37	-	-	0.60	0.53	0.63
		E-W	-1.14	-0.95	-1.04	1.51	-0.77	-	-	0.77	-1.24	-4.22
15-Junio-99	6.7	N-S	26.06	-	-	-	-	-	-	-	25.30	-
		V	15.61	-	-	-	-	-	-	-	-8.15	-
		E-W	30.20	-	-	-	-	-	-	-	-25.84	-
21-Junio-99	5.8	N-S	-4.86	-	-	-	-	-	-	-	-4.63	19.82
		V	2.24	-	-	-	-	-	-	-	1.84	-1.87
		E-W	6.99	-	-	-	-	-	-	-	-5.53	18.92

Aceleraciones en gal

Tabla 3. Desplazamientos relativos máximos del movimiento de la cimentación.

Evento	Estaciones	Dirección N-S (cm)	Dirección V (cm)	Dirección E-W (cm)
11-enero-97	SC-SN	0.038	0.080	0.200
	SC-SS	0.114	0.044	0.234
	SN-SS	0.100	0.110	0.281
22-mayo-97	SC-SN	0.021	0.016	0.039
	SC-SS	0.028	0.018	0.046
	SN-SS	0.024	0.018	0.070
19-julio-97	SC-SN	0.008	0.011	0.017
	SC-SS	0.016	0.008	0.032
	SN-SS	0.013	0.012	0.045

Tabla 4. Desplazamientos absolutos máximos registrados en las tres estaciones de la cimentación.

Evento	Estación	Dirección N-S (cm)	Dirección V (cm)	Dirección E-W (cm)
11-enero-97	SC	2.340	0.564	2.660
	SN	2.320	0.586	2.630
	SS	2.350	0.599	2.740
22-mayo-97	SC	0.481	0.075	0.475
	SN	0.484	0.076	0.466
	SS	0.485	0.078	0.501
19-julio-97	SC	0.460	0.093	0.290
	SN	0.458	0.098	0.281
	SS	0.460	0.096	0.281

Tabla 5. Desplazamientos relativos máximos del movimiento de la torre sur-poniente.

Evento	Estaciones	Dirección N-S (cm)	Dirección E-W (cm)
20-abril-98	TA-TB	0.190	0.284
	TA-CL	0.239	0.353
	TA-SC	0.239	0.352
	TA-AS	0.207	0.305
	TB-CL	0.050	0.072
	TB-SC	0.049	0.070
	TB-AS	0.019	0.023
9-mayo-98	TA-TB	0.046	0.045
	TA-CL	0.052	0.054
	TA-SC	0.055	0.053
	TA-AS	0.048	0.049
	TB-CL	0.010	0.011
	TB-SC	0.011	0.012
	TB-AS	0.004	0.004
16-mayo-98	TA-TB	0.049	0.083
	TA-CL	0.063	0.095
	TA-SC	0.062	0.095
	TA-AS	0.053	0.086
	TB-CL	0.013	0.014
	TB-SC	0.013	0.018
	TB-AS	0.008	0.007

Tabla 6. Desplazamientos absolutos máximos registrados en las estaciones de la torre sur-poniente.

Evento	Estaciones	Dirección N-S (cm)	Dirección E-W (cm)
20-abril-98	TA	0.306	0.503
	TB	0.161	0.234
9-mayo-98	TA	0.078	0.073
	TB	0.041	0.035
16-mayo-98	TA	0.099	0.128
	TB	0.056	0.054

Tabla 7. Cocientes de aceleraciones máximas, movimiento de la torre respecto al movimiento de la base.

Cociente	Componente	Promedio	D. Estándar	CV (%)
TB/CL	N-S	1.2764	0.2223	17.42
	V	0.8179	0.1508	18.44
	E-W	1.6689	0.5231	31.35
TB/SC	N-S	1.9783	0.2130	10.77
	V	1.2576	0.1663	13.22
	E-W	2.3112	0.7575	32.78
TA/TB	N-S	3.6057	0.4541	12.59
	V	1.0461	0.2284	21.84
	E-W	3.3053	0.4265	12.90
TA/CL	N-S	4.8044	0.5685	11.83
	V	0.8580	0.1770	20.62
	E-W	6.0646	2.8117	46.36
TA/SC	N-S	7.5623	1.2897	17.06
	V	1.4560	0.2142	14.71
	E-W	7.4545	3.0491	40.90

Tabla 8. Propiedades dinámicas propuestas en un principio para el modelo de dos grados de libertad de la torre sur-poniente, sobre la dirección N-S.

Relación de masas M_{TB}/M_{TA}	Frecuencias (Hz) f_1, f_2	Forma modal 1 $\begin{Bmatrix} TB \\ TA \end{Bmatrix}$	Forma modal 2 $\begin{Bmatrix} TB \\ TA \end{Bmatrix}$
3.5	1.25, 5.65	$\begin{Bmatrix} 0.155 \\ 1.000 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} 1.843 \\ -1.000 \end{Bmatrix}$

Tabla 9. Propiedades dinámicas obtenidas en el modelo de dos grados de libertad, en ambas direcciones.

Dirección	Relación de masas M_{TB}/M_{TA}	Frecuencias (Hz) f_1, f_2	Forma modal 1 $\begin{Bmatrix} TB \\ TA \end{Bmatrix}$	Forma modal 2 $\begin{Bmatrix} TB \\ TA \end{Bmatrix}$
N-S	12	1.21, 4.80	$\begin{Bmatrix} 0.260 \\ 1.000 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} 0.320 \\ -1.000 \end{Bmatrix}$
E-W	15	1.09, 8.00	$\begin{Bmatrix} 0.250 \\ 1.000 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} 0.266 \\ -1.000 \end{Bmatrix}$

Tabla 10. Coeficientes de correlación de las respuestas obtenidas en el dominio del tiempo, entre lo calculado con el modelo de dos GDL con lo observado en los registros.

Dirección	Estación	Coefficiente de correlación
N-S	Torre baja	0.594
	Torre alta	0.777
E-W	Torre baja	0.622
	Torre alta	0.672

Tabla 11. Comparación de frecuencias medidas y calculadas.

Estructura	Dirección	Vibración Ambiental		Inferido de los registros sísmicos (Hz)	Modelo de Elemento Finito (Hz)
		1 ^{ER} Campaña (1991)	2 ^{DA} Campaña (1993)		
Cubierta de la Catedral	E-W	2.03-2.27	2.05-2.25	2.30	3.37
	N-S	2.66-2.73	2.30-2.60	2.60	3.50
Cúpula	Vertical	4.17-4.55	-	6.50	6.33
Torre sur-Poniente	E-W	1.25	-	1.15	1.52
	N-S	1.41-1.56	-	1.25	1.69

FIGURAS



Fig 1. Fachada principal de la Catedral metropolitana de la ciudad de México

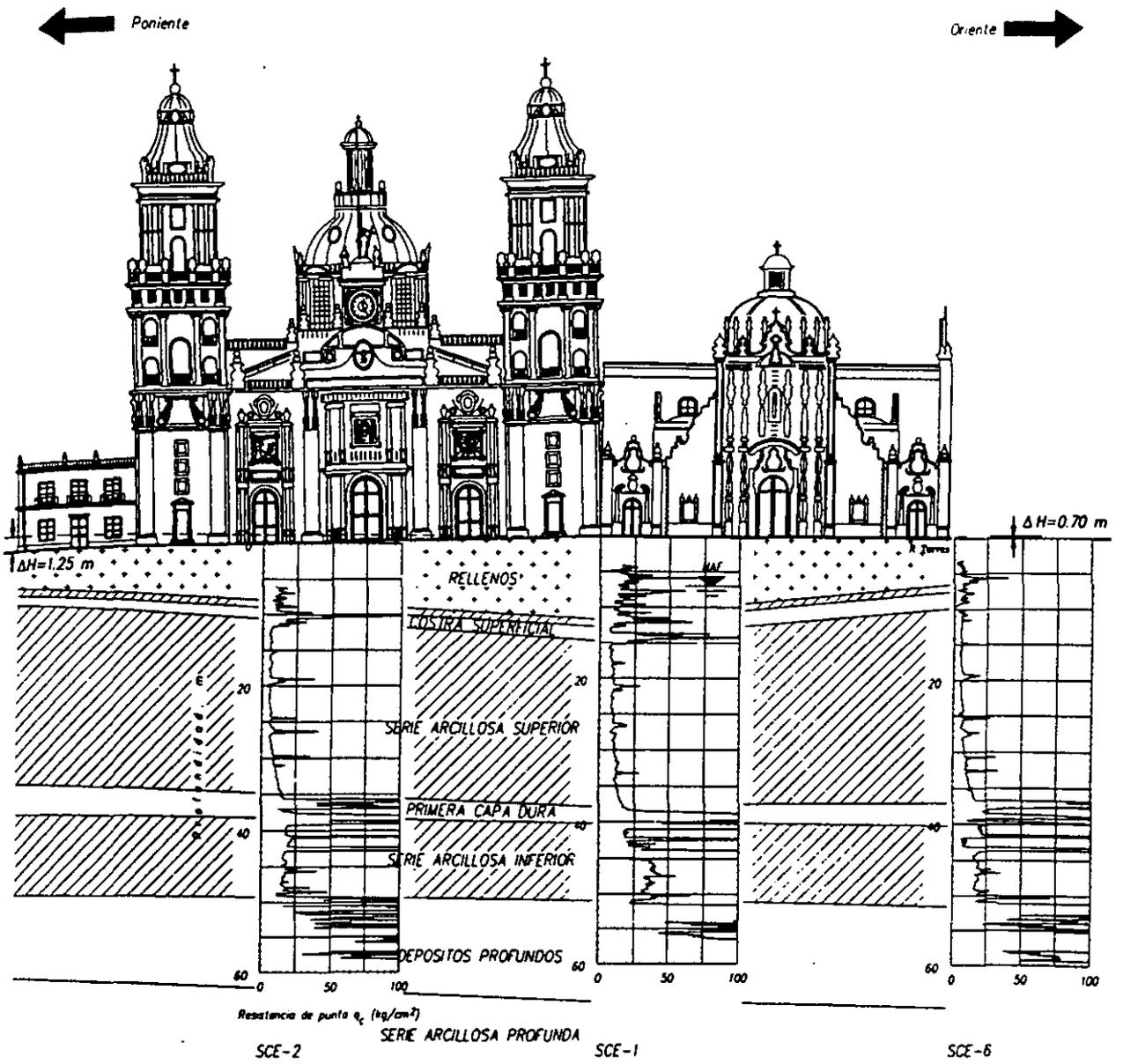


Fig 2. Estratigrafía del suelo sobre el cual se apoya la Catedral

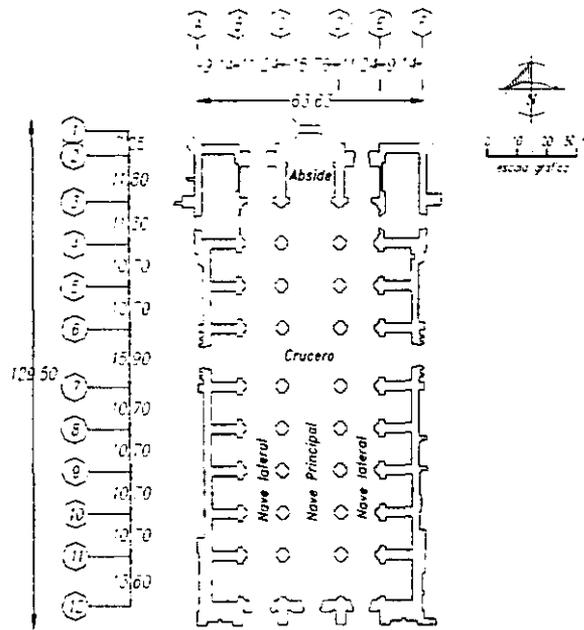


Fig 3. Vista en planta de la Catedral metropolitana

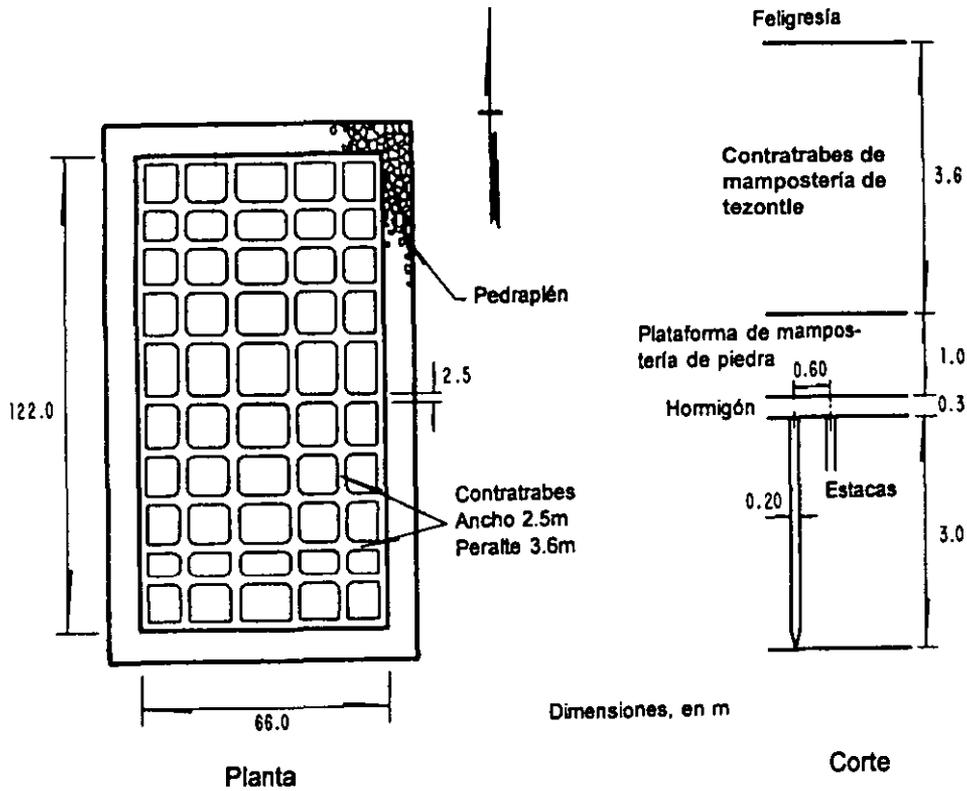


Fig 4. Esquema de la cimentación

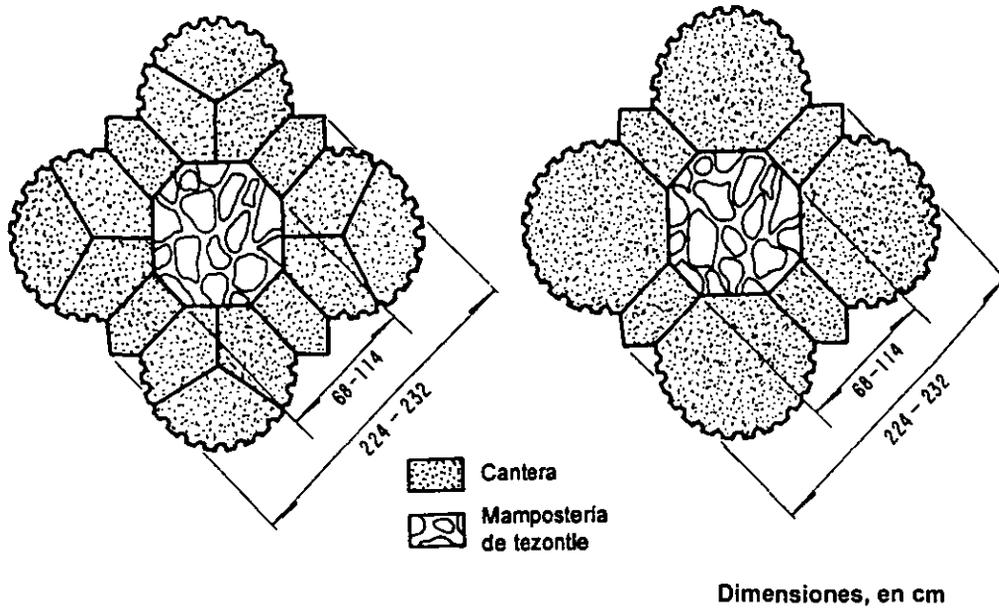


Fig 5. Sección transversal de las columnas en la nave central

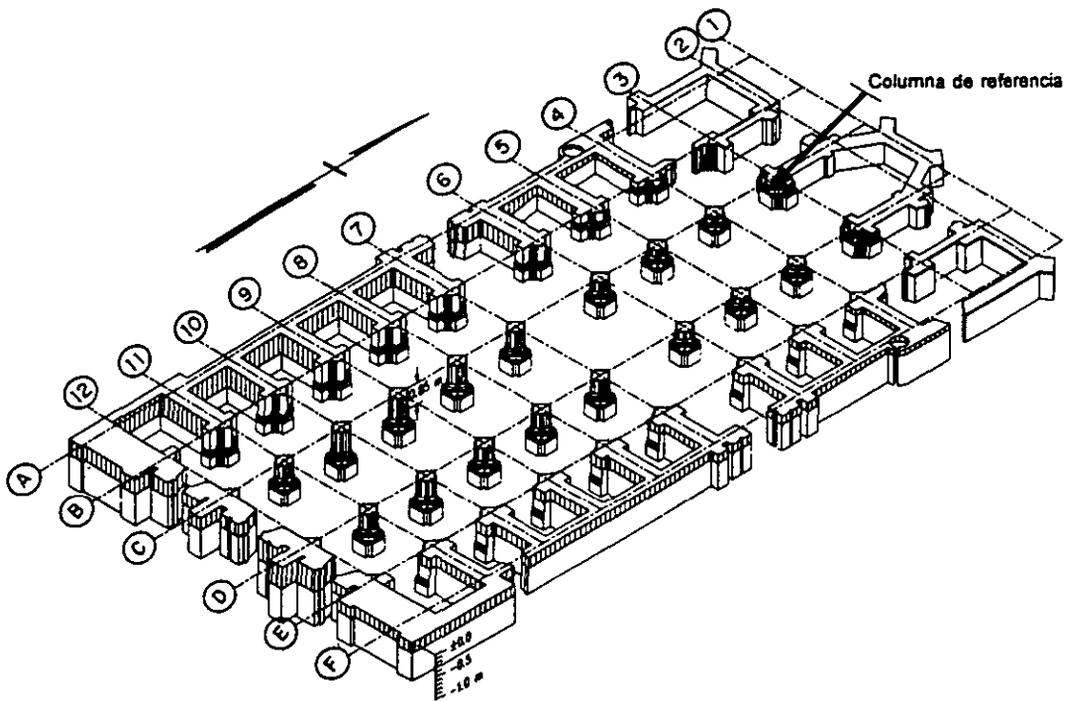
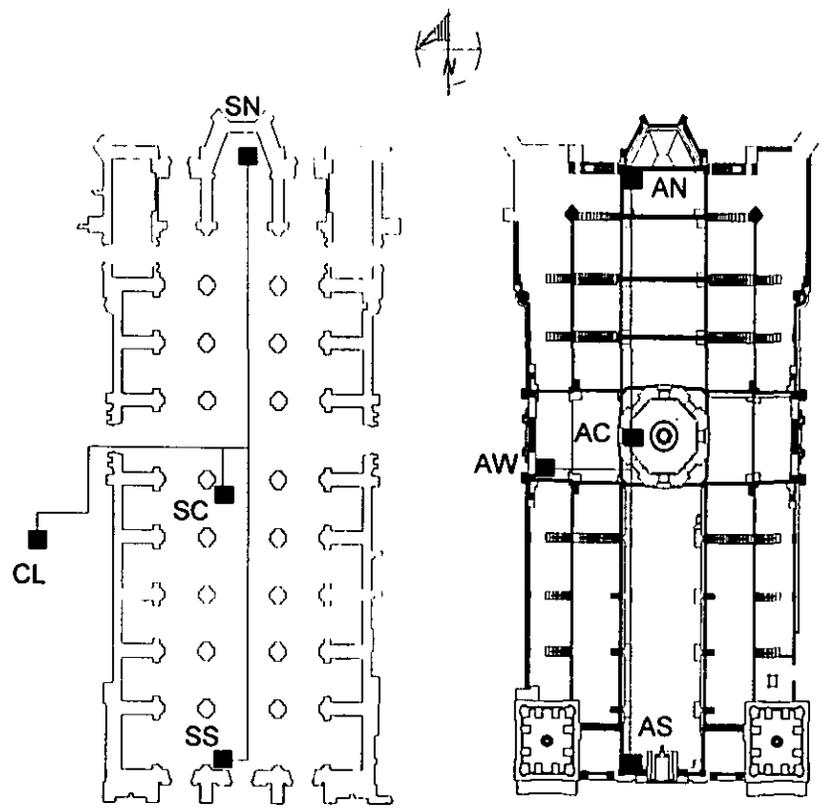
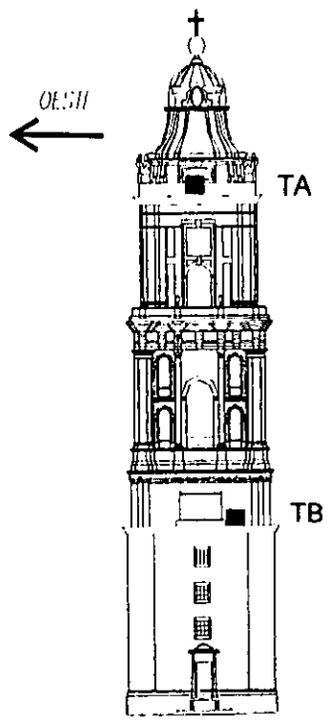


Fig 6. Corrección geométrica durante su construcción



a) Instrumentación en la base y en la cubierta



b) Instrumentación en la Torre sur-poniente

- SN Sótano Norte
- SC Sótano Sur
- SS Sótano Sur
- CL Campo Libre
- AN Azotea Norte
- AC Azotea Centro
- AW Azotea Oeste
- AS Azotea Sur
- TB Torre Baja
- TA Torre alta

Fig 7. Instrumentación sísmica de la Catedral metropolitana

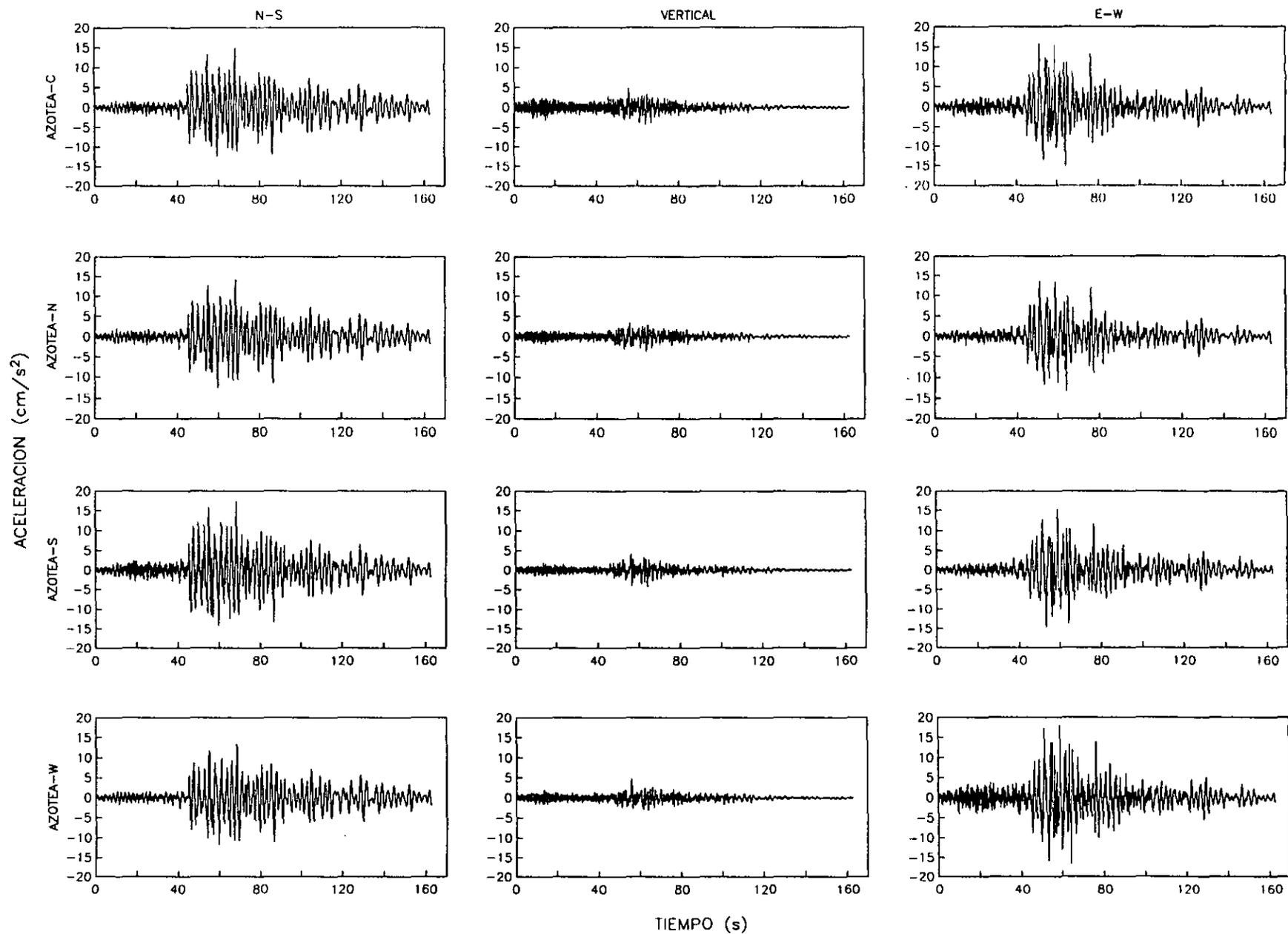


Fig 8. Acelerogramas registrados en los cuatro puntos de la azotea de Catedral, durante el sismo del 11 de enero de 1997.

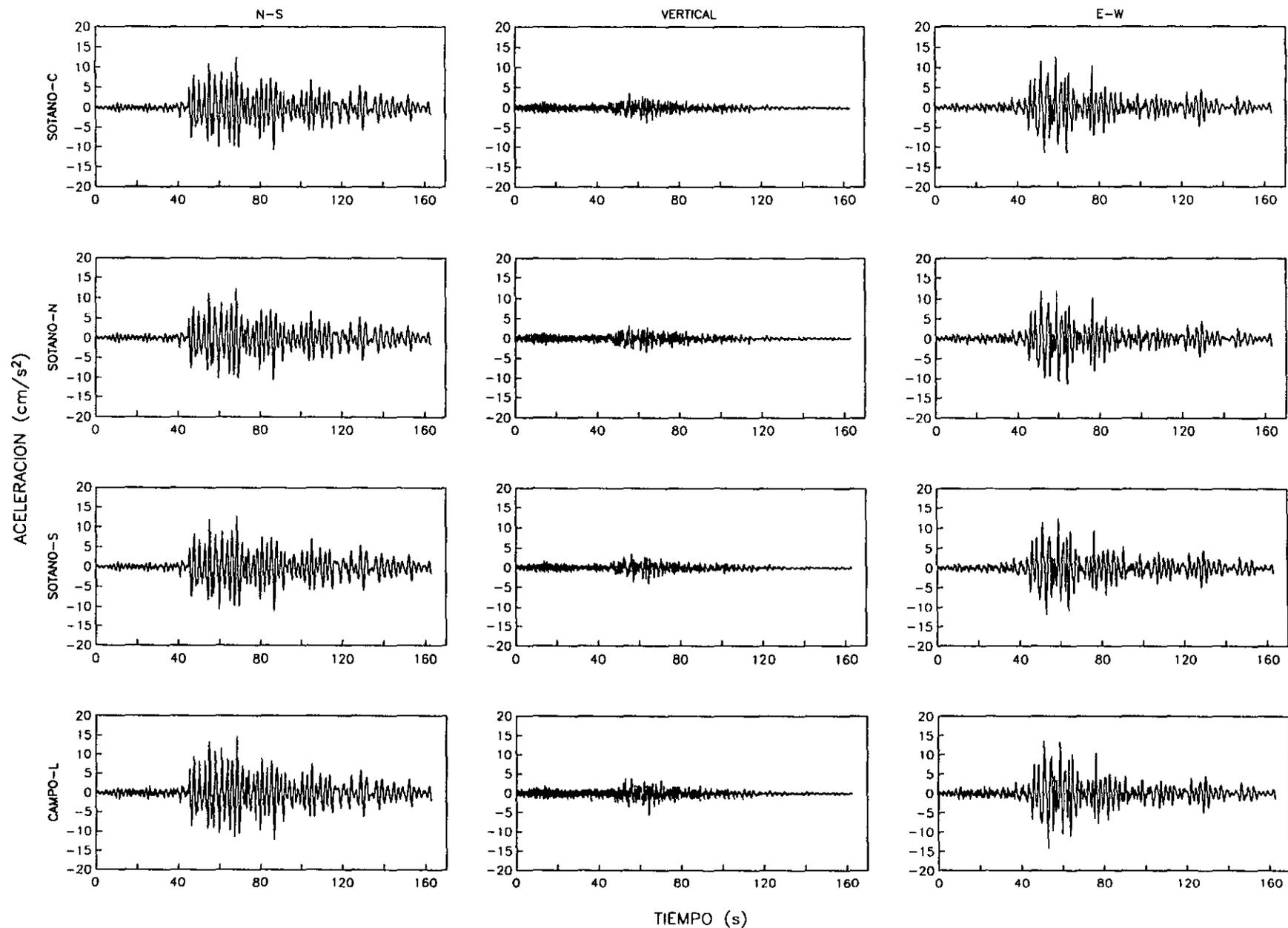


Fig 9. Acelerogramas registrados en los sótanos y campo libre de la Catedral, durante el sismo del 11 de enero de 1997.

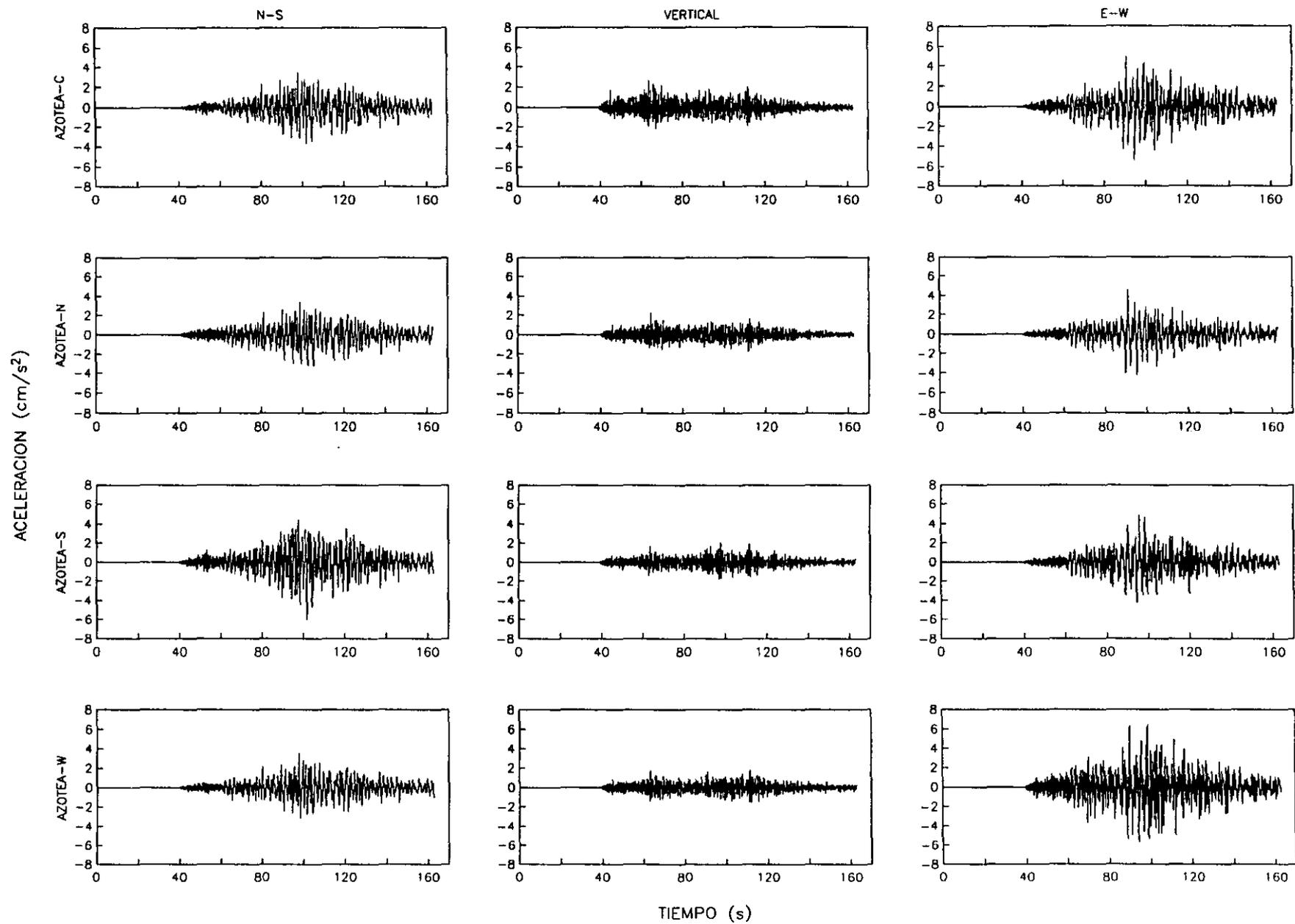


Fig 10. Acelerogramas registrados en los cuatro puntos de la azotea de Catedral, durante el sismo del 22 de mayo de 1997.

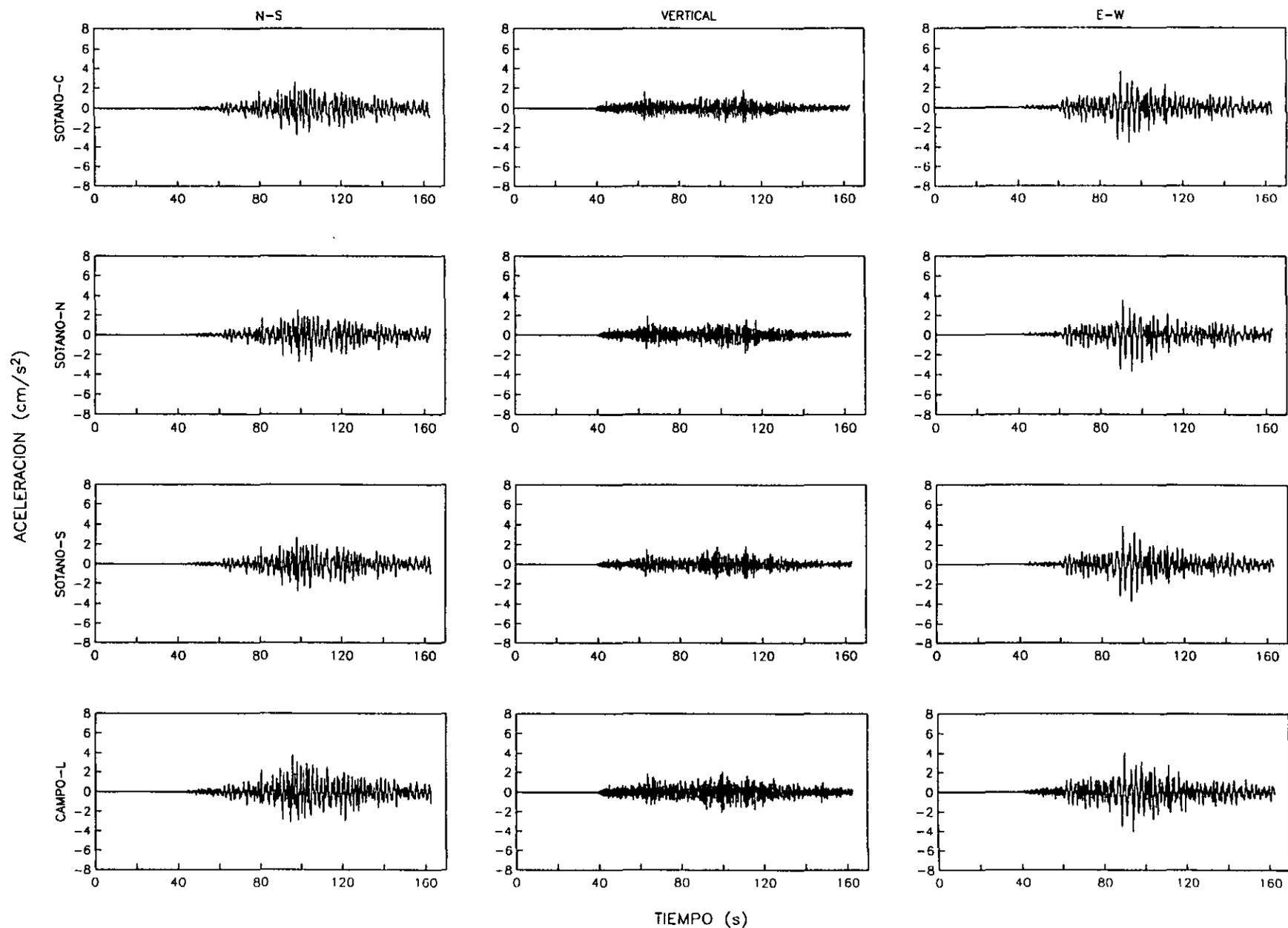


Fig 11. Acelerogramas registrados en los sótanos y campo libre de la Catedral, durante el sismo del 22 de mayo de 1997.

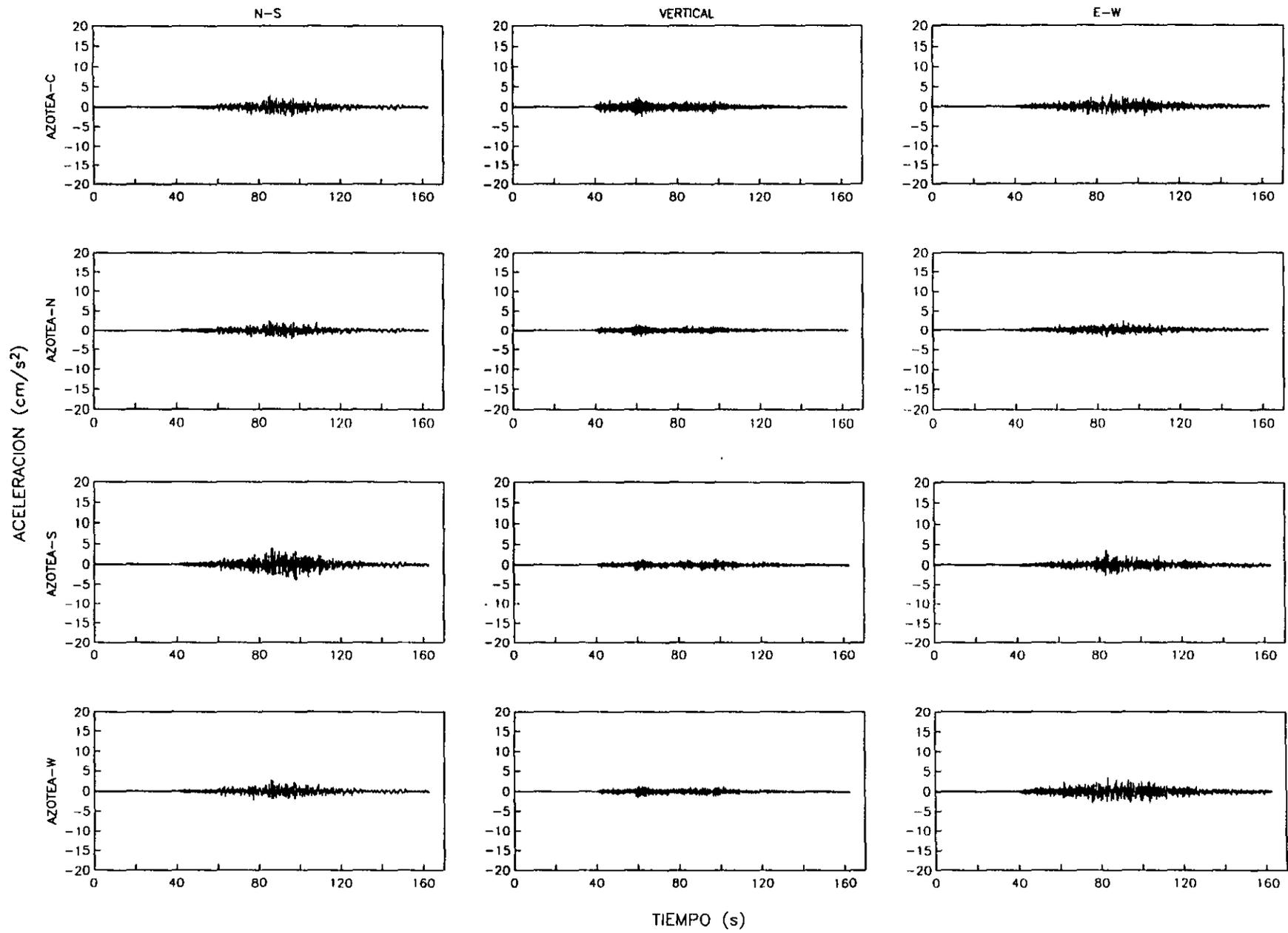


Fig 12. Acelerogramas registrados en los cuatro puntos de la azotea de Catedral, durante el sismo del 20 de abril de 1998.

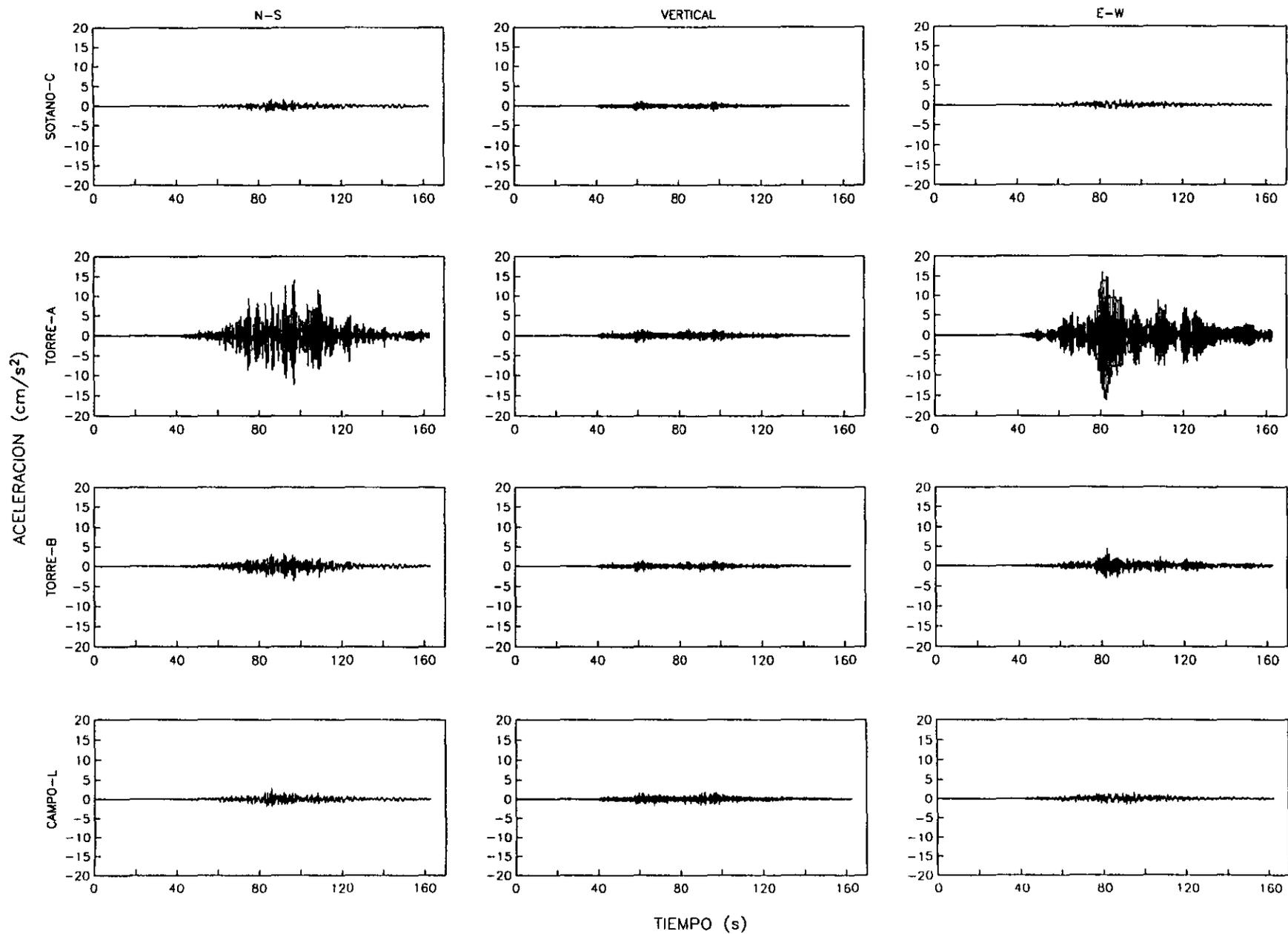
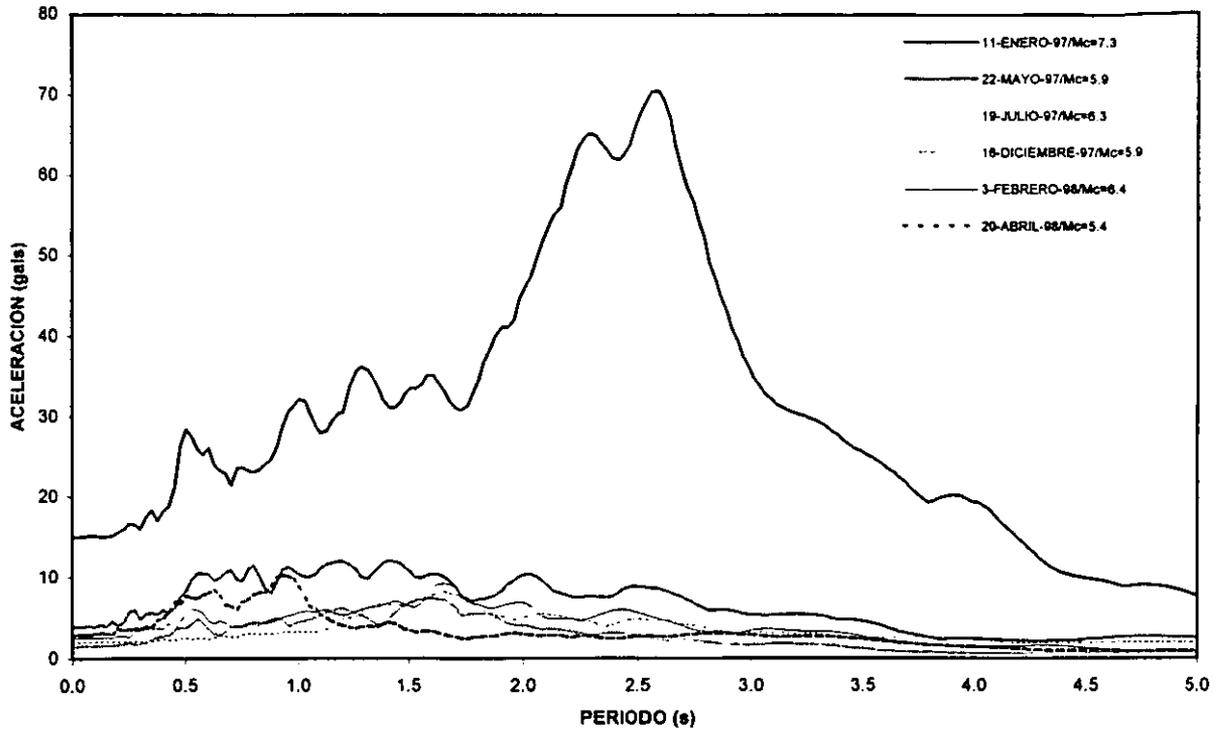


Fig 13. Acelerogramas registrados en la torre, sótano centro y campo libre de la Catedral, durante el sismo del 20 de abril de 1998.

DIRECCION N-S



DIRECCION E-W

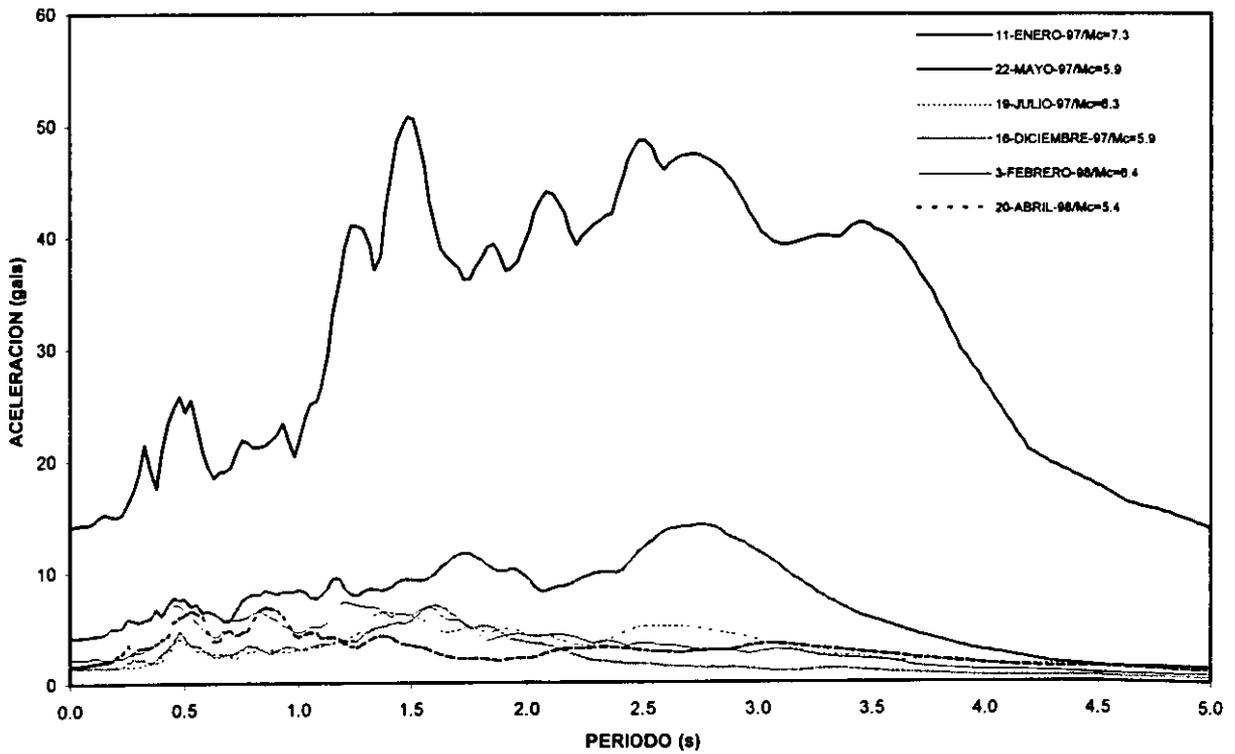
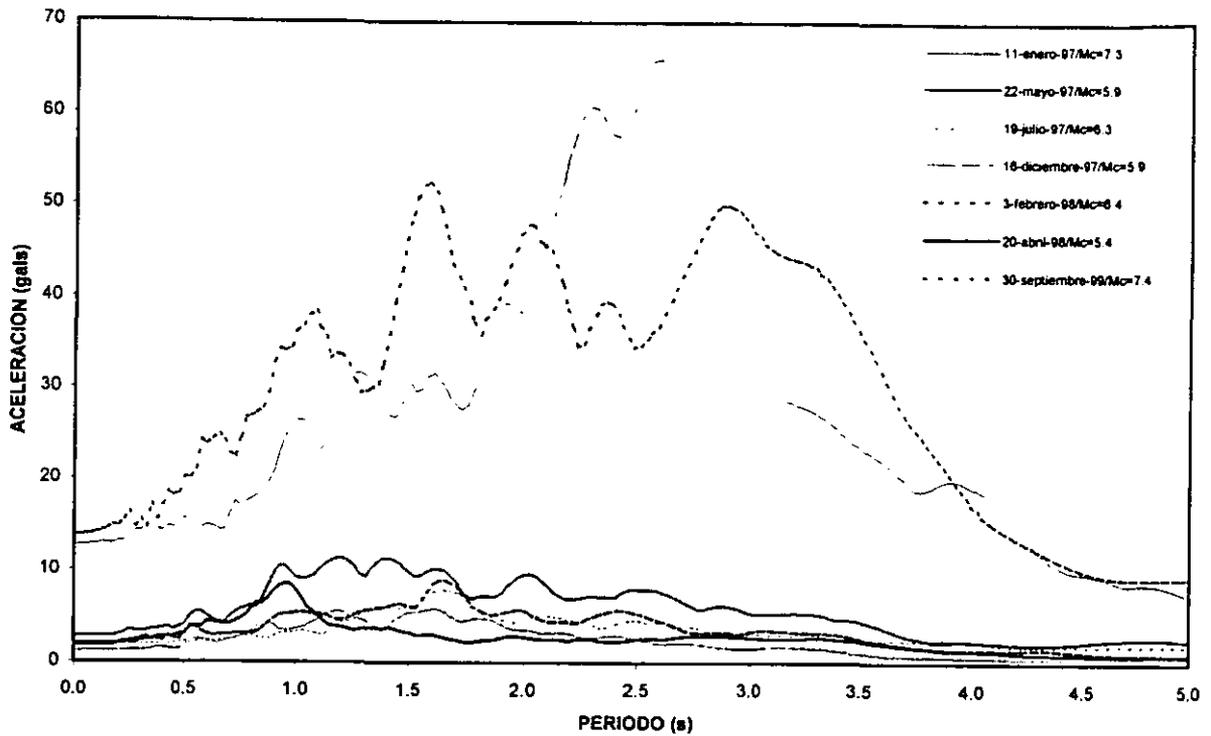


Fig 14. Espectros de respuesta concernientes al campo libre (CL), para varios eventos sísmicos.

DIRECCION N-S



DIRECCION E-W

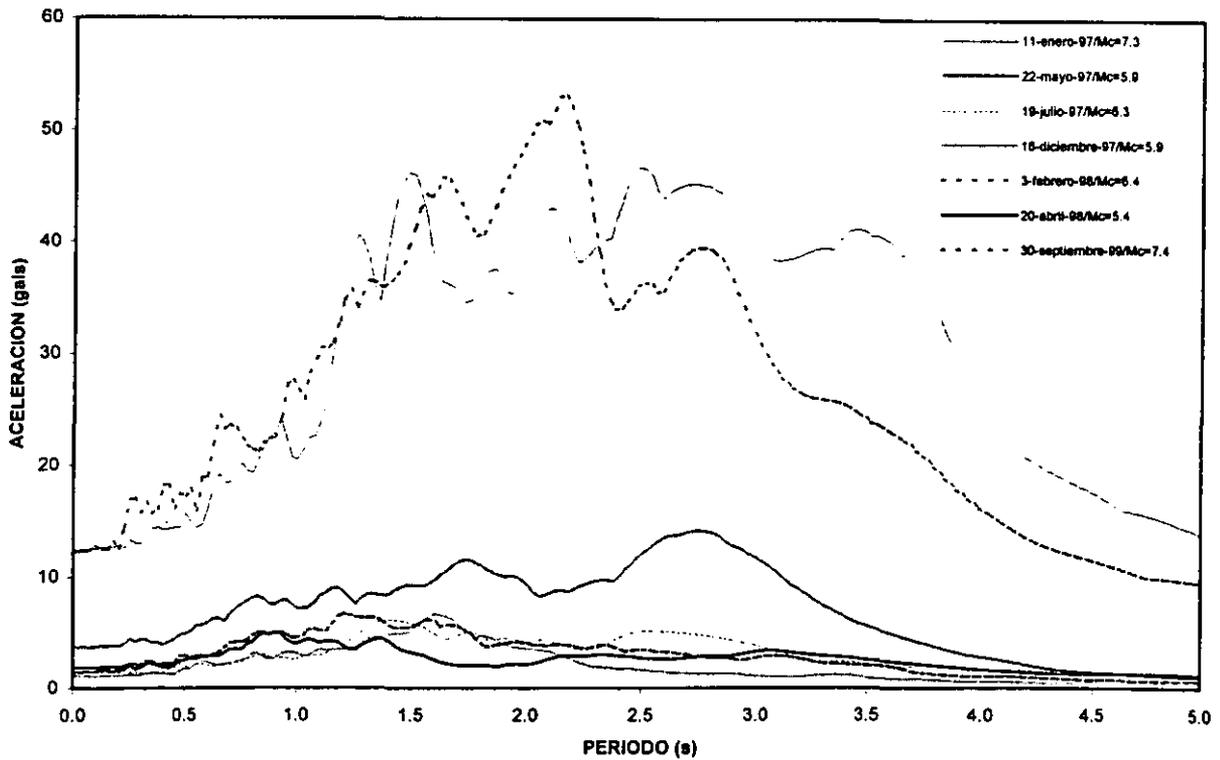
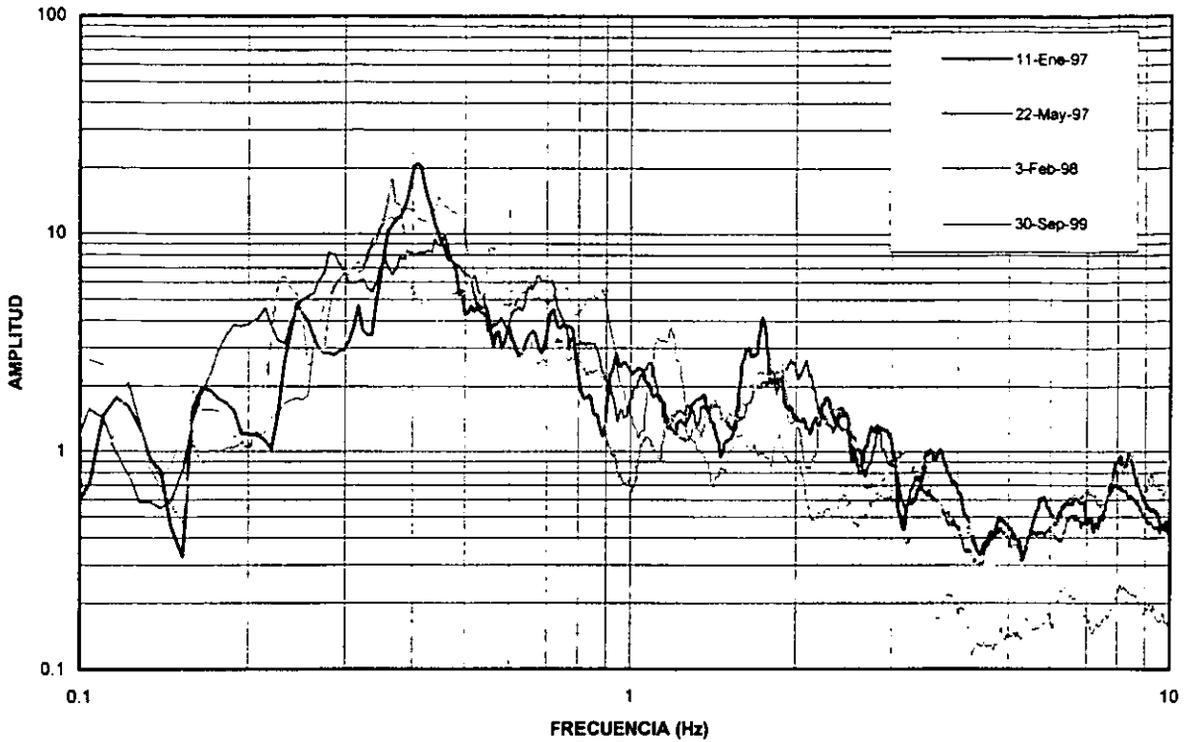


Fig 15. Espectros de respuesta concernientes al sótano centro (SC), para varios eventos sísmicos.

CATEDRAL CL/ESTACION CU. DIRECCION N-S



CATEDRAL CL/ESTACION CU. DIRECCION E-W

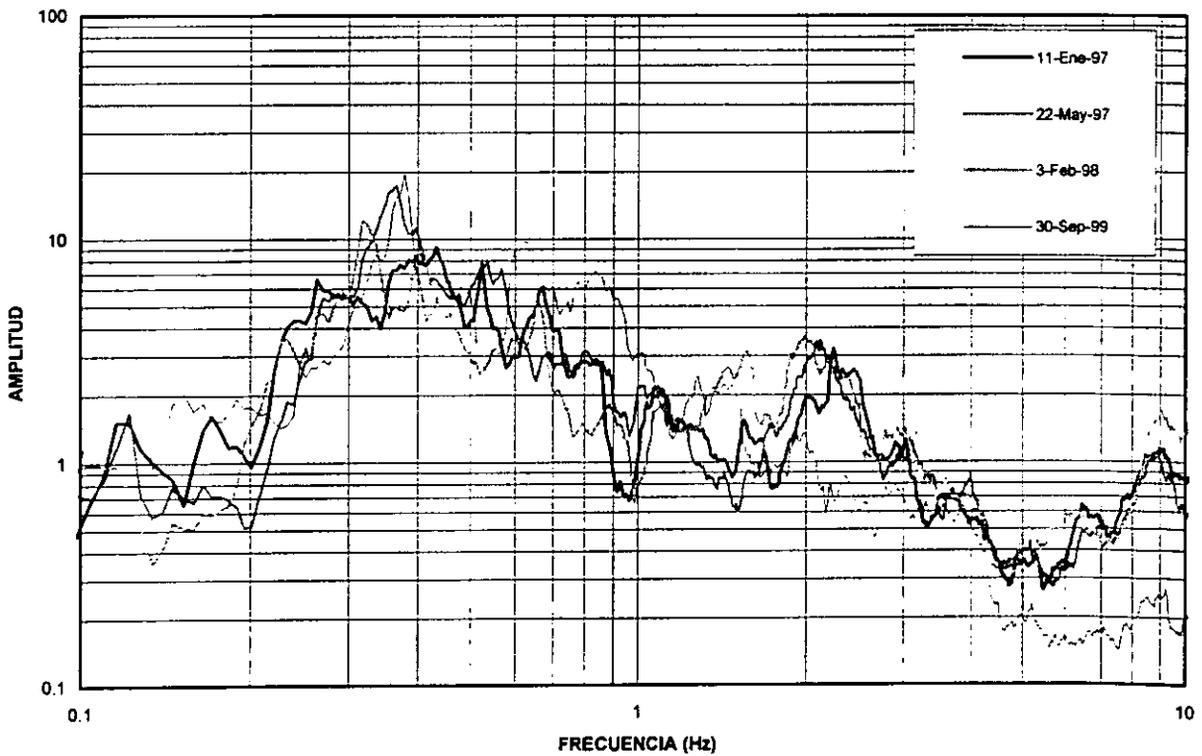
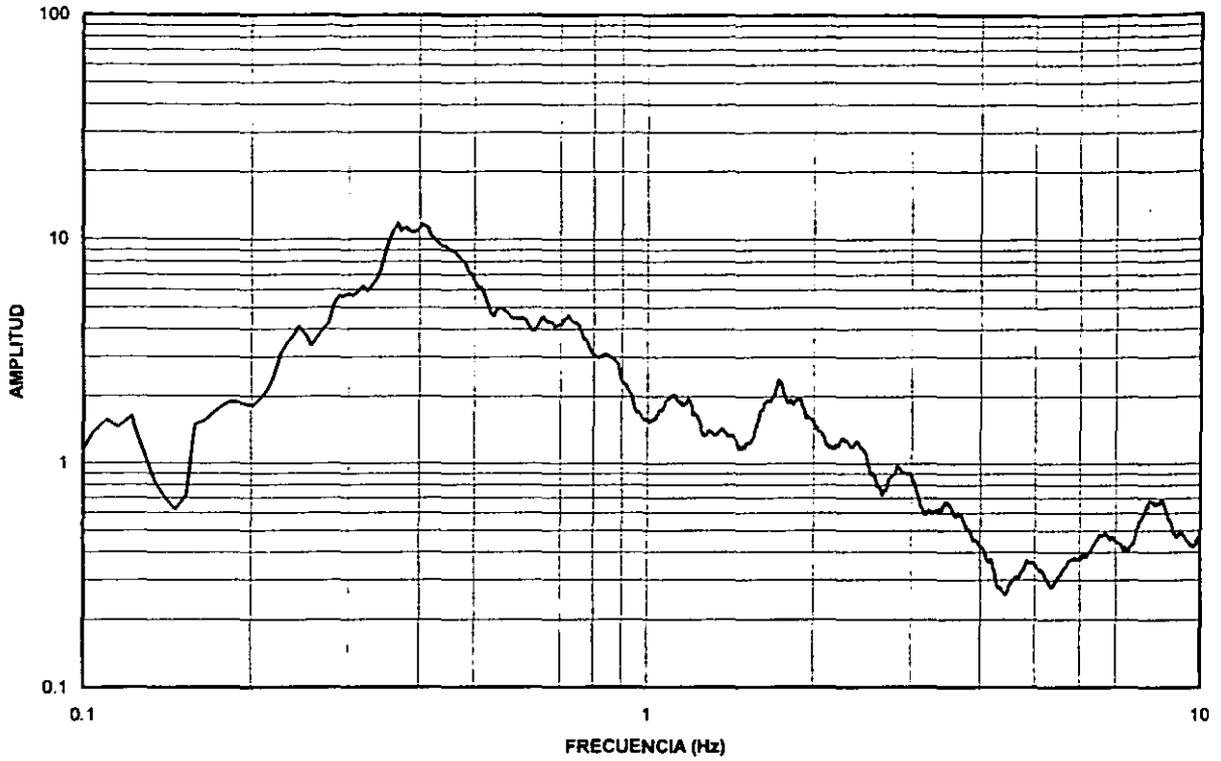


Fig 16. Funciones de transferencia de Catedral CL respecto a la estación CU, para varios eventos sísmicos.

CATEDRAL CL/ESTACION CU. DIRECCION N-S



CATEDRAL CL/ESTACION CU. DIRECCION E-W

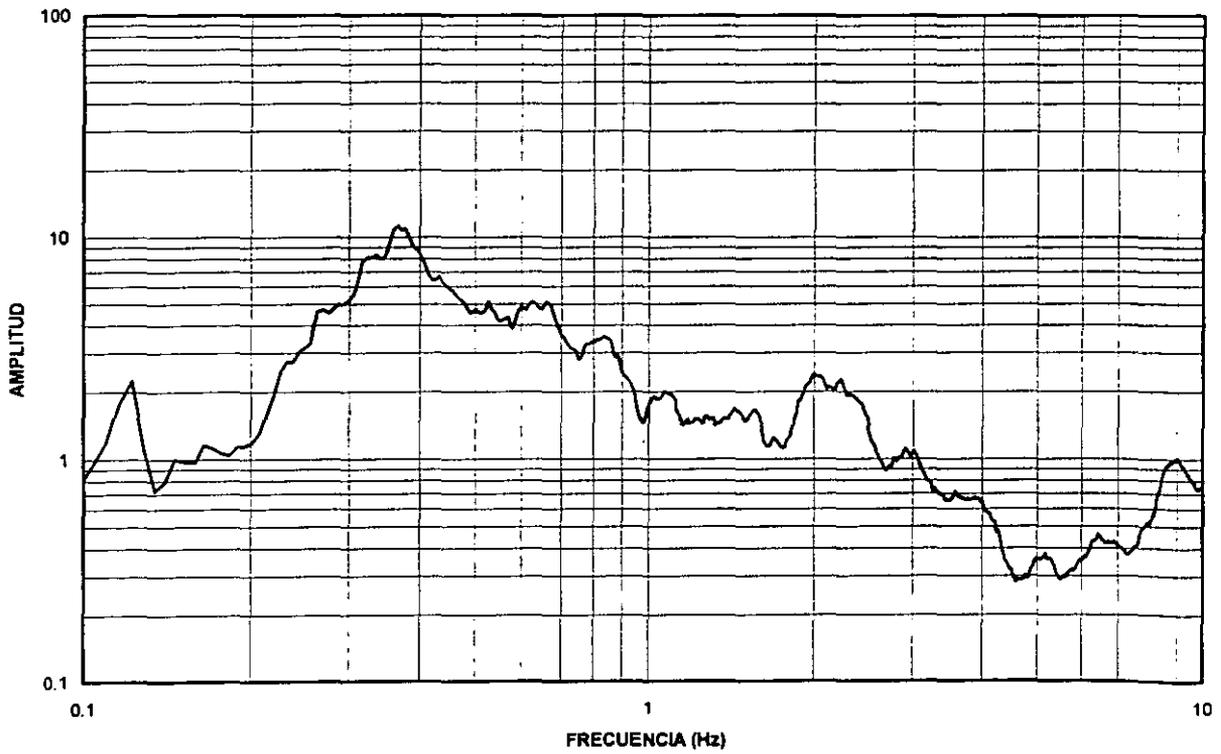


Fig 17. Funciones de transferencia promedio de Catedral CL respecto a la estación CU.

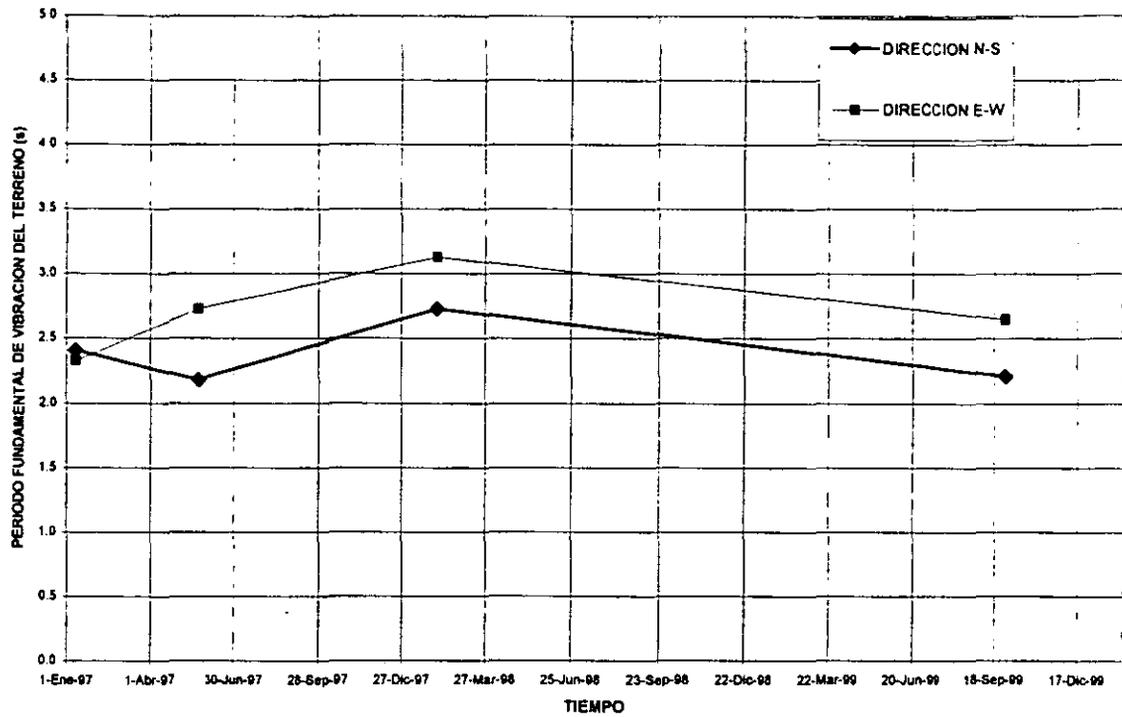


Fig 18. Variación del periodo fundamental de vibración del terreno (T), con respecto a la fecha de ocurrencia de los eventos sísmicos.

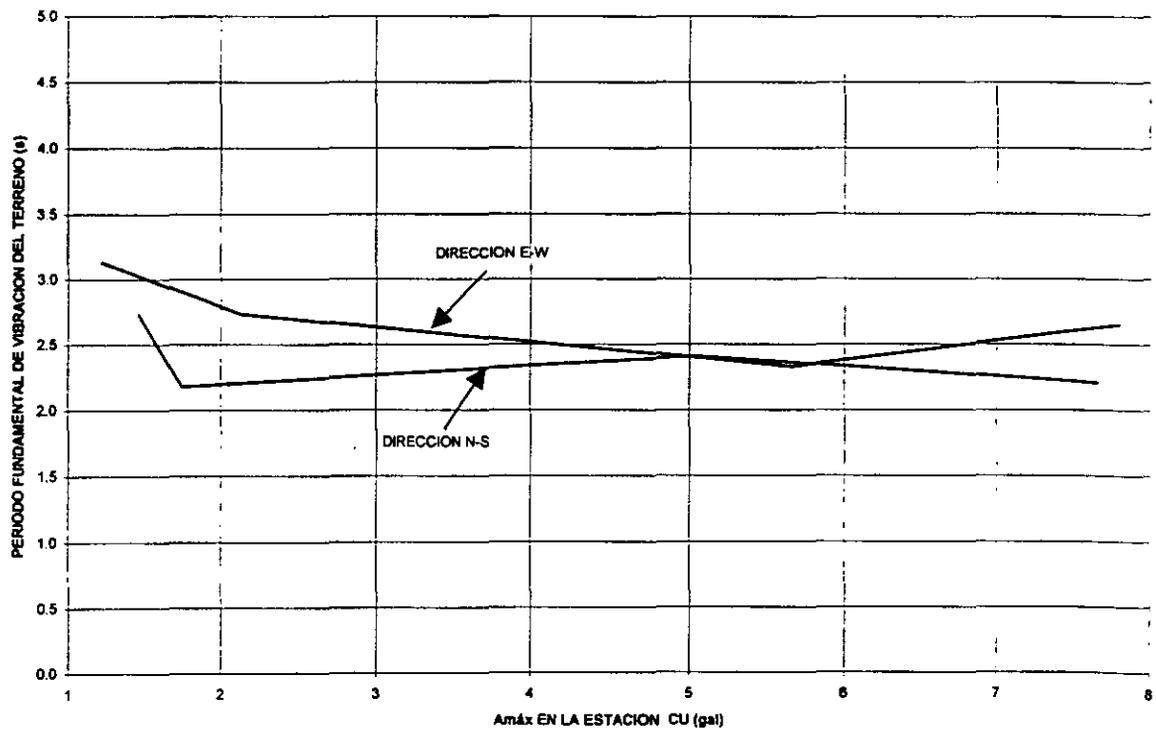


Fig 19. Variación del periodo fundamental de vibración del terreno (T), con respecto a la aceleración máxima registrada en la estación CU.

DIRECCION N-S

DIRECCION E-W

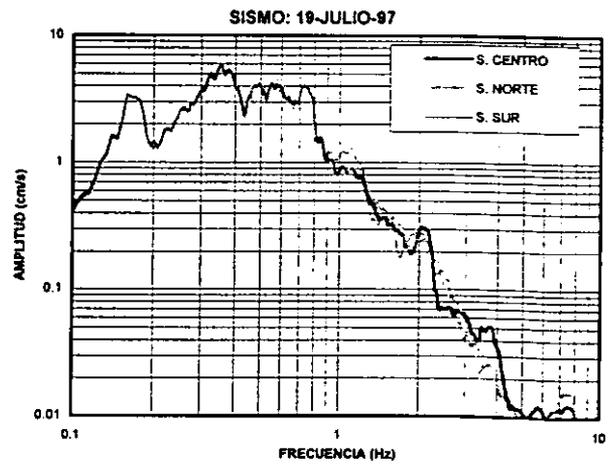
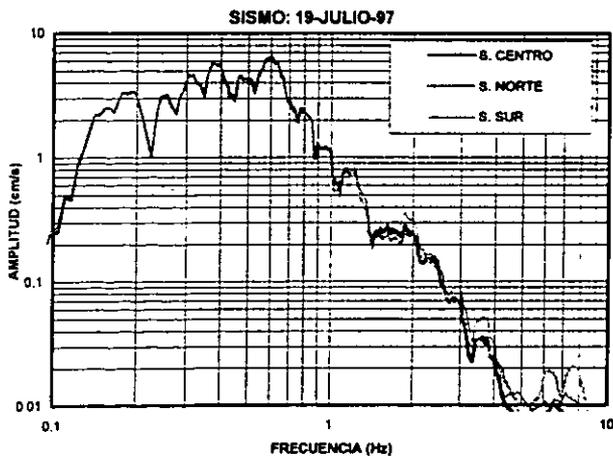
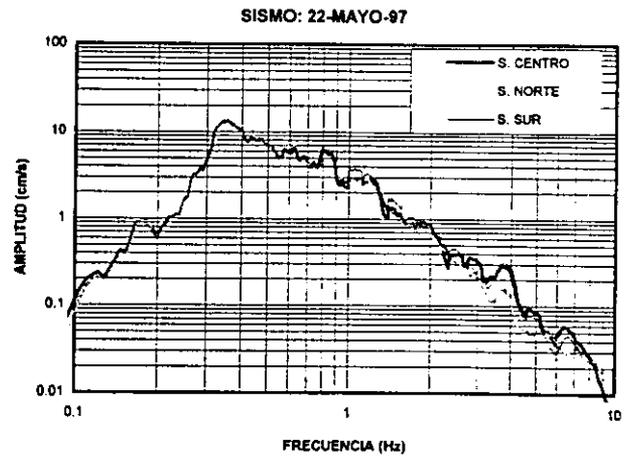
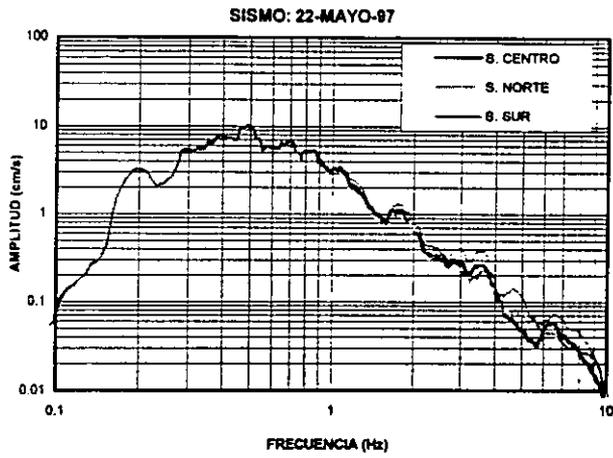
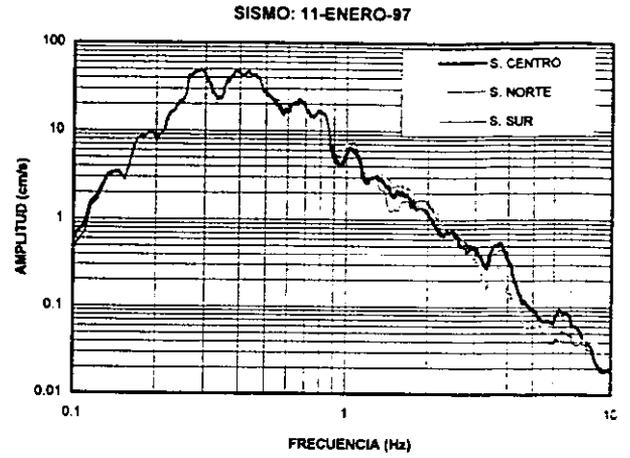
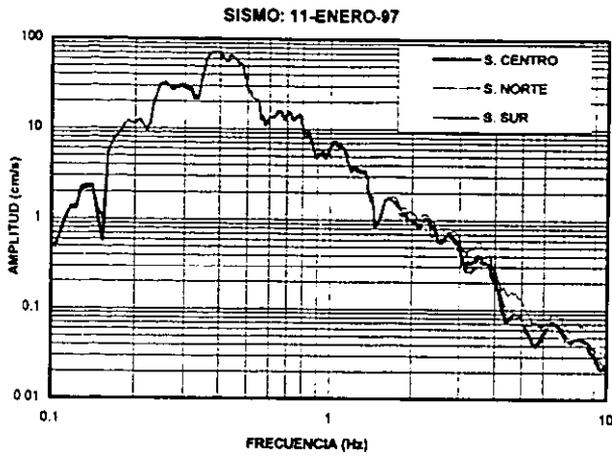


Fig 20. Comparación de los espectros de Fourier correspondientes a la parte del sótano de Catedral, en ambas direcciones horizontales.

DIRECCION N-S

DIRECCION E-W

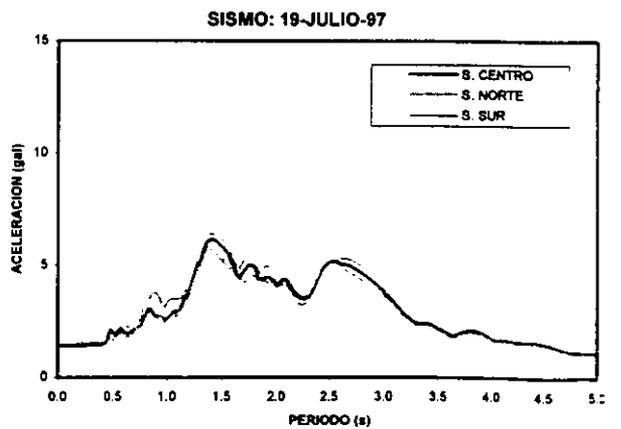
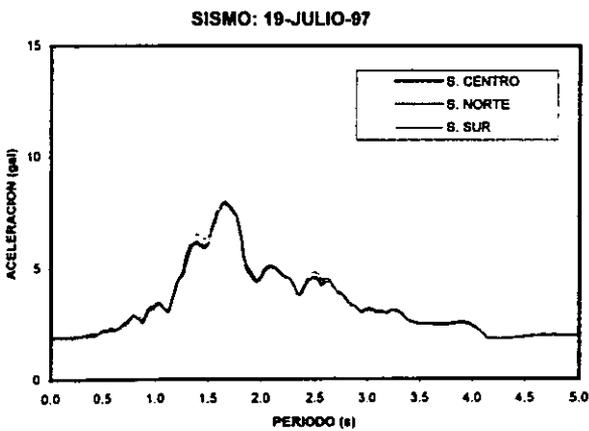
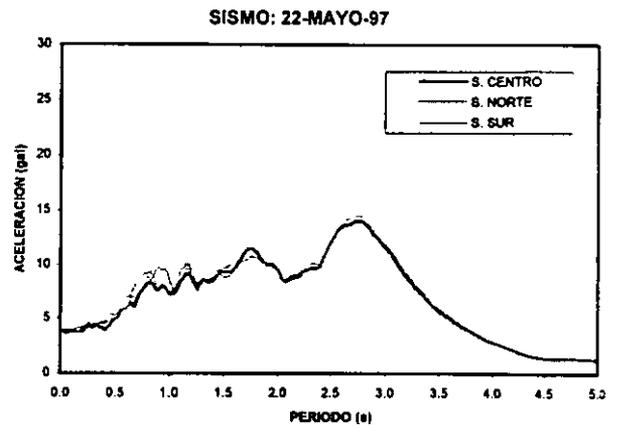
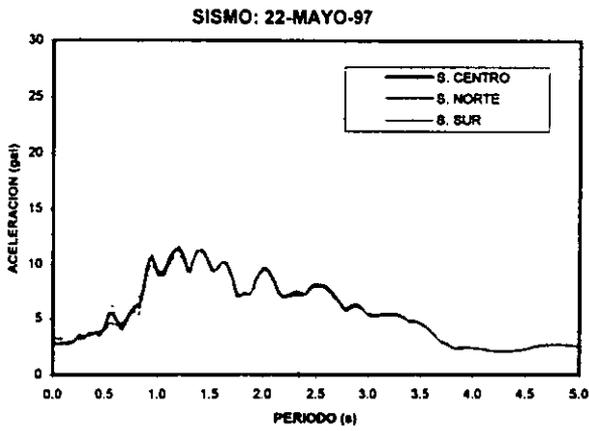
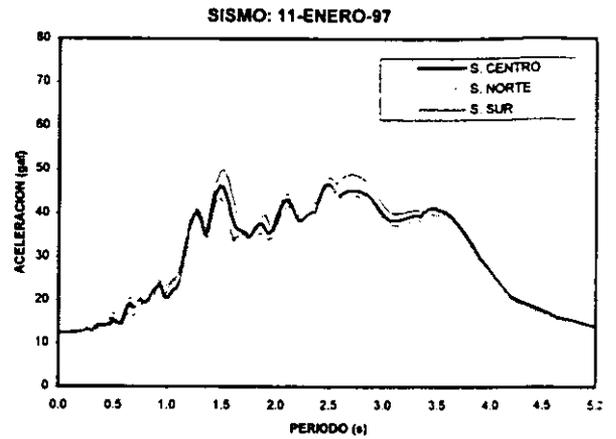
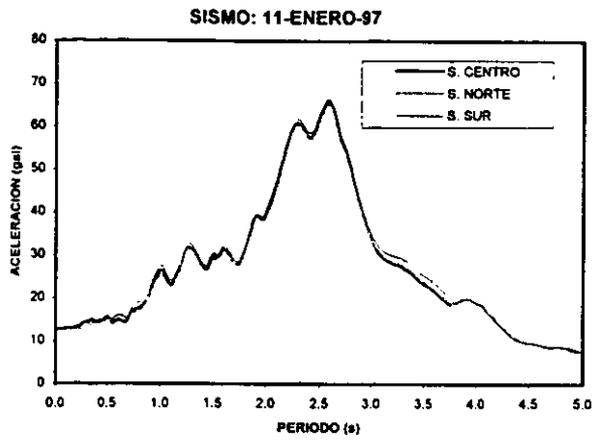


Fig 21. Comparación de los espectros de respuesta correspondientes a la parte del sótano de Catedral, para las dos direcciones horizontales.

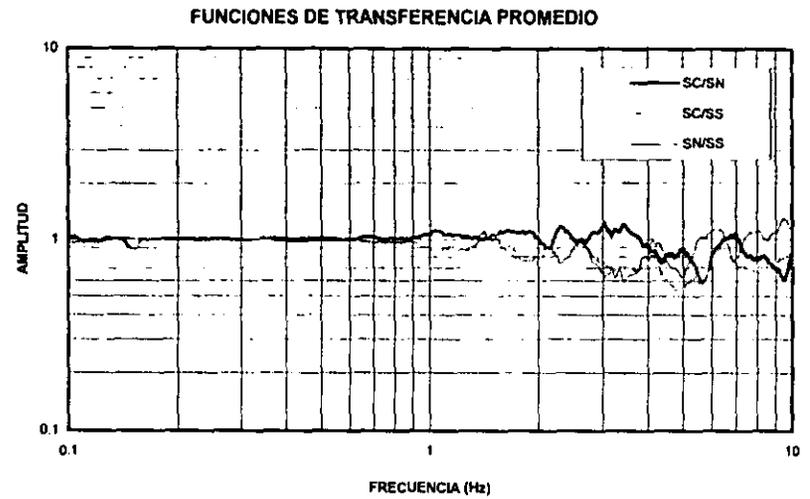
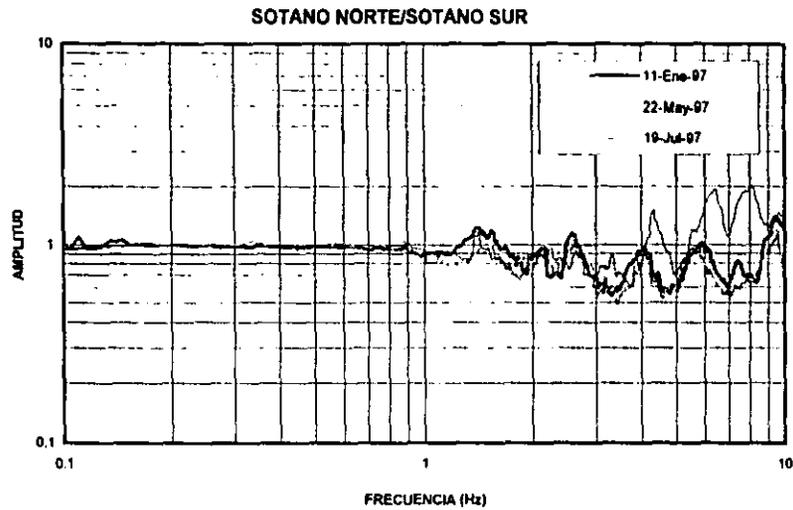
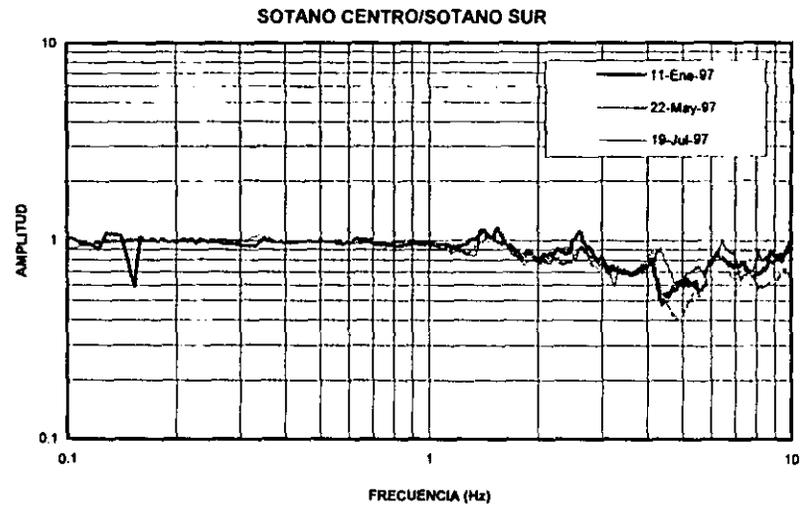
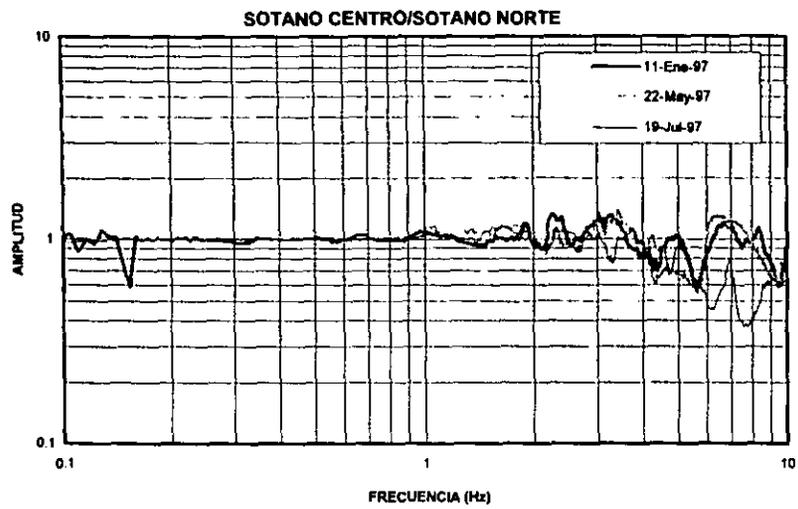


Fig 22. Funciones de transferencia entre los tres puntos del sótano, dirección N-S

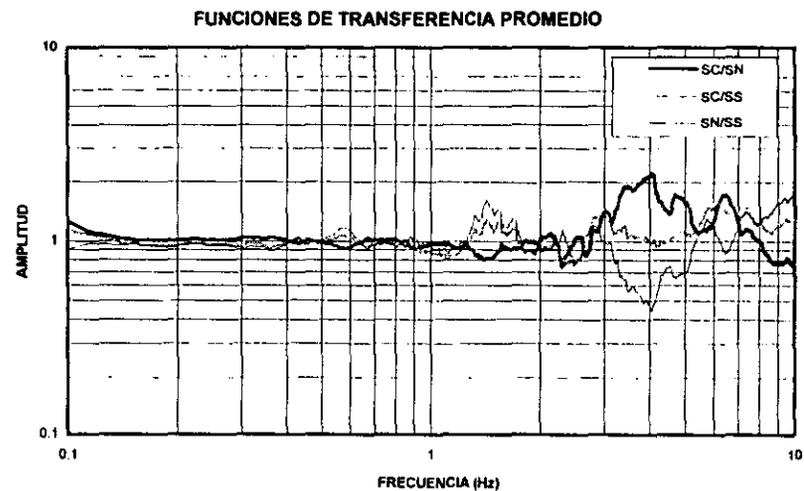
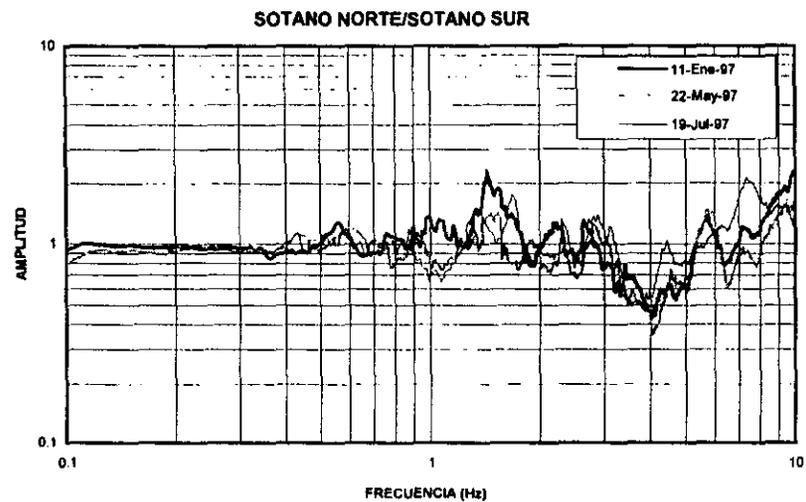
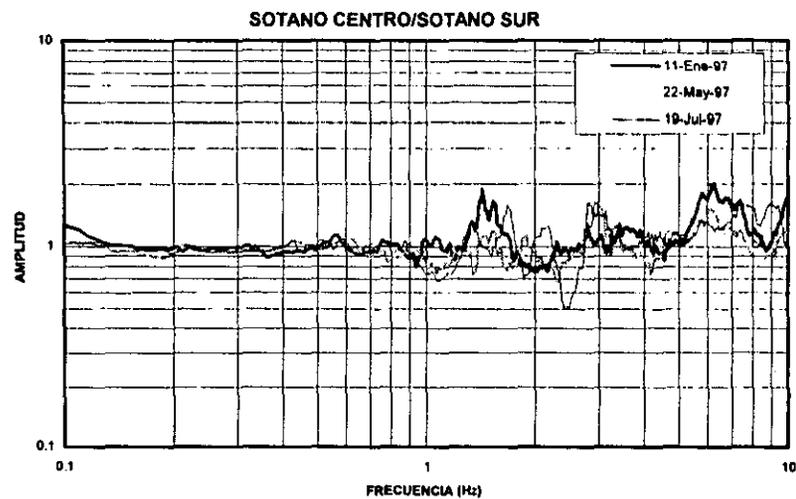
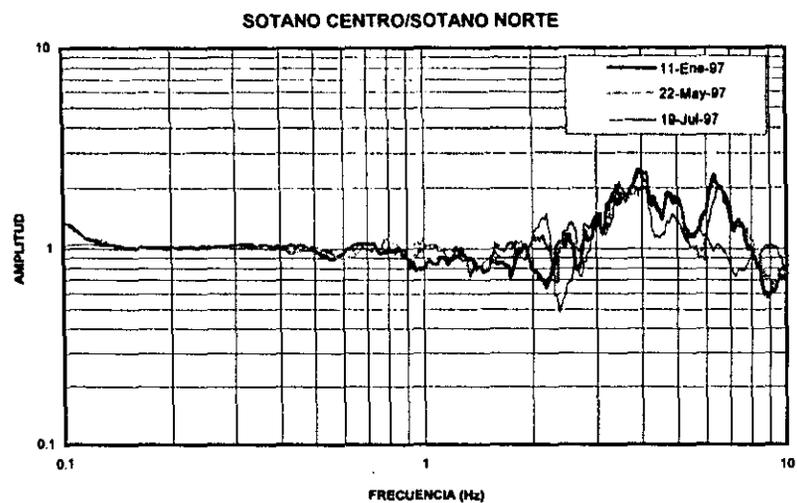


Fig 23. Funciones de transferencia entre los tres puntos del sótano, dirección E-W.

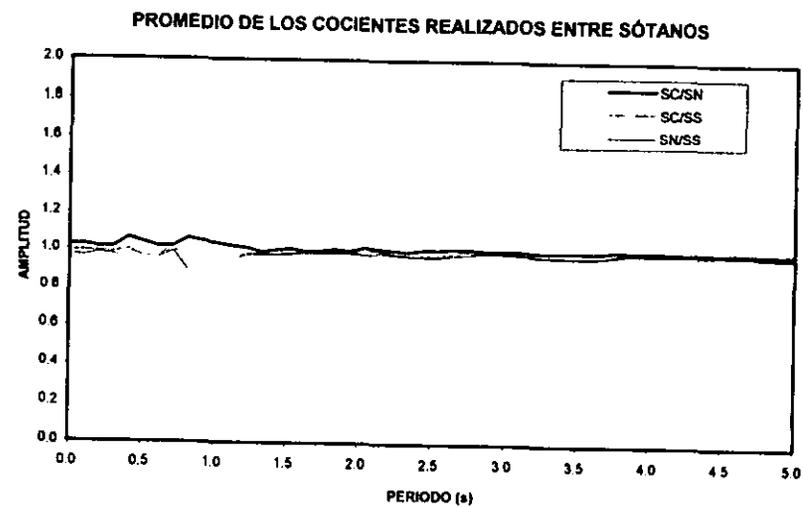
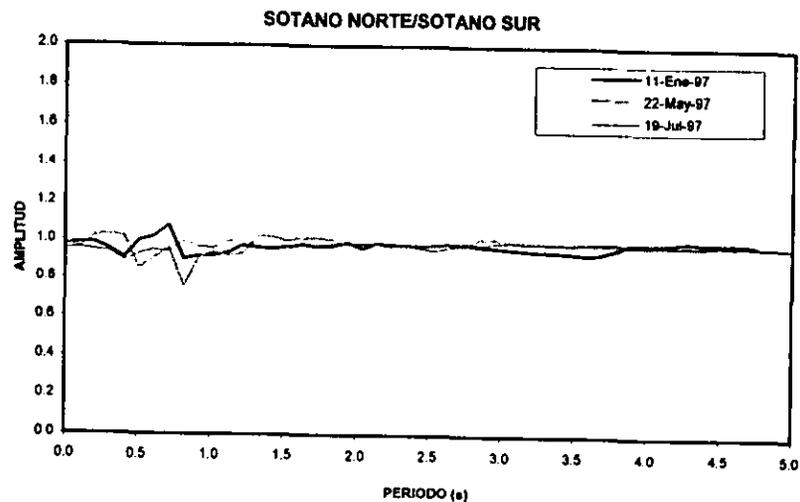
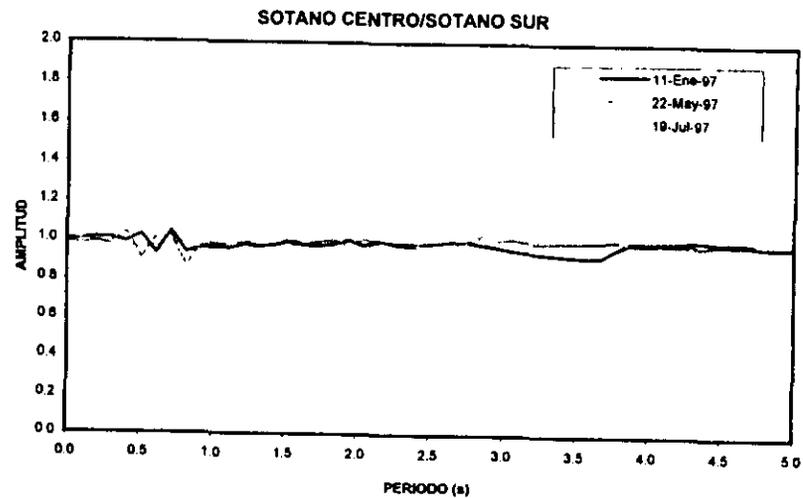
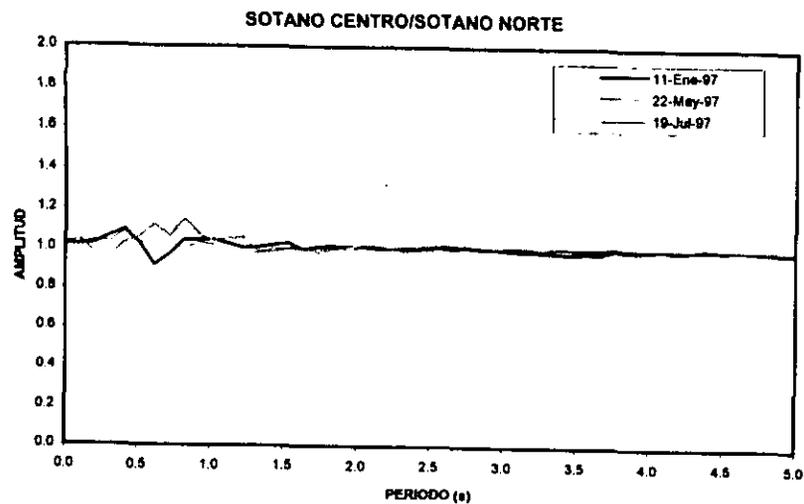


Fig 24. Cocientes entre los tres puntos del sótano a partir de los espectros de respuesta, dirección N-S.

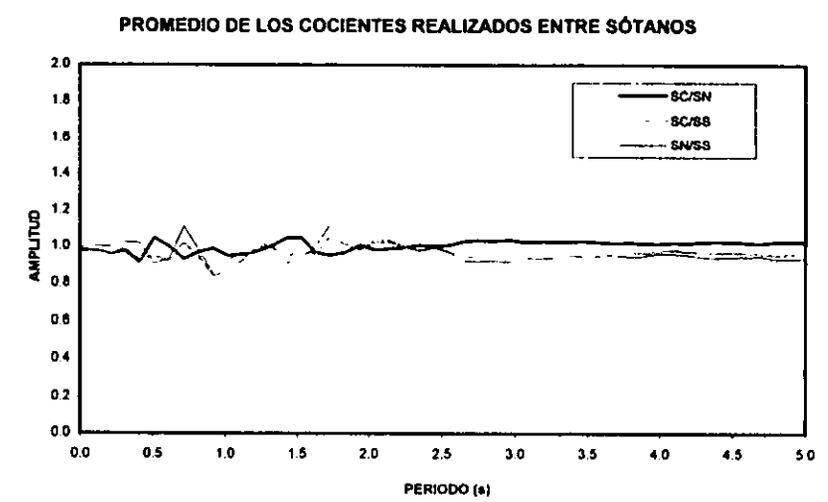
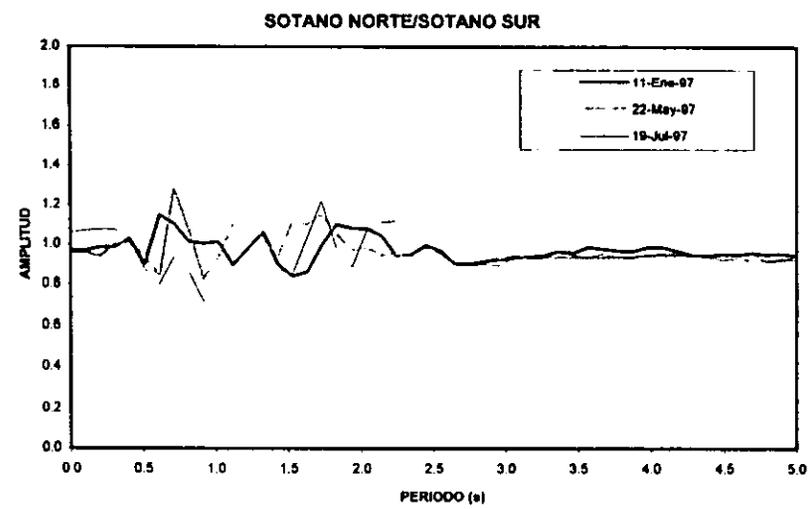
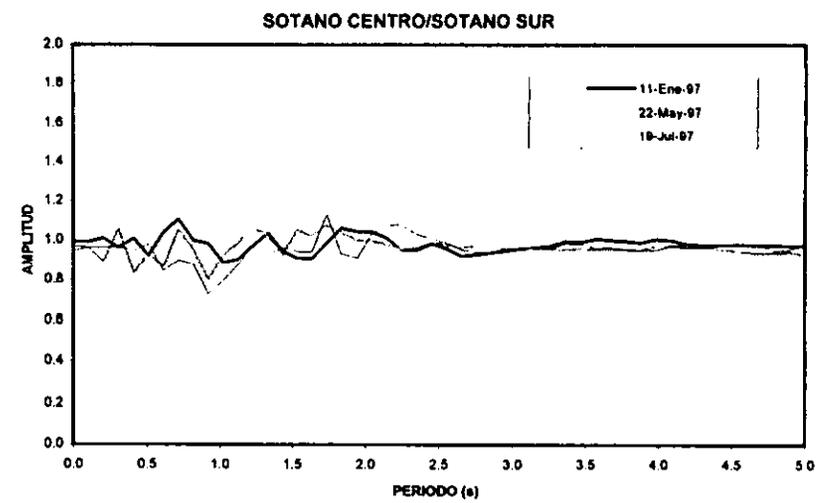
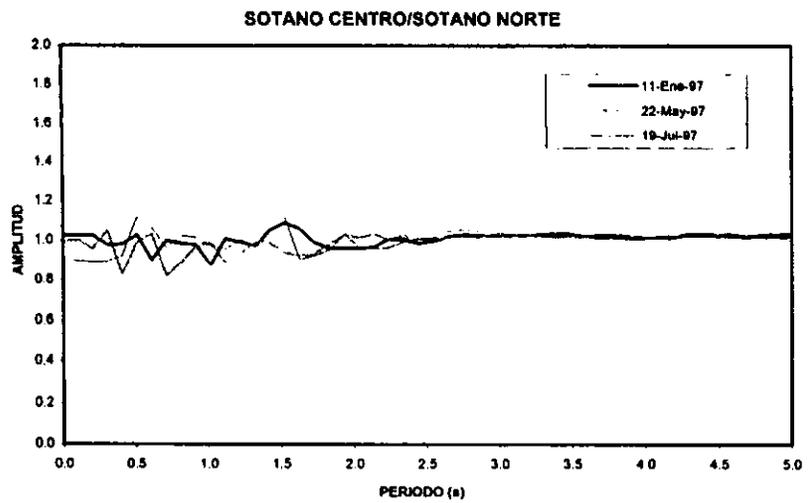


Fig 25. Cocientes entre los tres puntos del sótano a partir de los espectros de respuesta, dirección E-W.

DIRECCION V

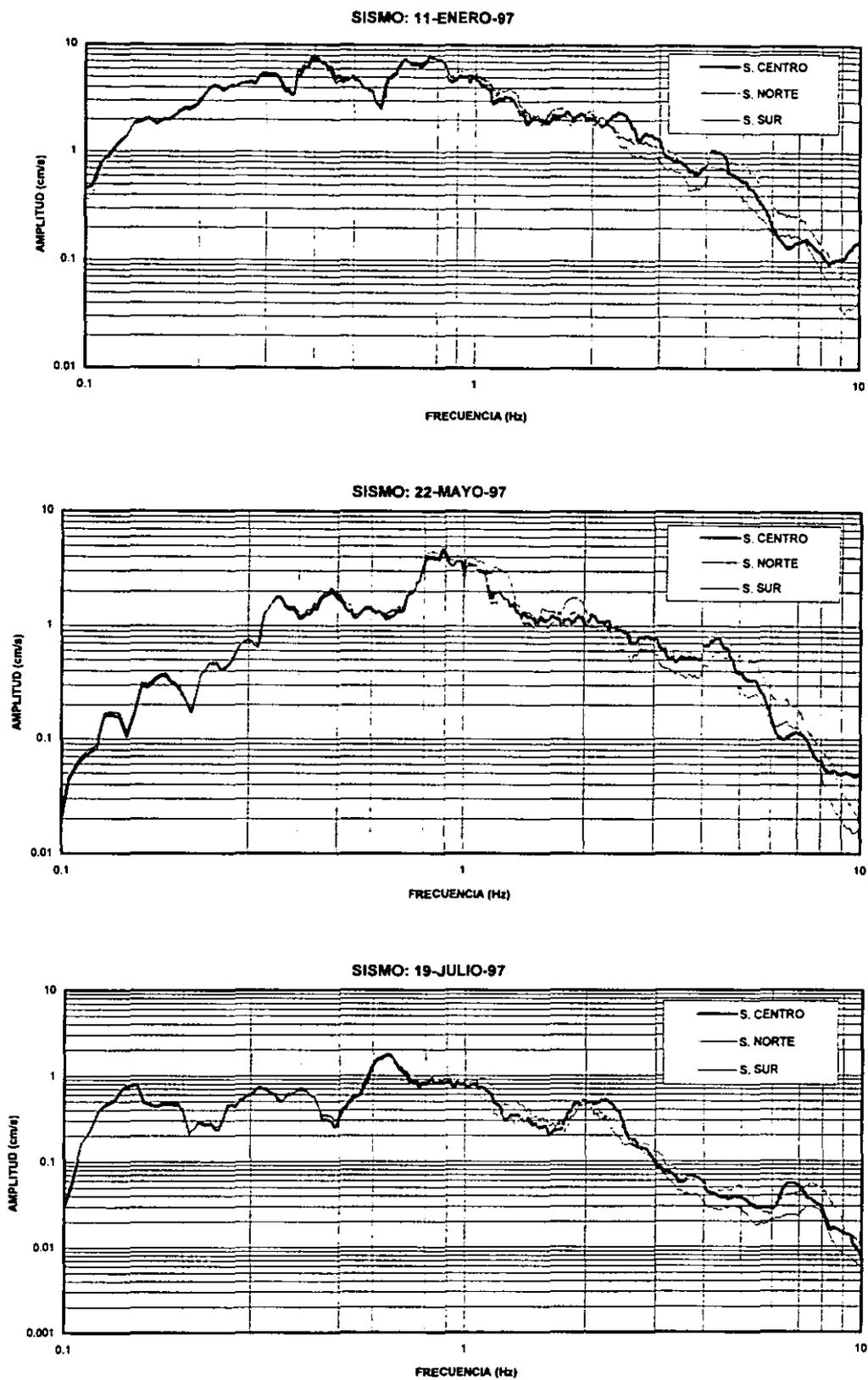


Fig 26. Espectros de Fourier concernientes a las tres estaciones del sótano, para diferentes sismos.

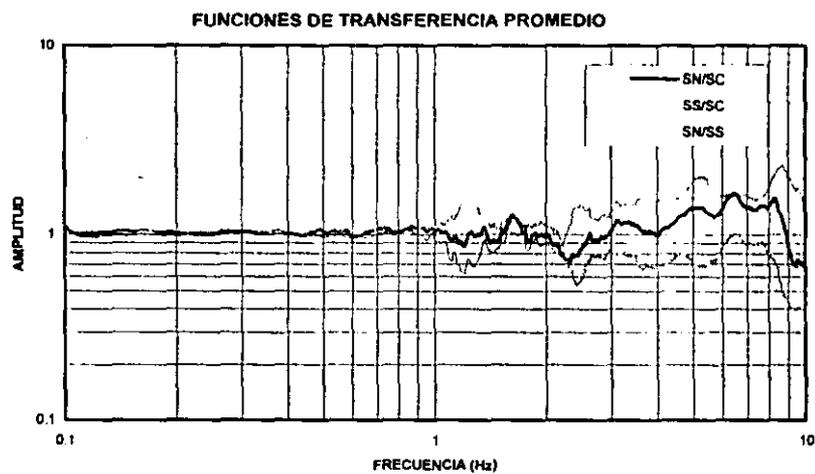
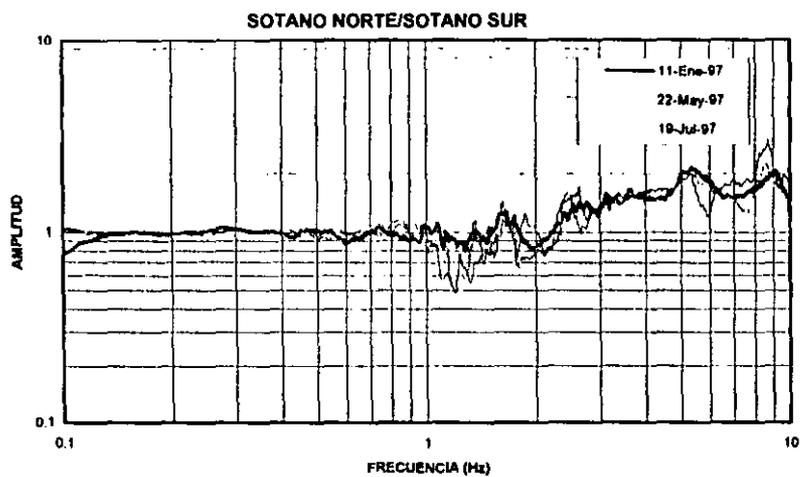
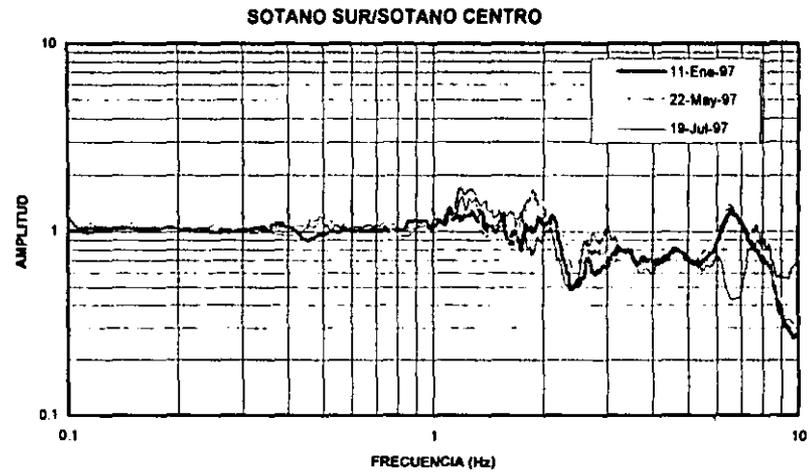
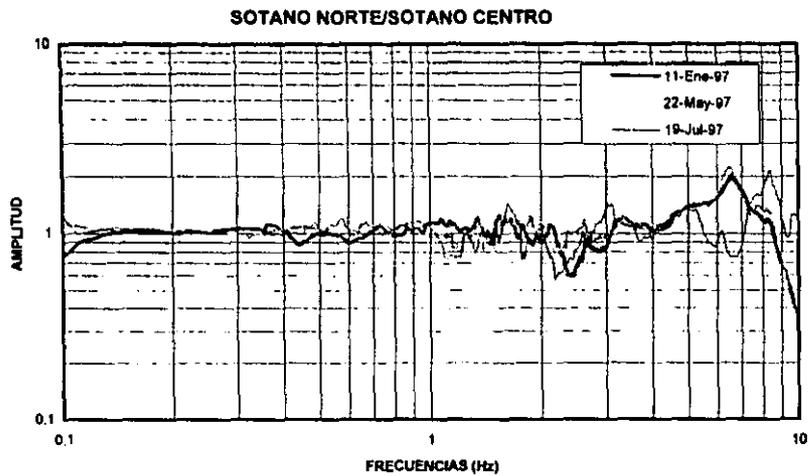


Fig 27. Funciones de transferencia entre las tres estaciones del sótano, dirección V.

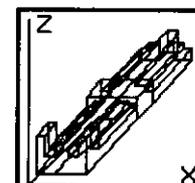
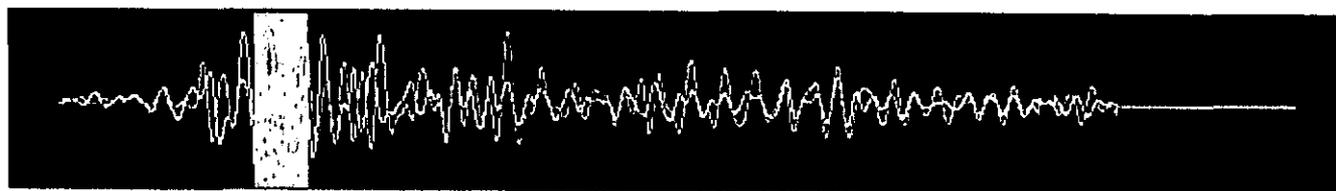
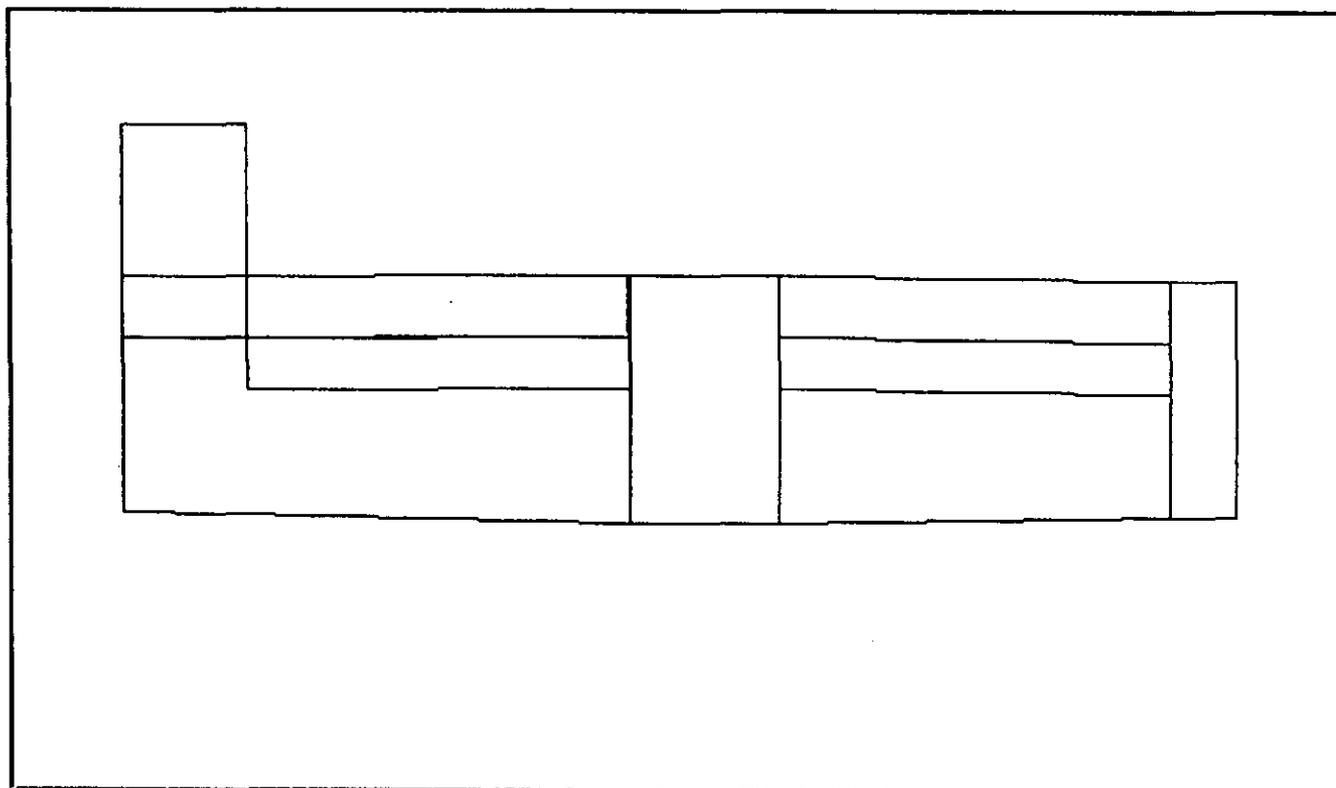


Fig 28. Deformación de la cimentación de la Catedral en un instante del tiempo, en la dirección vertical, durante el sismo del 11-enero-97.

DIRECCION N-S

DIRECCION E-W

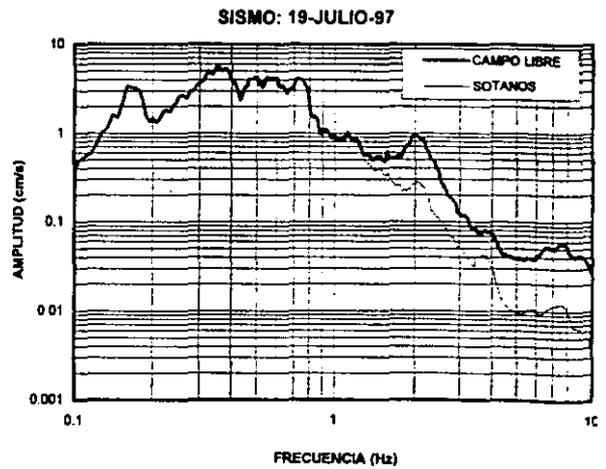
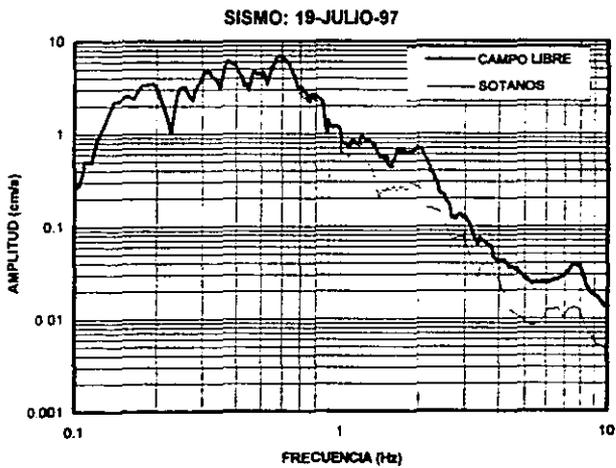
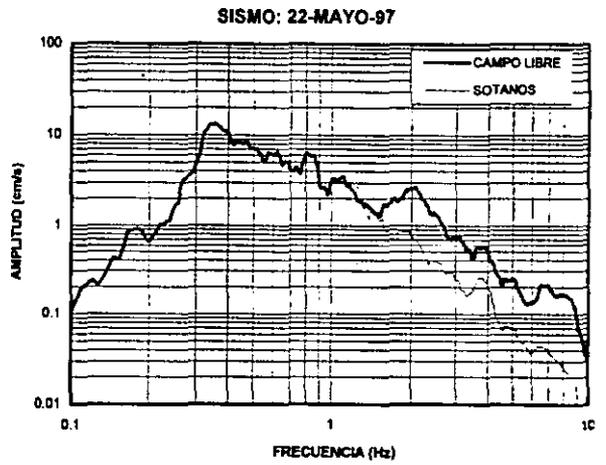
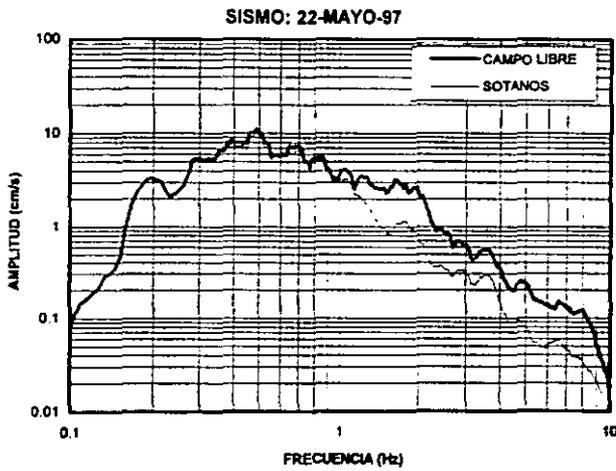
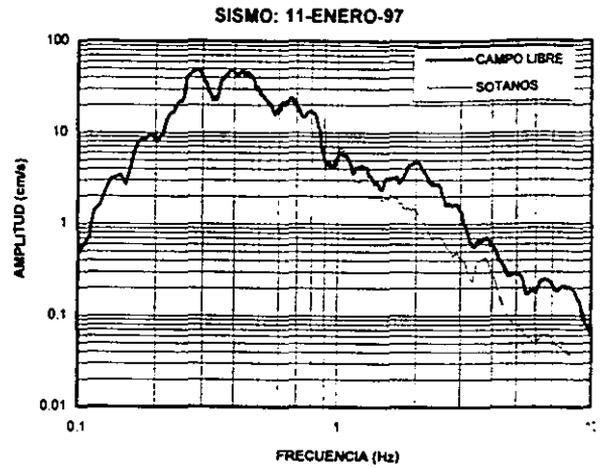
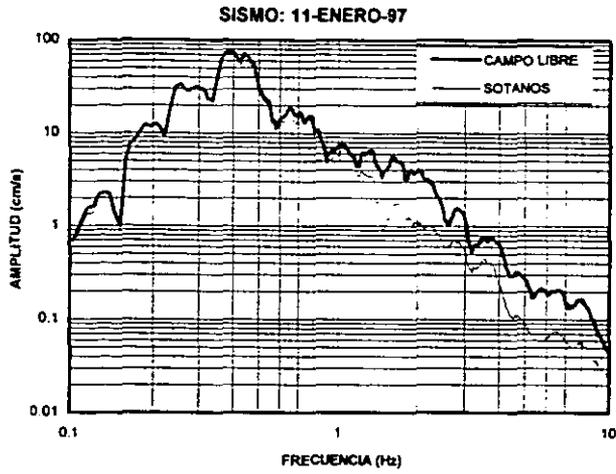


Fig 29. Comparación de los espectros de Fourier concernientes a campo libre y el promedio de sótanos, para ambas direcciones horizontales.

DIRECCION N-S

DIRECCION E-W

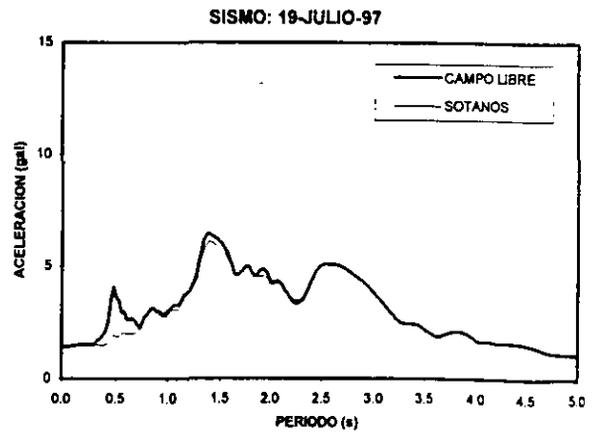
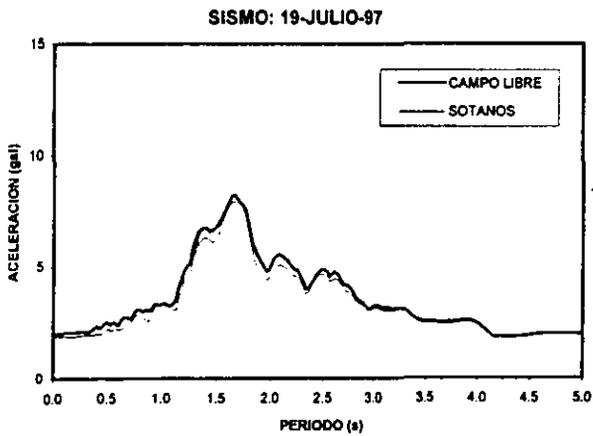
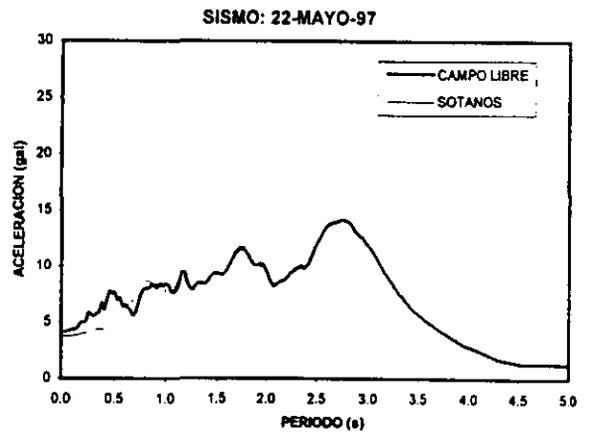
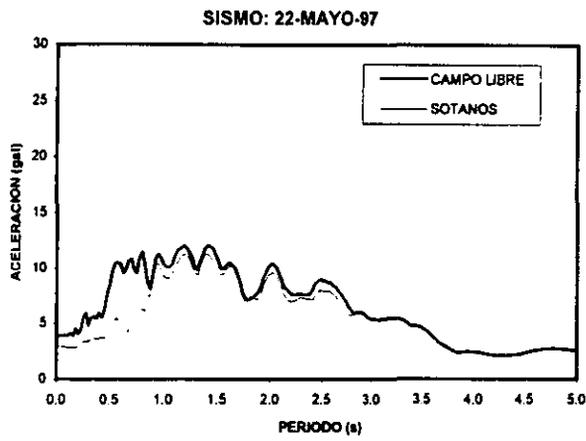
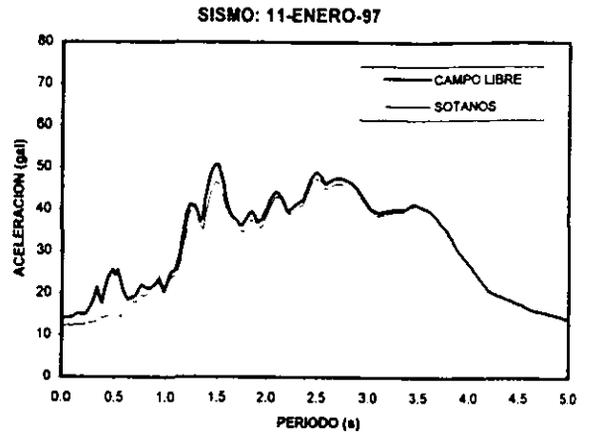
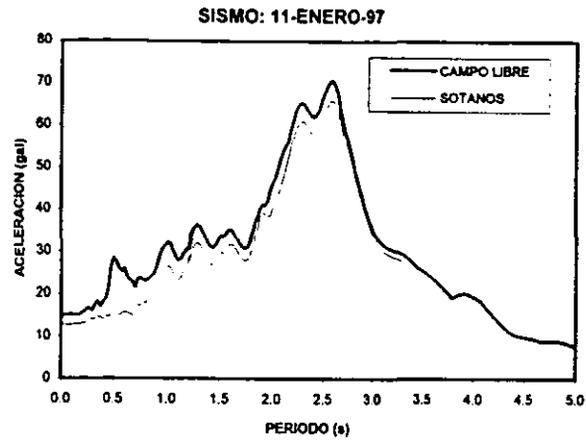


Fig 30. Comparación de los espectros de respuesta concernientes a campo libre y el promedio de los sótanos, para ambas direcciones horizontales.

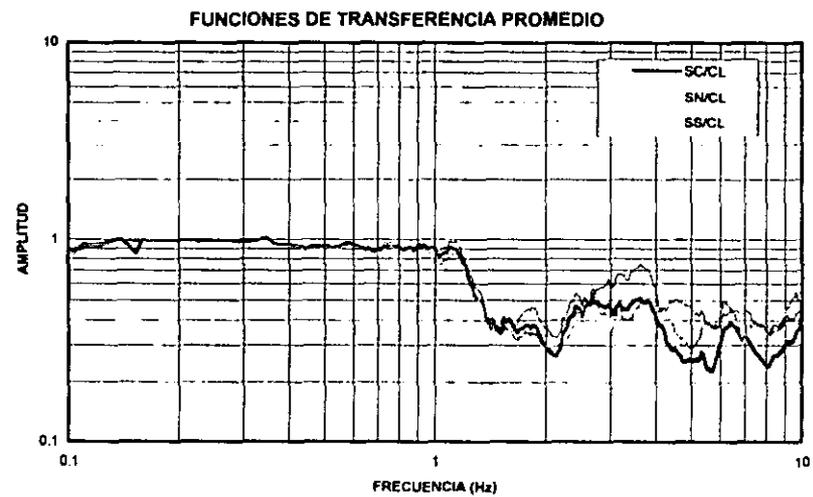
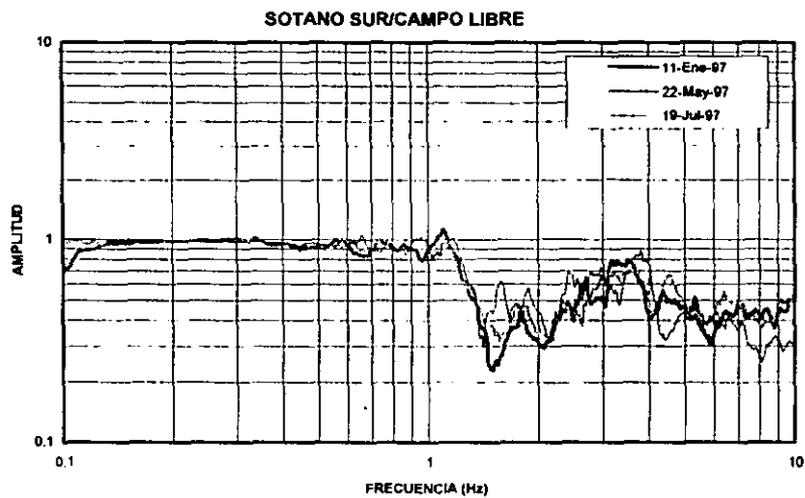
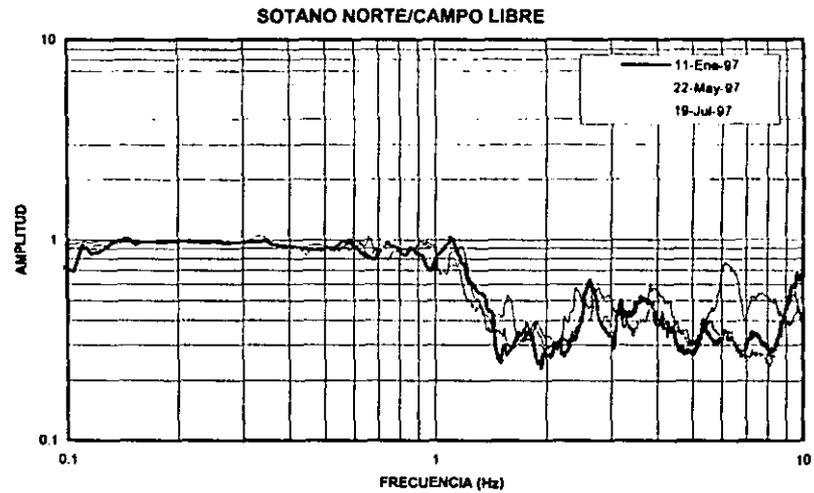
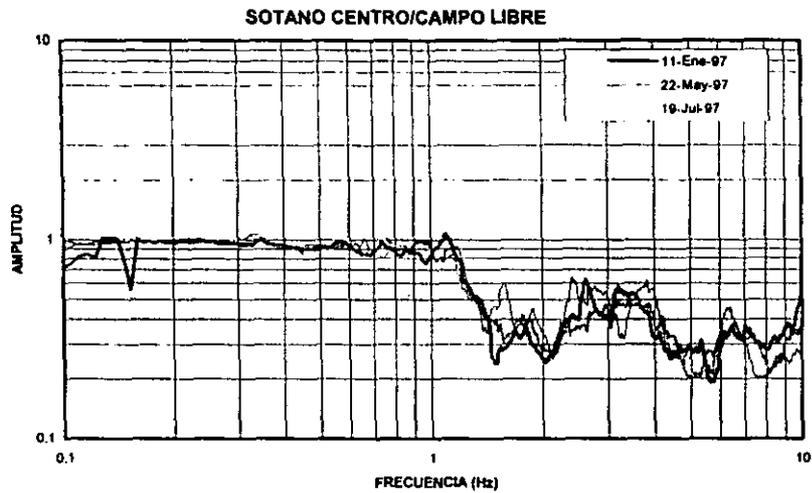


Fig 31. Funciones de transferencia de los tres puntos del sótano con respecto a campo libre, dirección N-S.

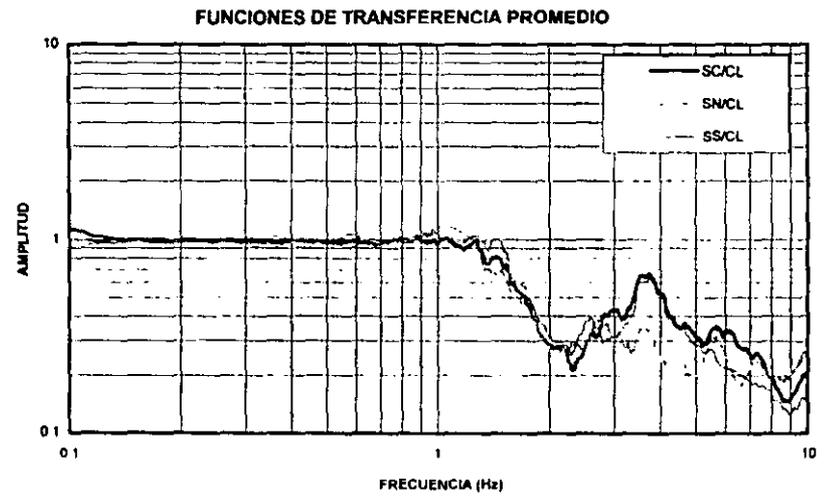
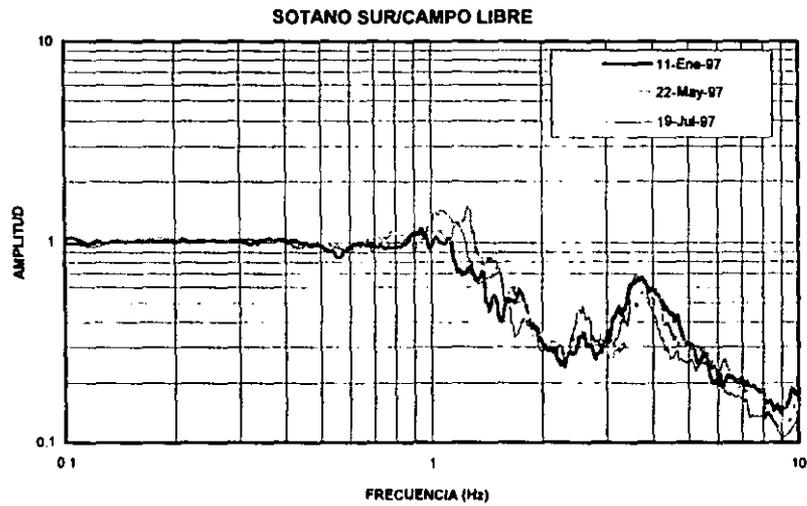
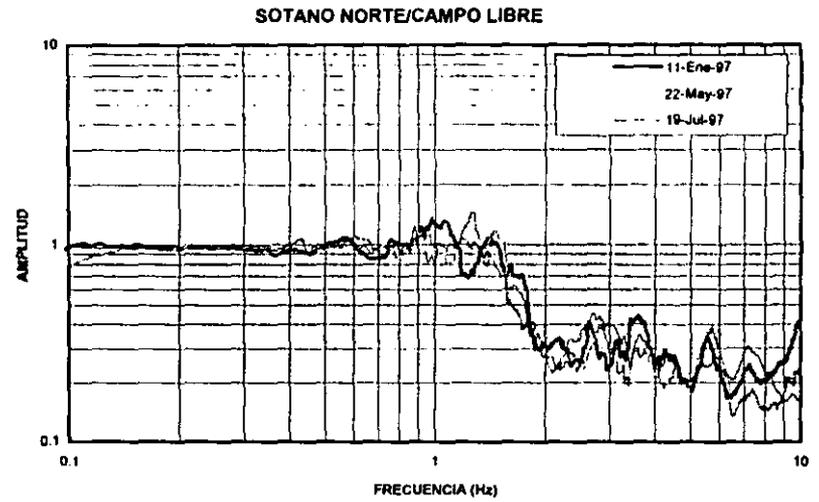
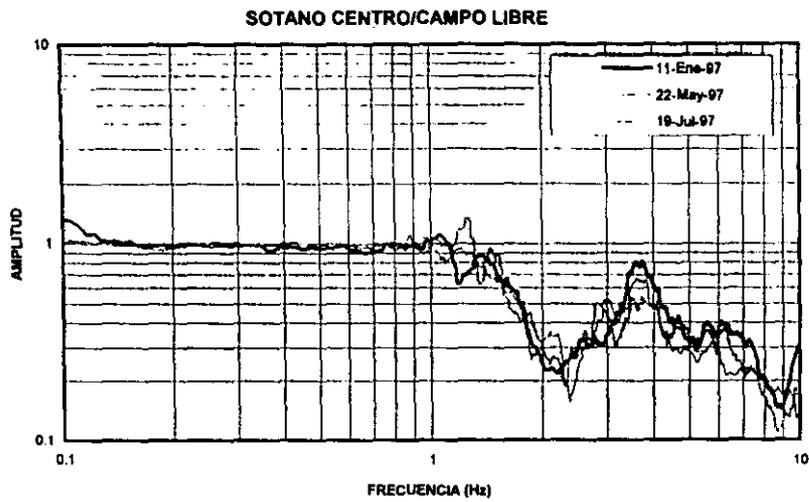


Fig 32. Funciones de transferencia de los tres puntos del s3tano con respecto a campo libre, direcci3n E-W.

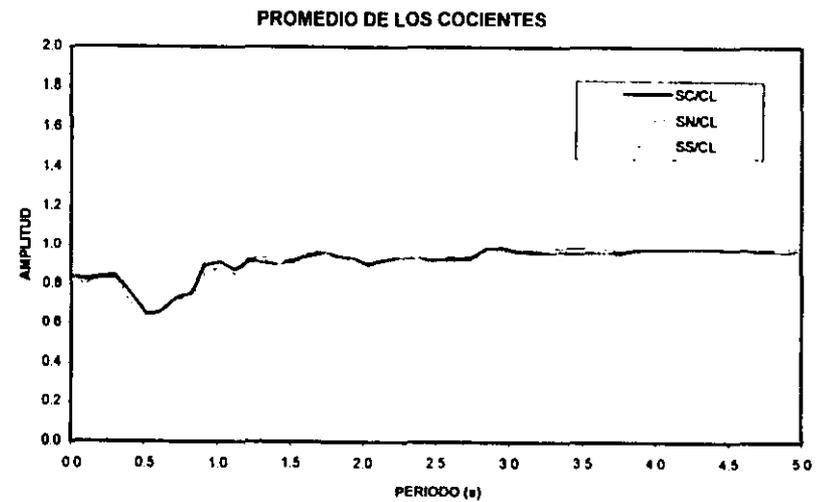
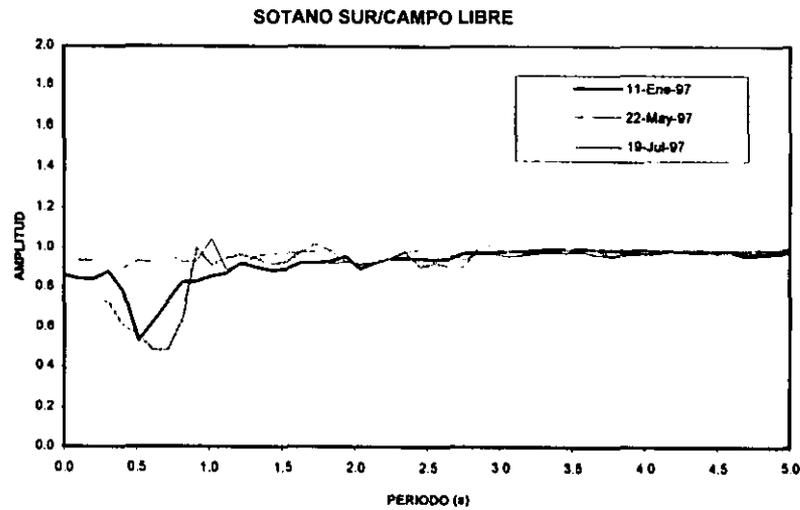
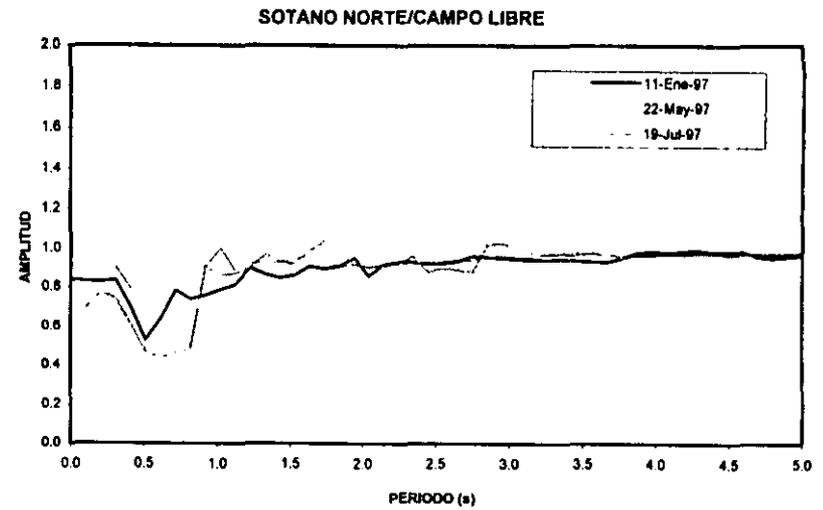
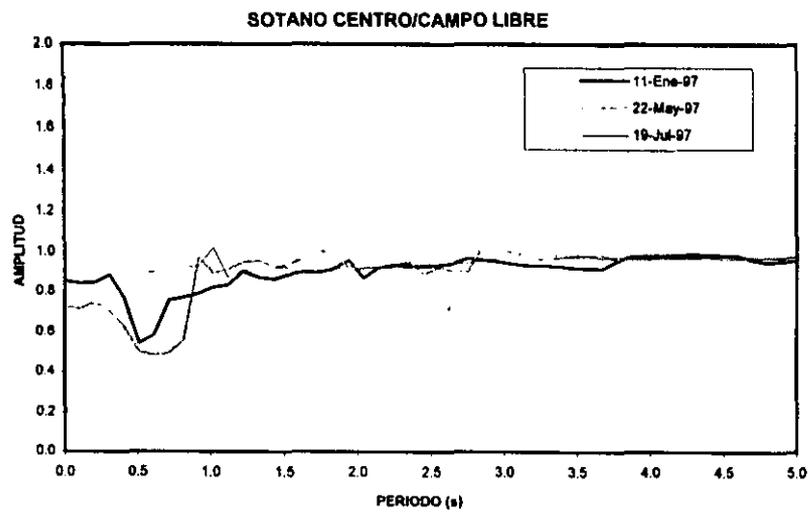


Fig 33. Cocientes de los tres puntos del sótano entre campo libre a partir de los espectros de respuesta, dirección N-S.

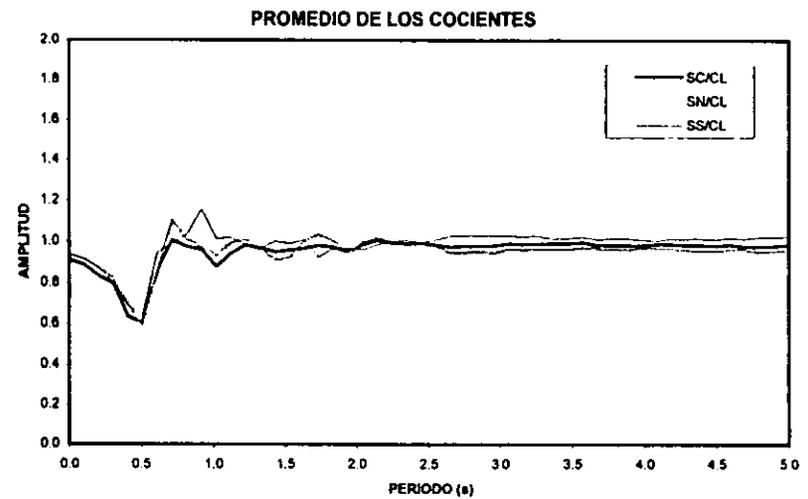
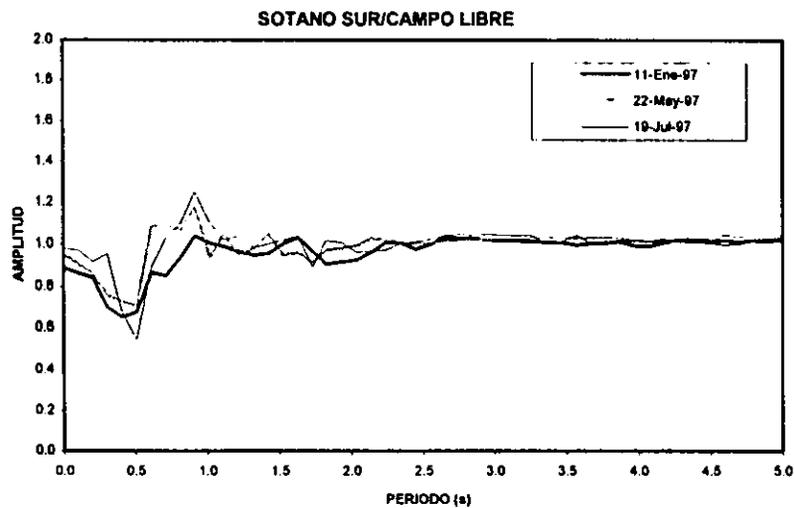
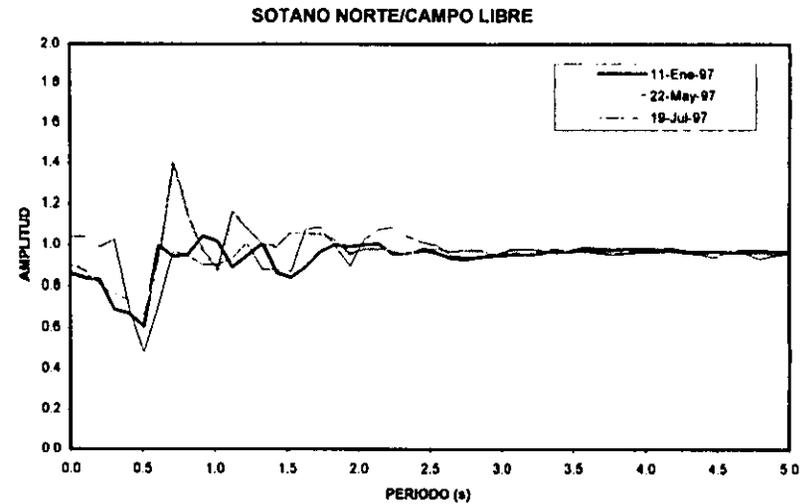
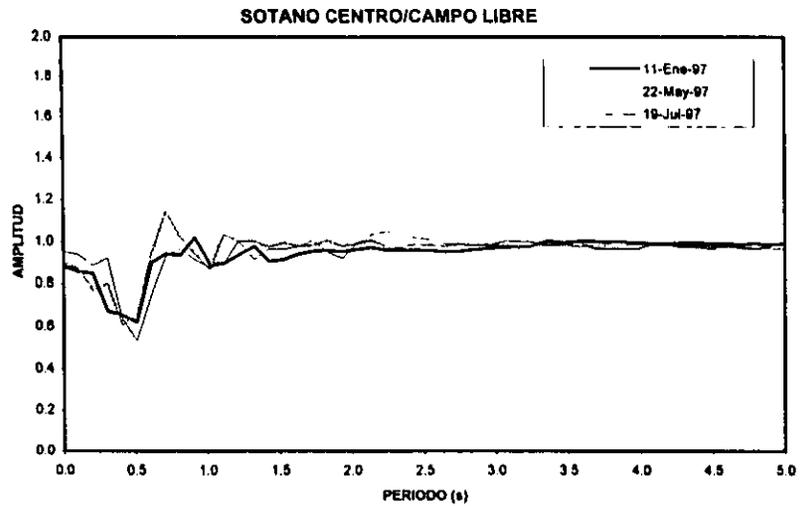


Fig 34. Cocientes de los tres puntos del sótano entre campo libre a partir de los espectros de respuesta, dirección E-W.

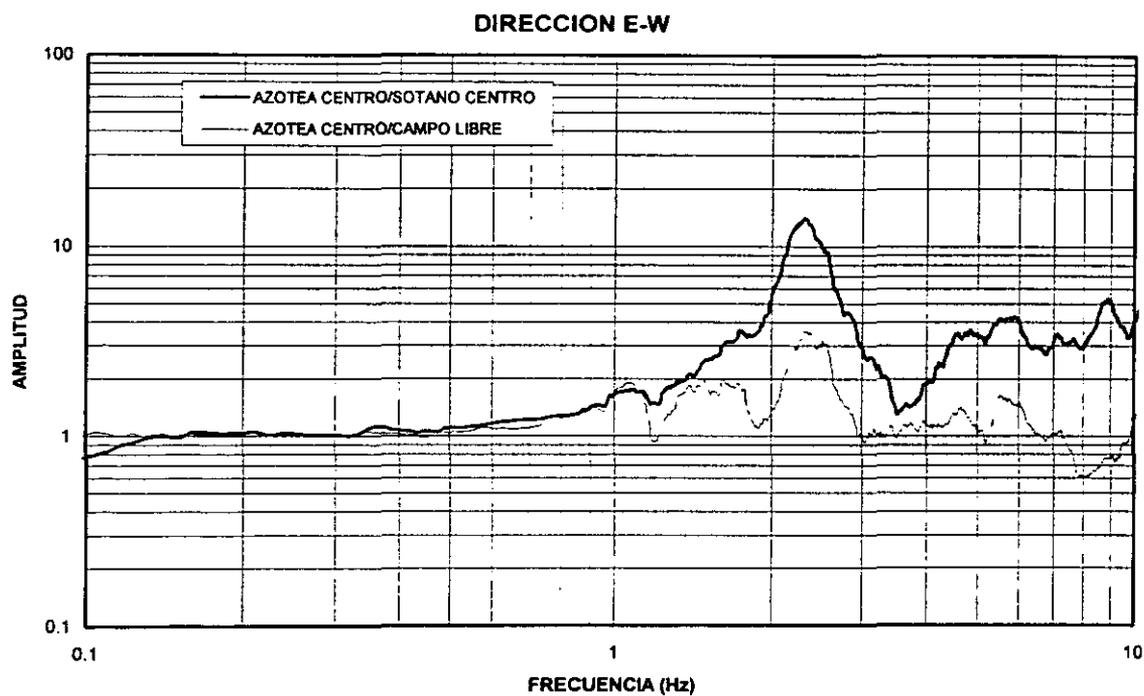
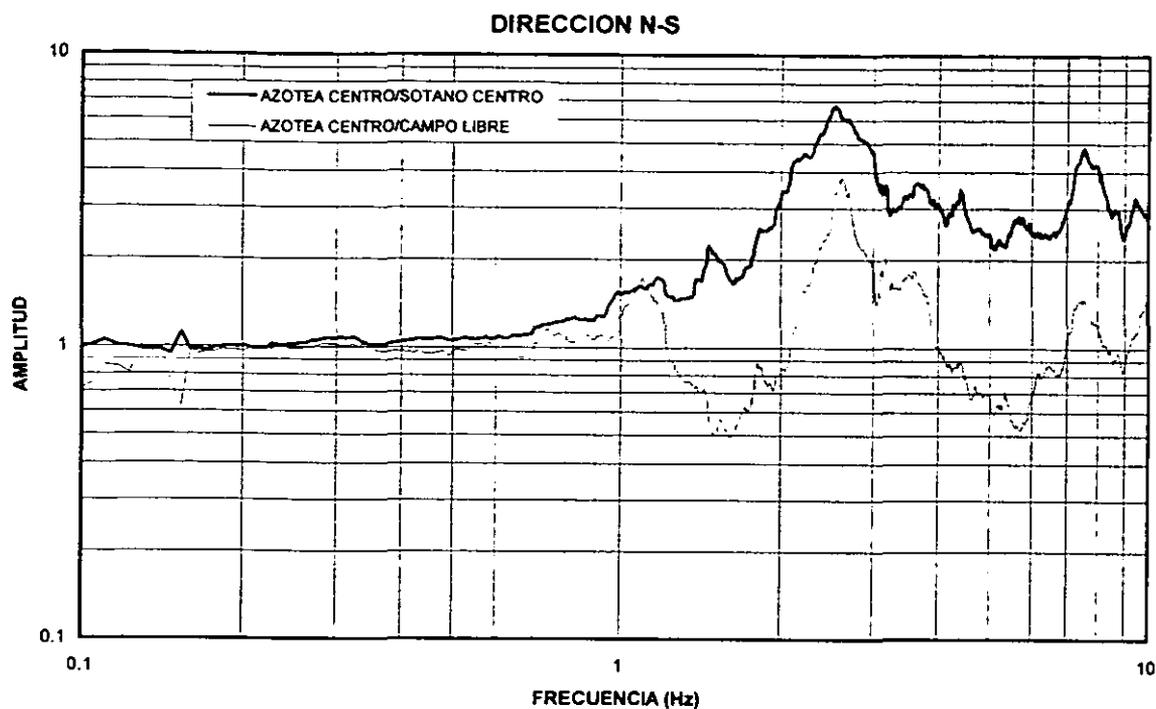


Fig 35. Funciones de transferencia, azotea centro/sótano centro y azotea centro/campo libre, para las direcciones N-S y E-W, debidas al sismo del 11-enero-97.

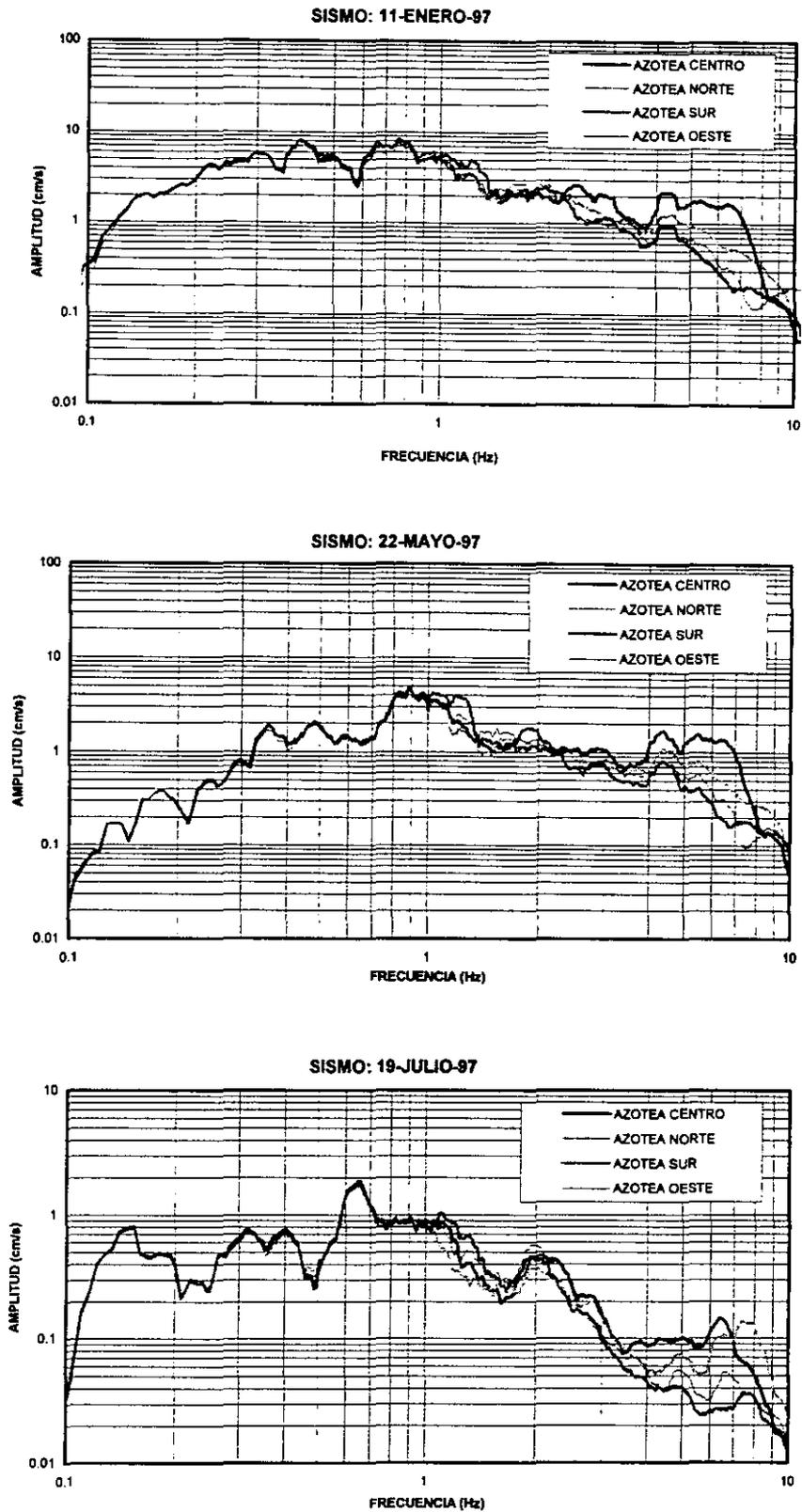


Fig 36. Espectros de Fourier concernientes a los cuatro puntos del nivel de azotea de la Catedral, para diferentes sismos, en la dirección vertical.

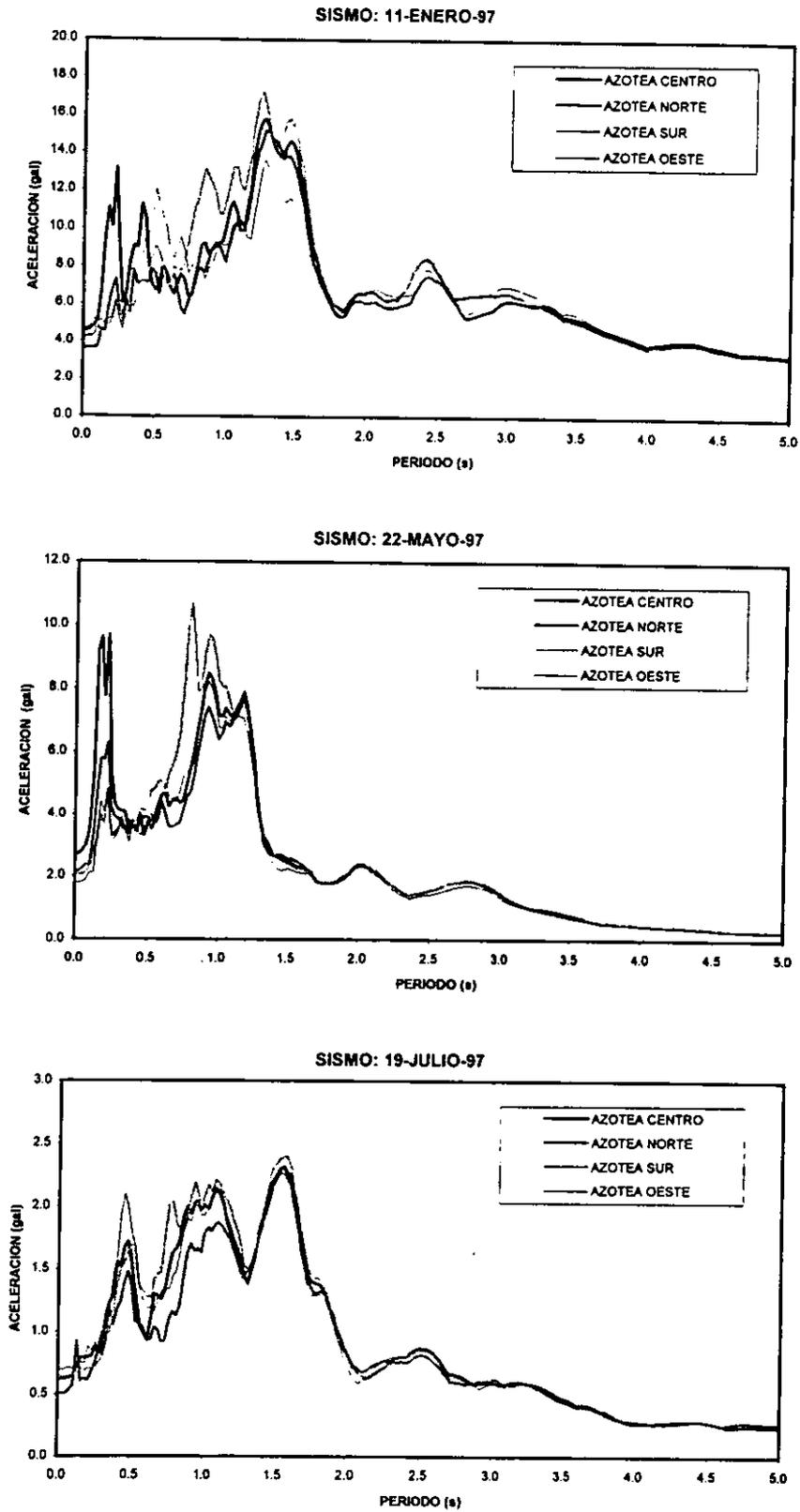


Fig 37. Espectros de respuesta de los cuatro puntos del nivel de azotea de la Catedral, para diferentes sismos, en la dirección vertical.

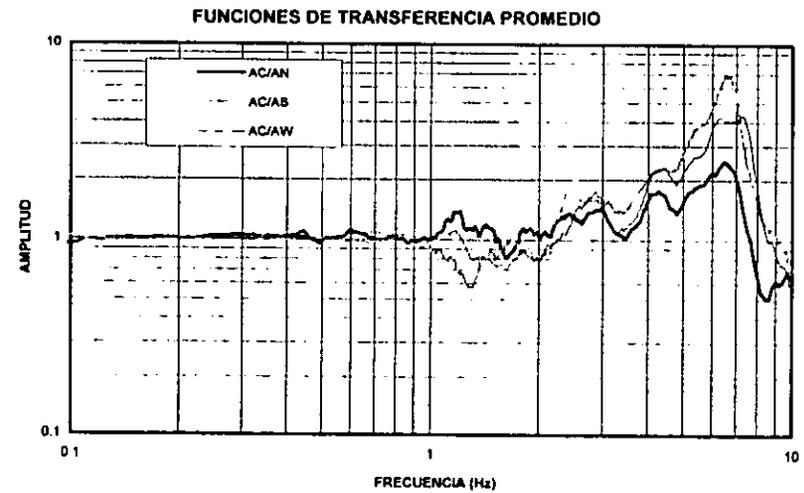
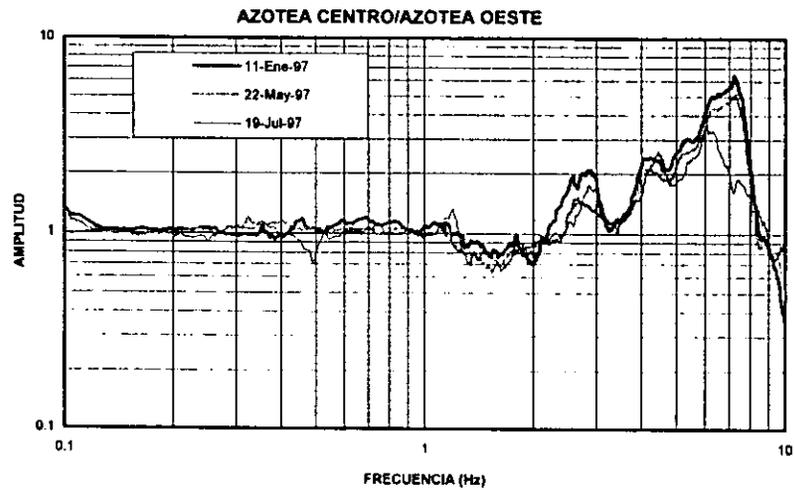
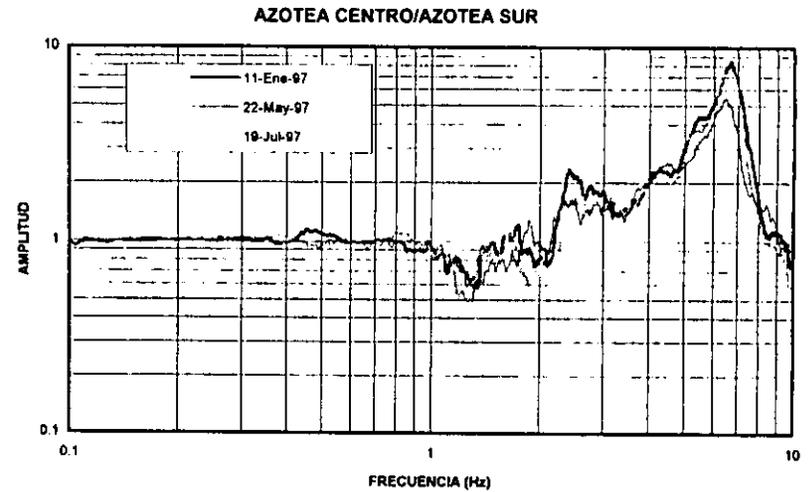
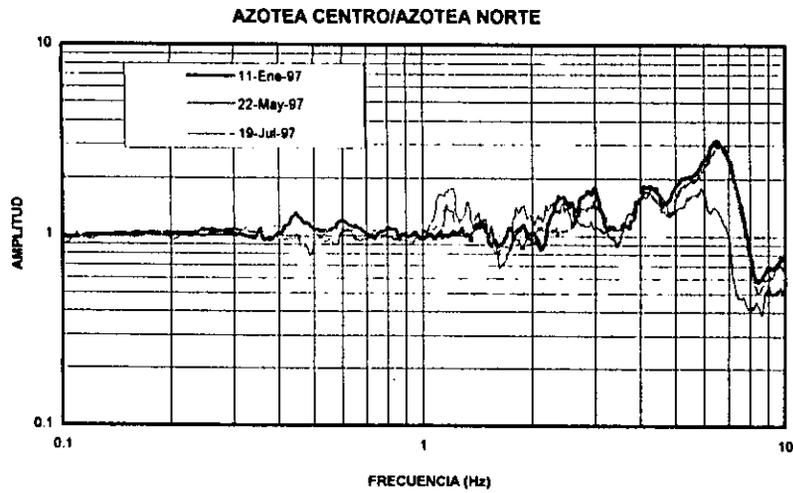


Fig 38. Funciones de transferencia, azotea centro respecto a los demás puntos de azotea, dirección vertical.

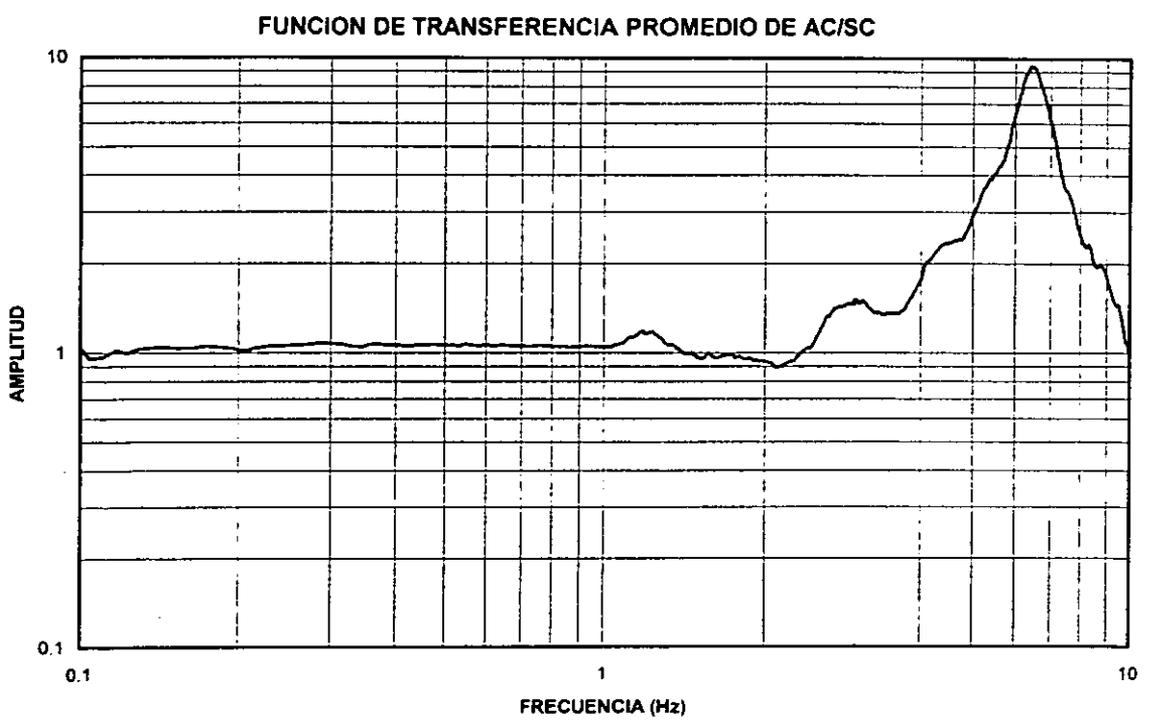
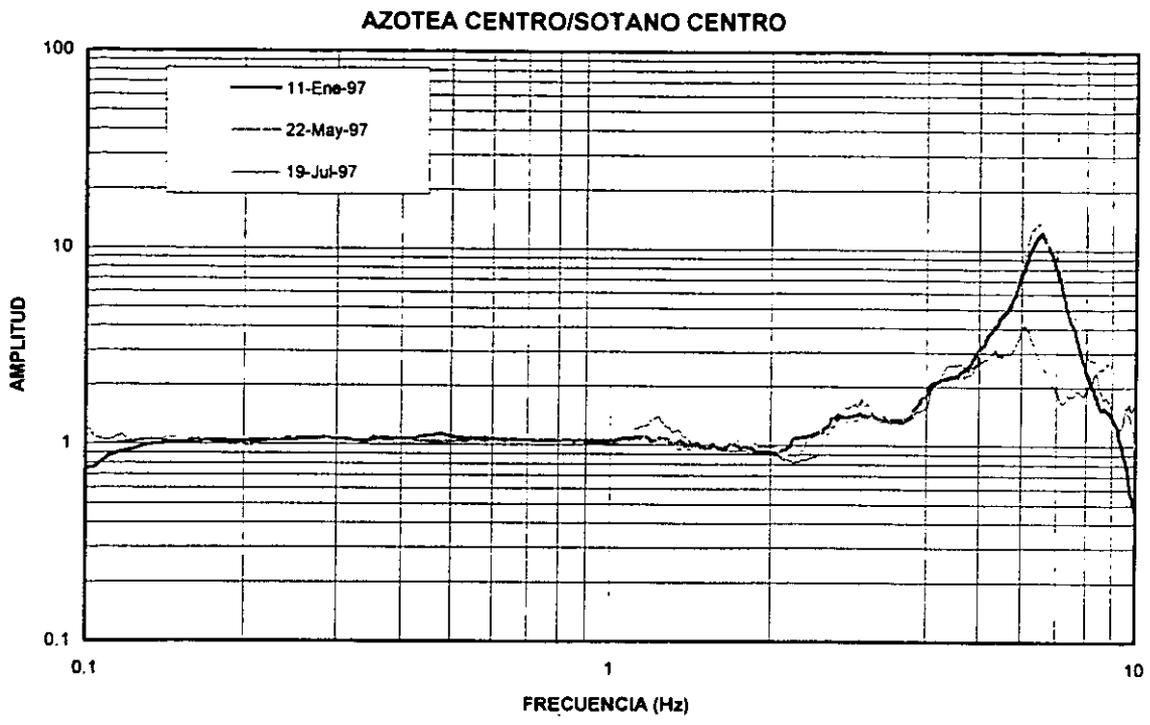


Fig 39. Función de transferencia, Azotea Centro respecto a Sótano Centro, dirección vertical.

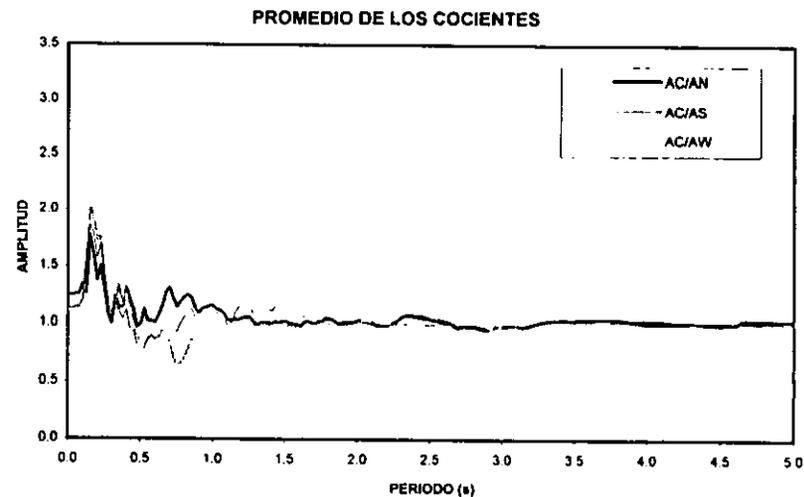
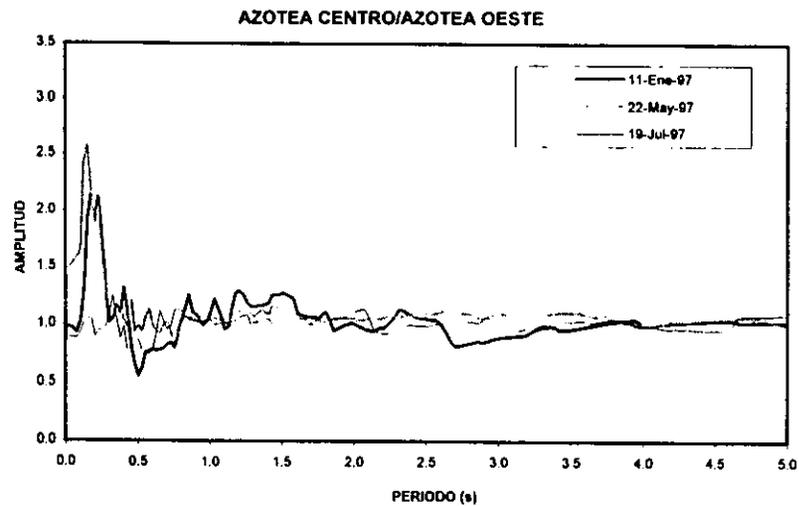
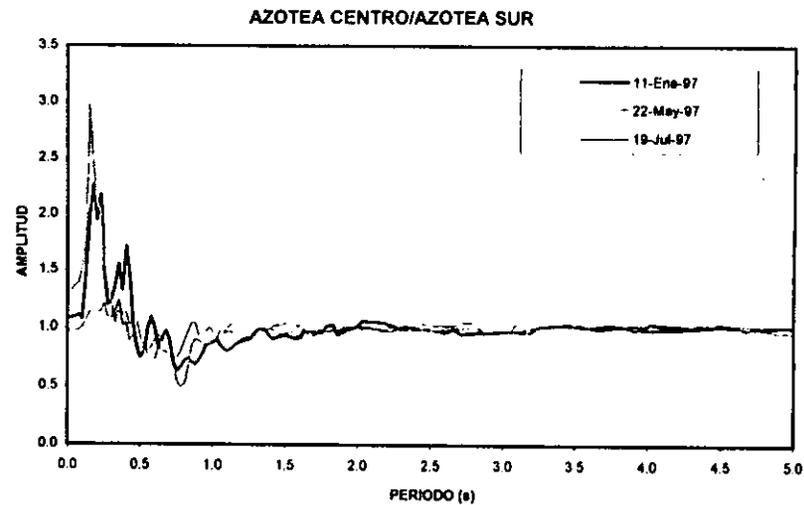
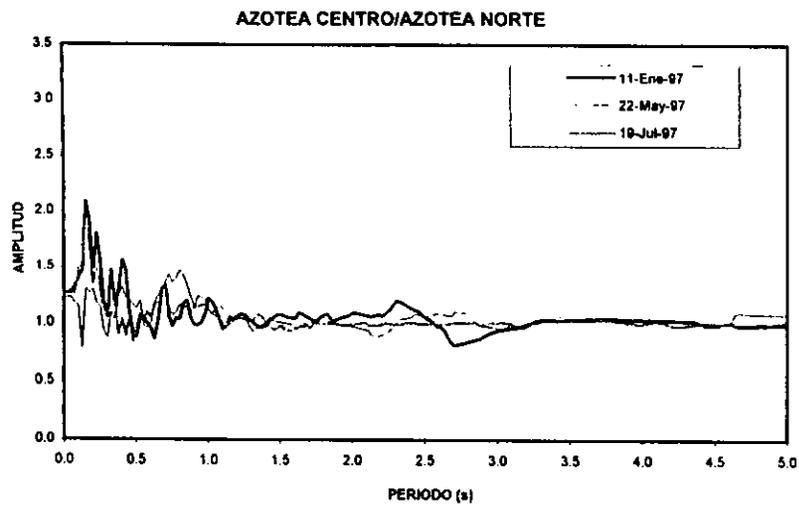


Fig 40. Cocientes de Azotea Centro con respecto a los demás puntos de azotea, a partir de los espectros de respuesta, dirección vertical.

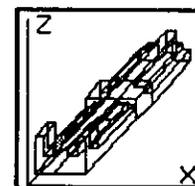
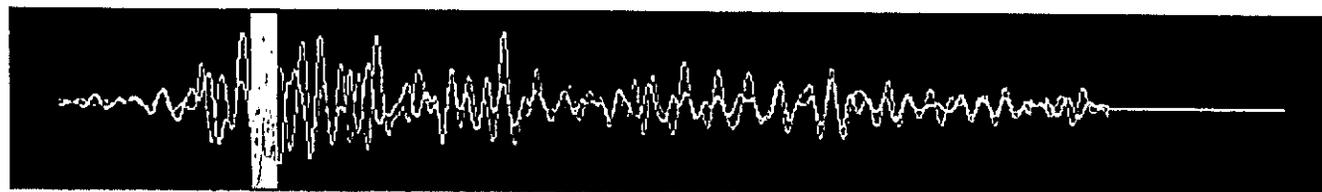
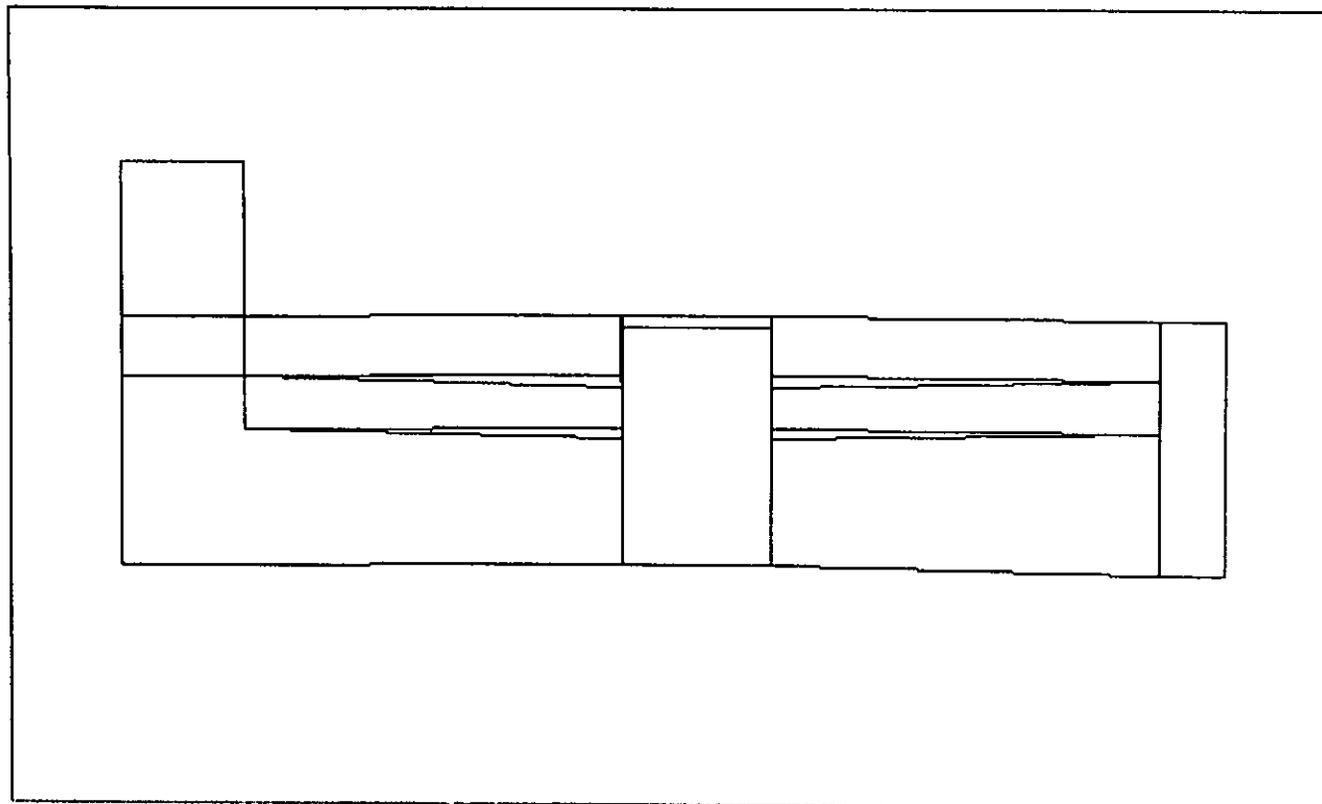


Fig 41. Deformación de la estructura en un instante del tiempo, en la dirección vertical, durante el sismo del 11-enero-97.

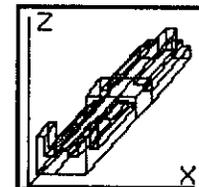
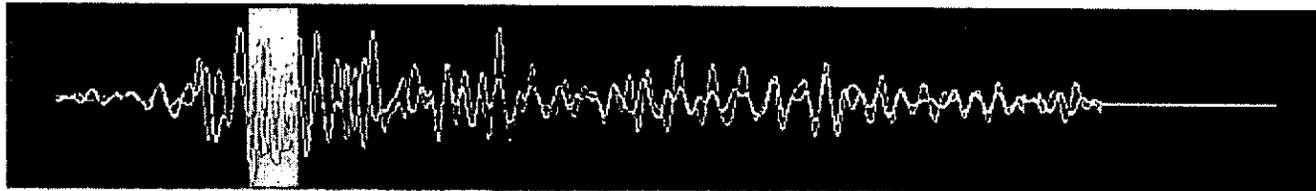
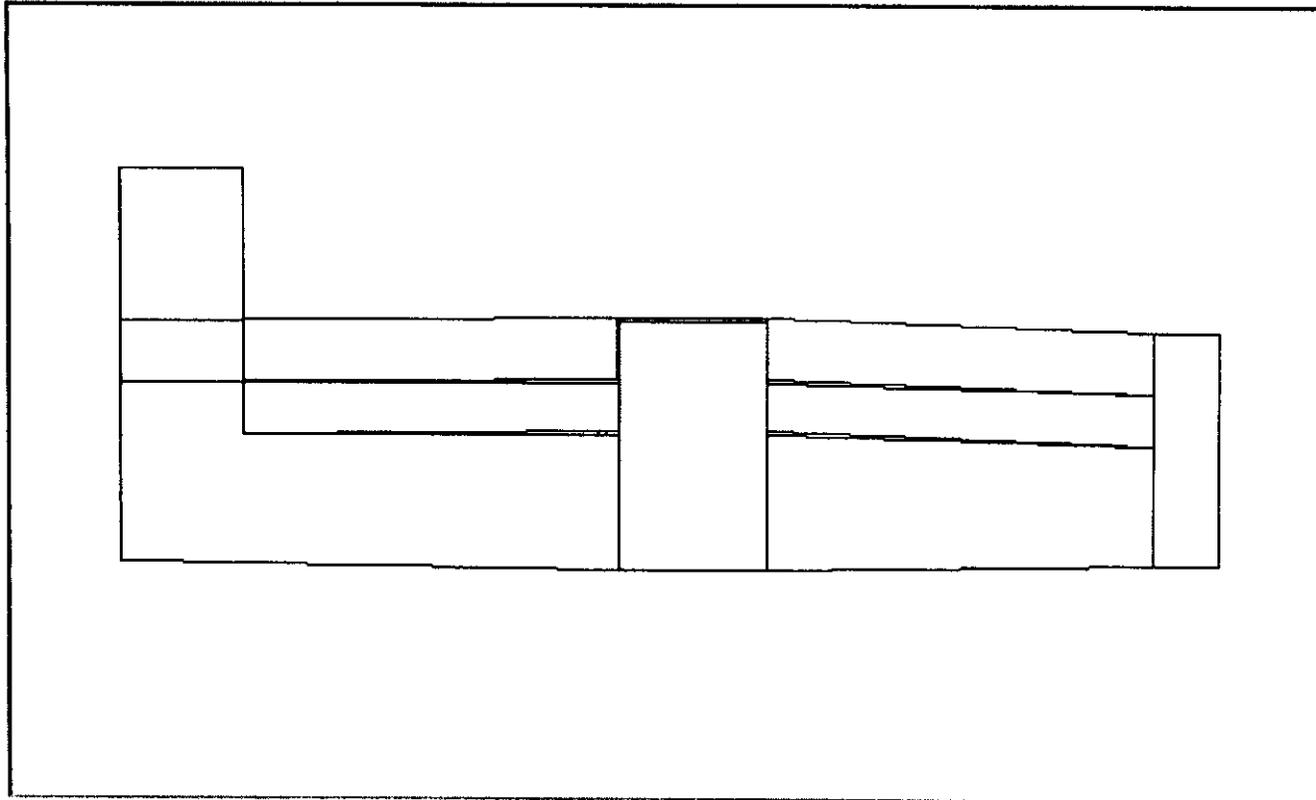


Fig 42. Deformación de la estructura en un instante del tiempo, en la dirección vertical, durante el sismo del 11-enero-97.

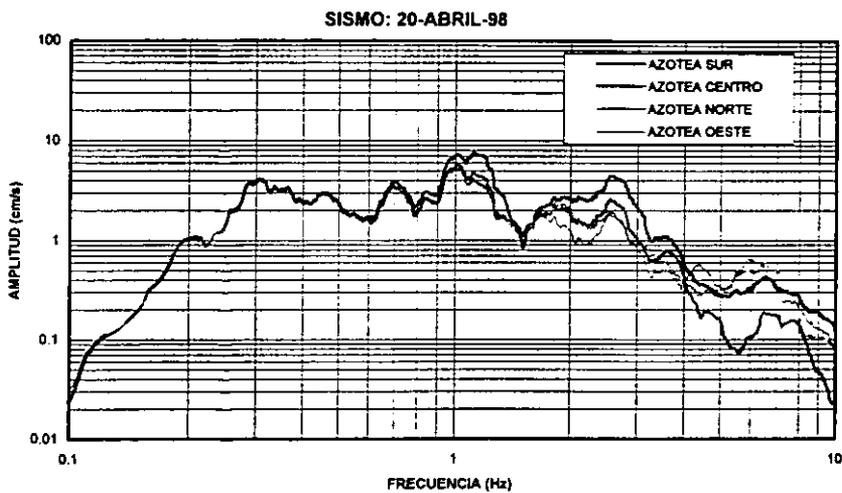
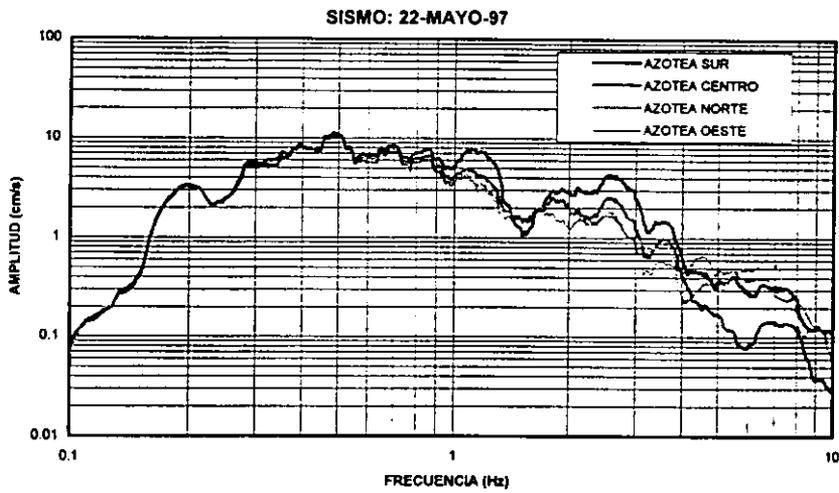
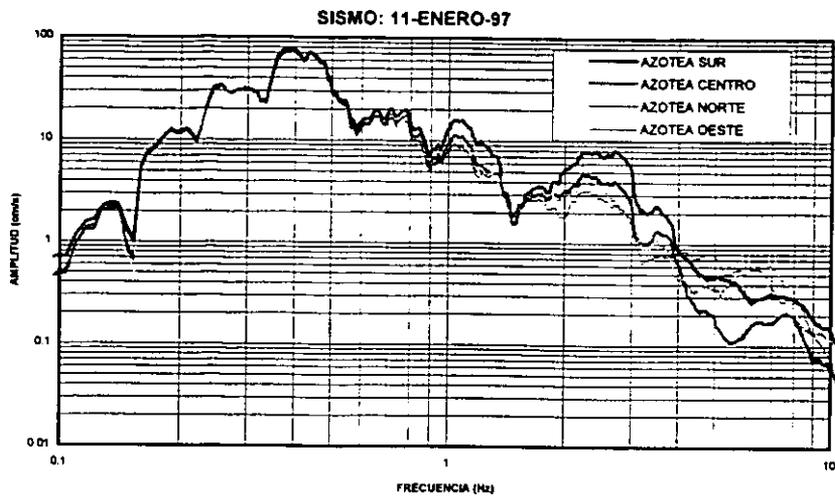


Fig 43. Espectros de Fourier concernientes a los cuatro puntos del nivel de azotea, para diferentes sismos, dirección N-S.

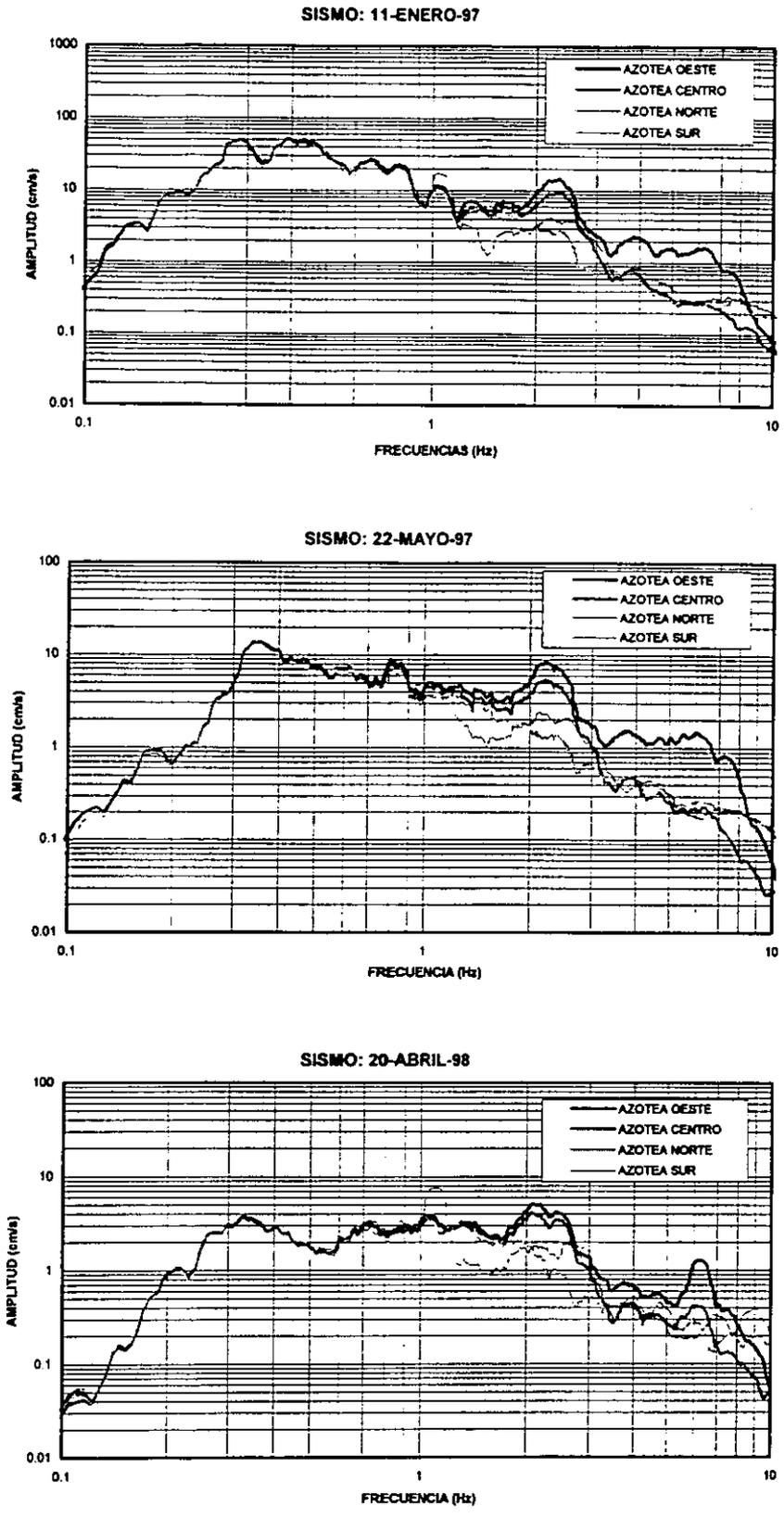


Fig 44. Espectros de Fourier concernientes a los cuatro puntos del nivel de azotea, para diferentes sismos, dirección E-W.

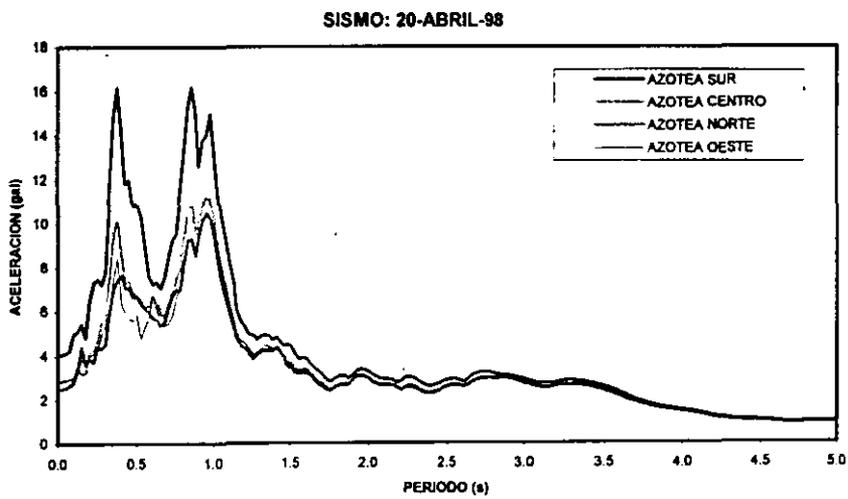
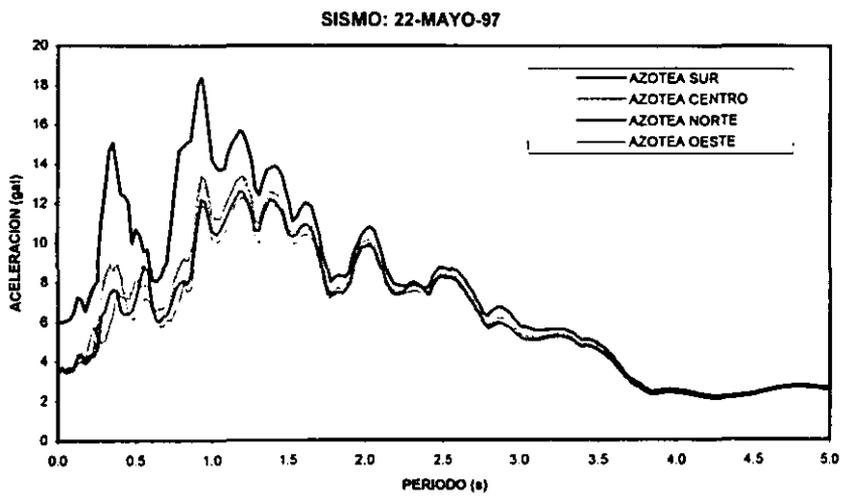
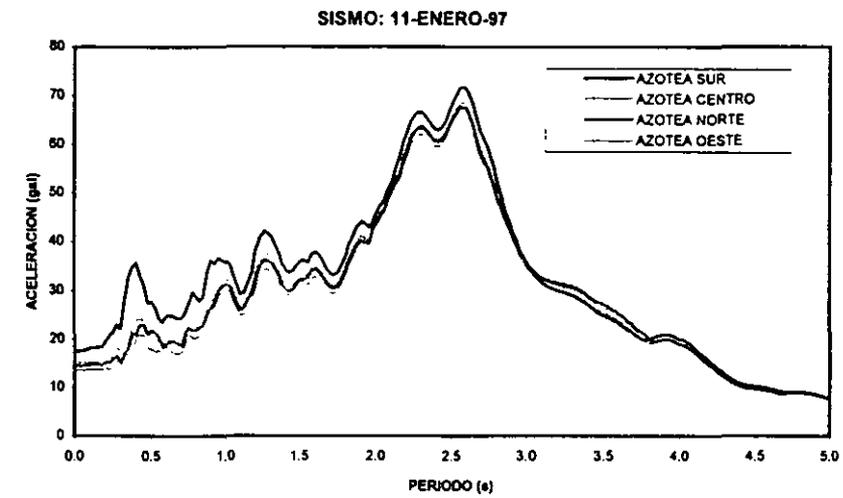


Fig 45. Espectros de respuesta de los cuatro puntos de azotea de Catedral, para diferentes sismos, dirección N-S.

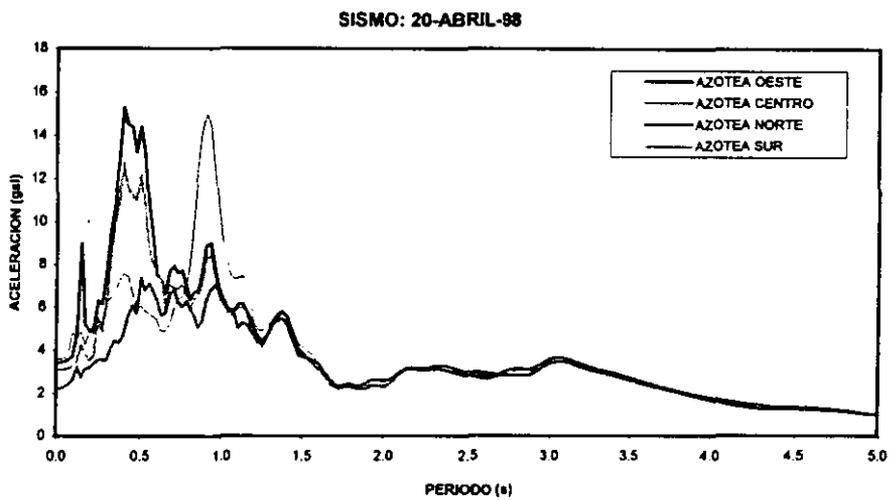
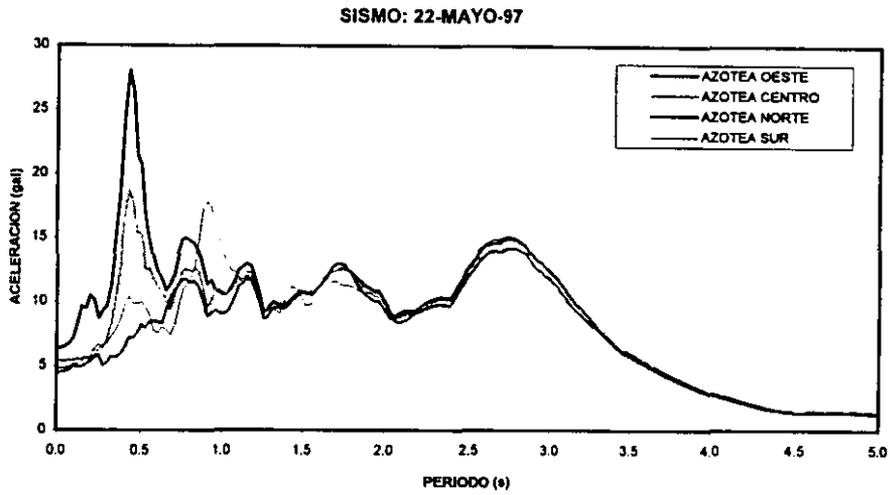
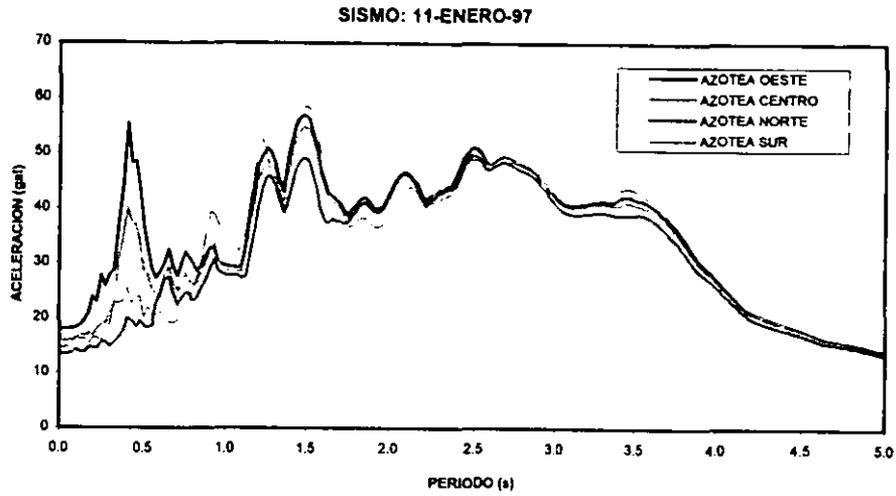


Fig 46. Espectros de respuesta de los cuatro puntos de azotea de Catedral, para diferentes sismos. dirección E-W.

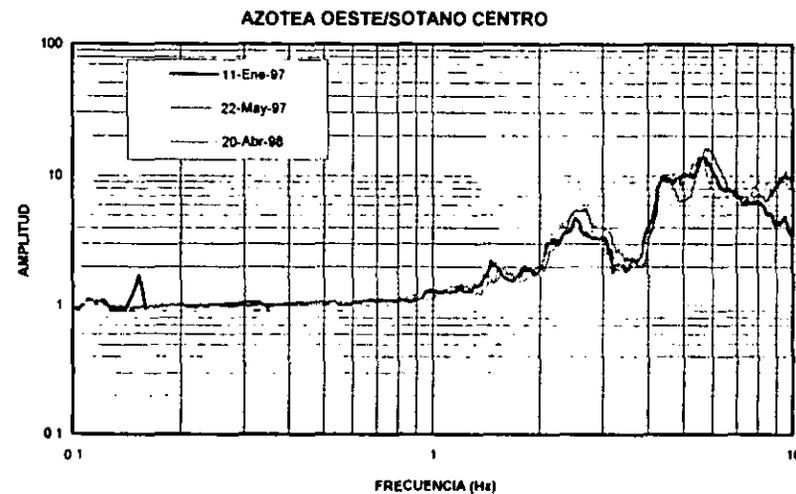
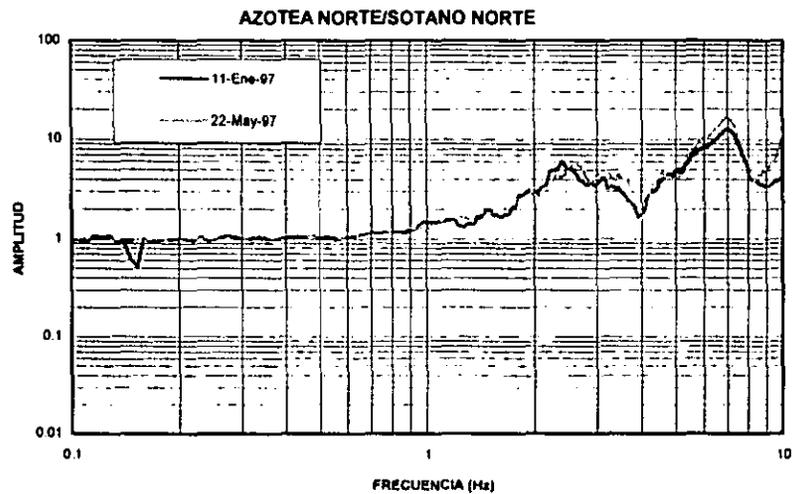
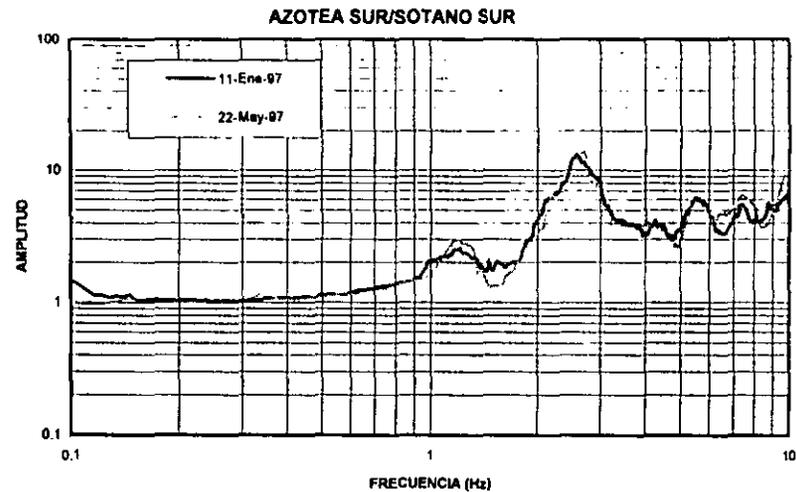
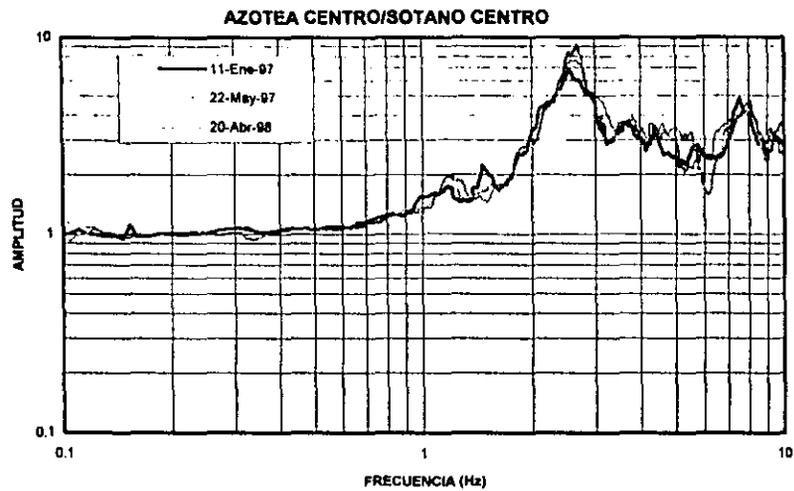


Fig 47. Funciones de transferencia, azotea respecto a sótano, dirección N-S.

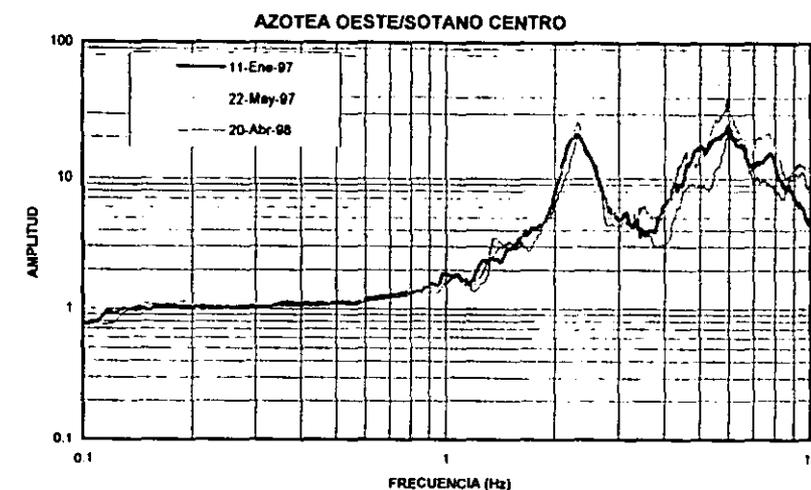
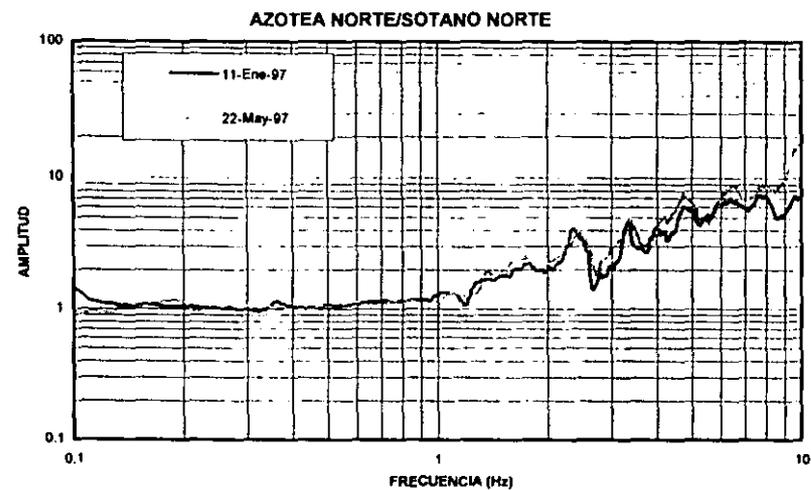
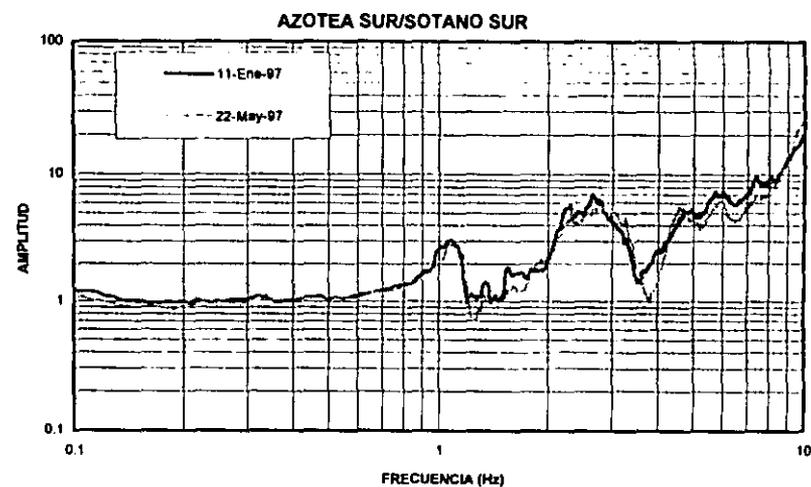
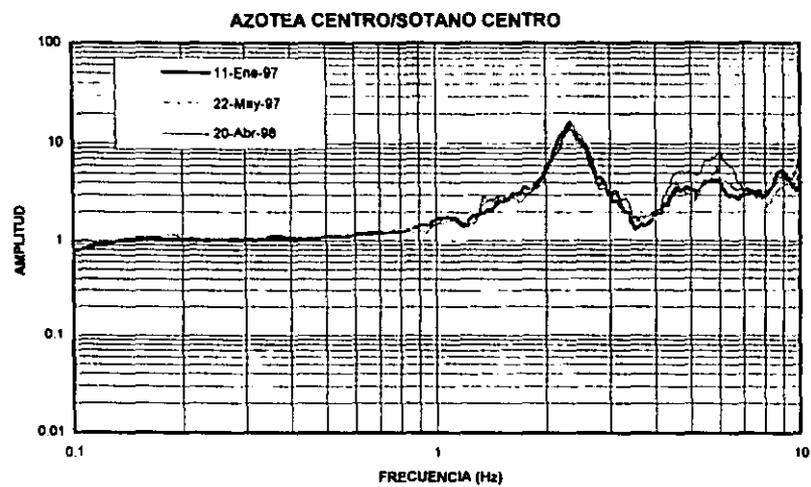
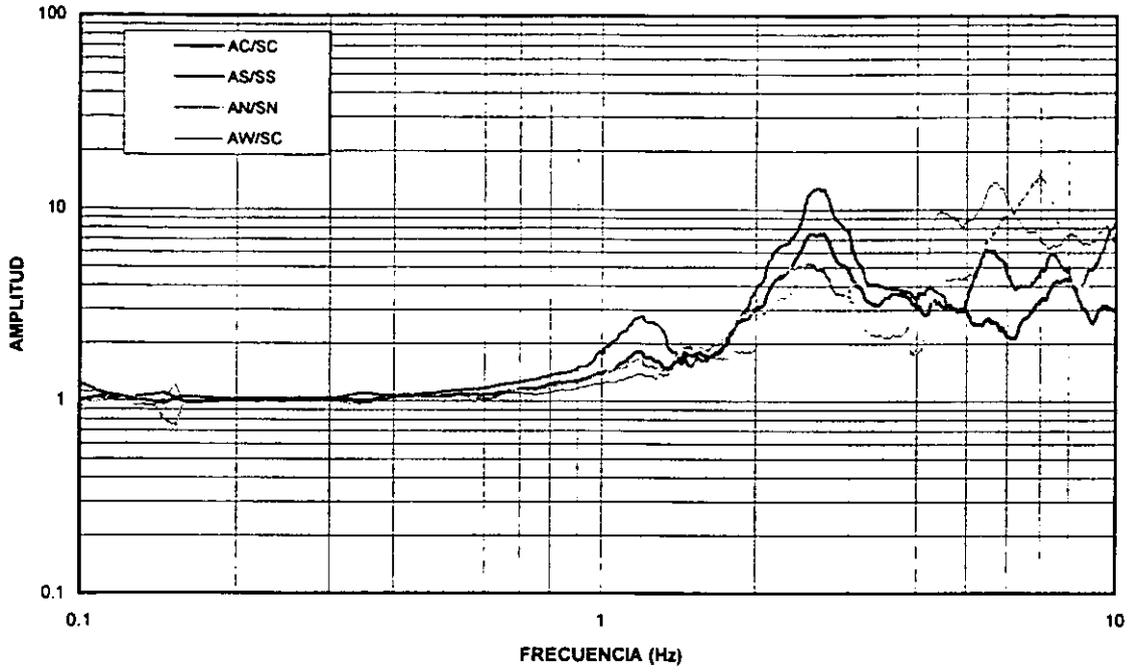


Fig 48. Funciones de transferencia, azotea respecto a sótano, dirección E-W.

DIRECCION N-S



DIRECCION E-W

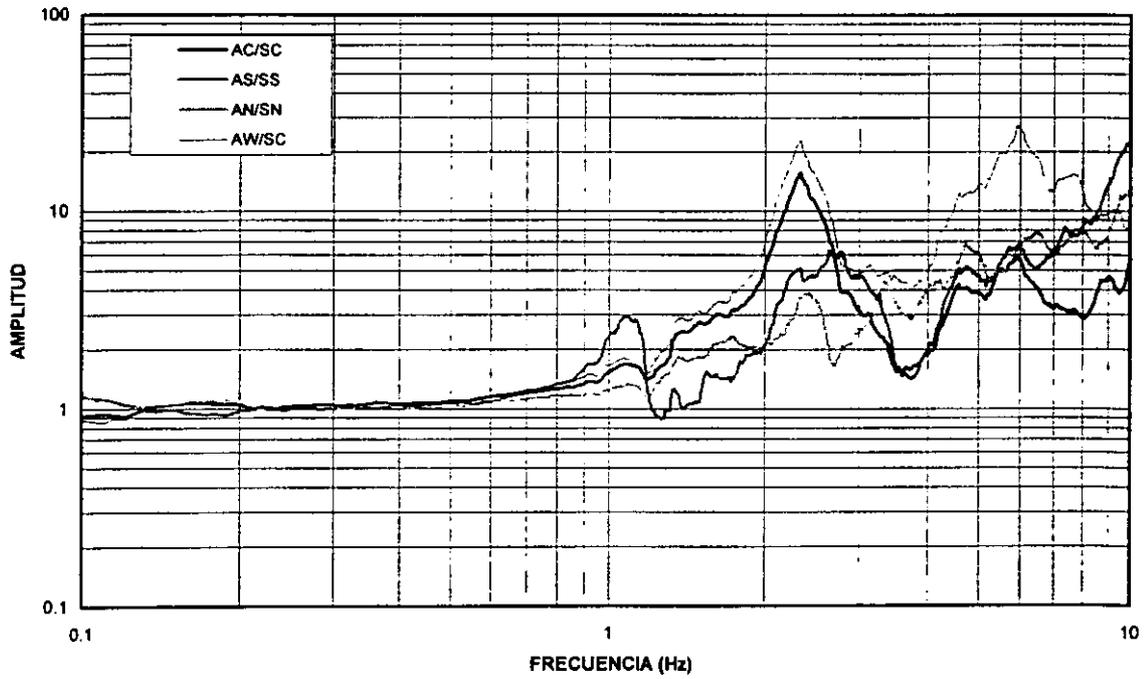


Fig 49. Funciones de transferencia promedio de azotea respecto a sótano.

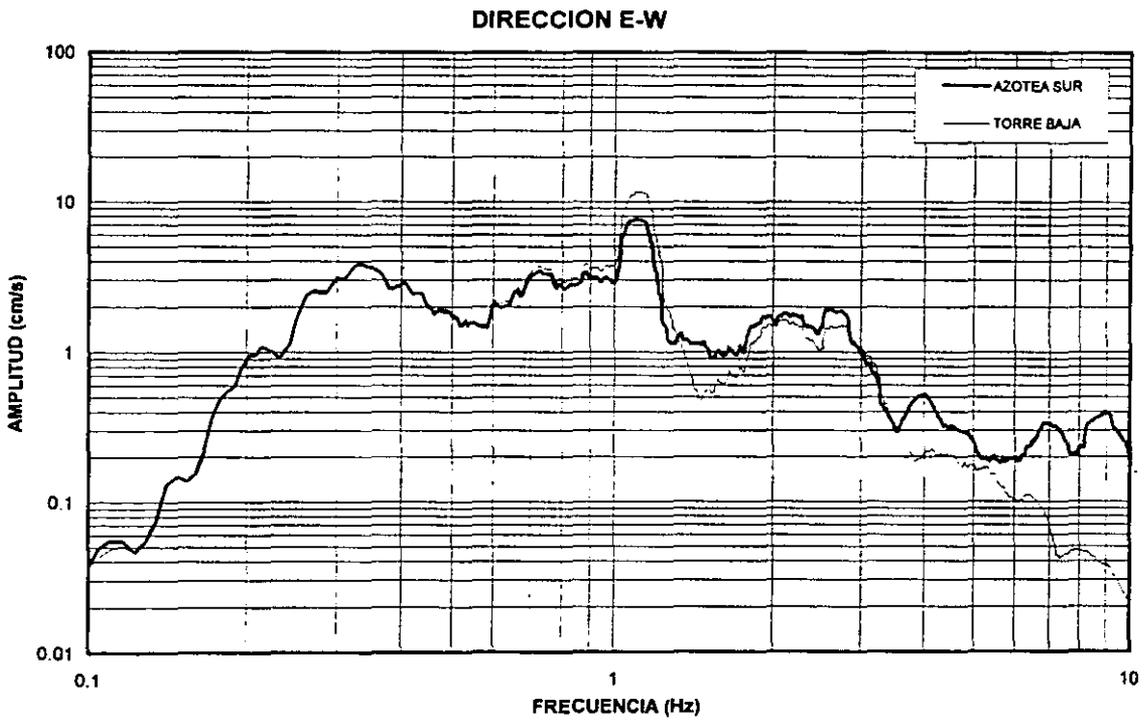
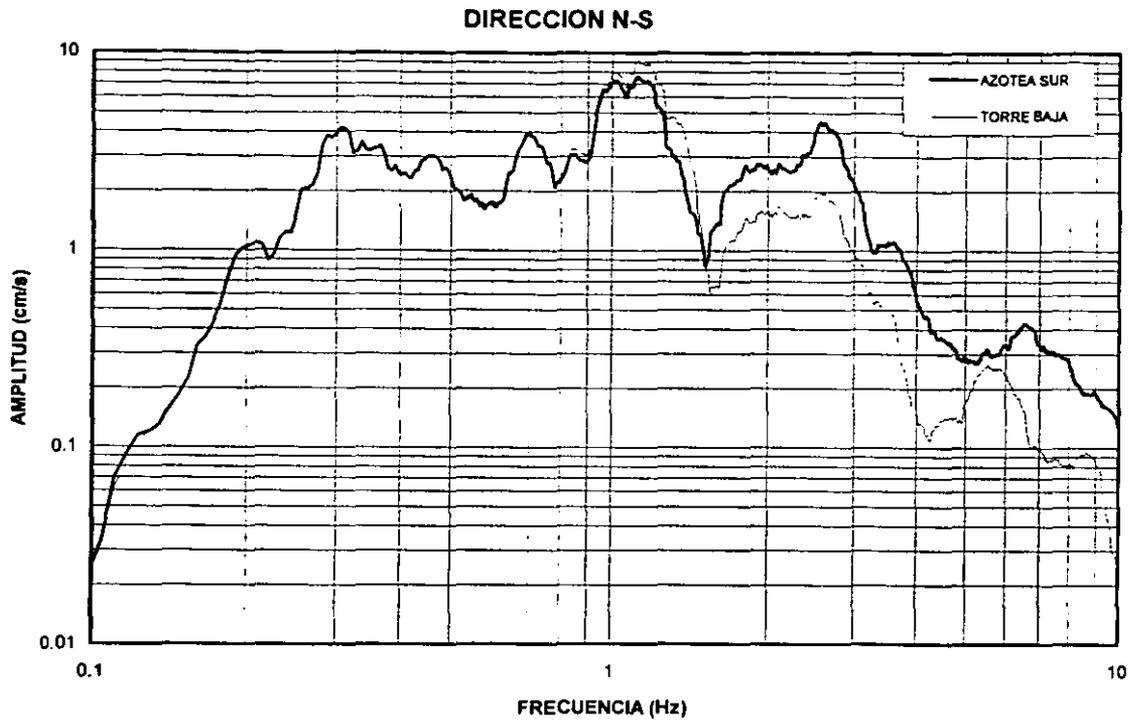


Fig 50. Comparación de los espectros de Fourier correspondientes a azotea sur y torre baja, para el sismo del 20-abril-98.

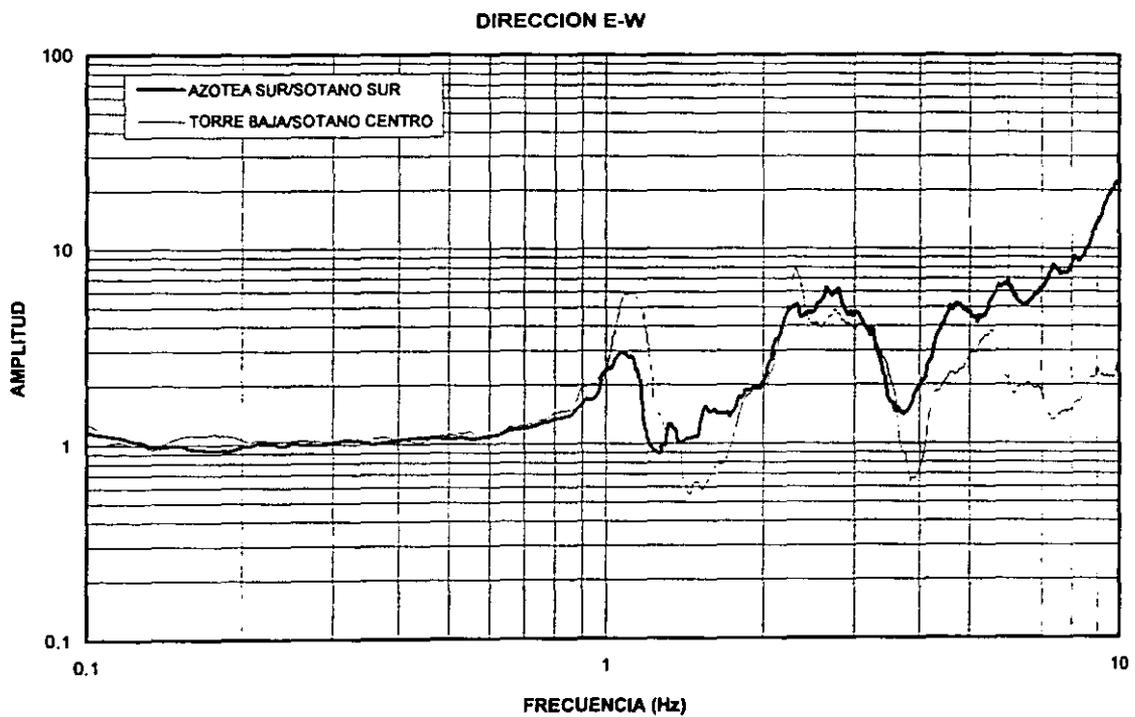
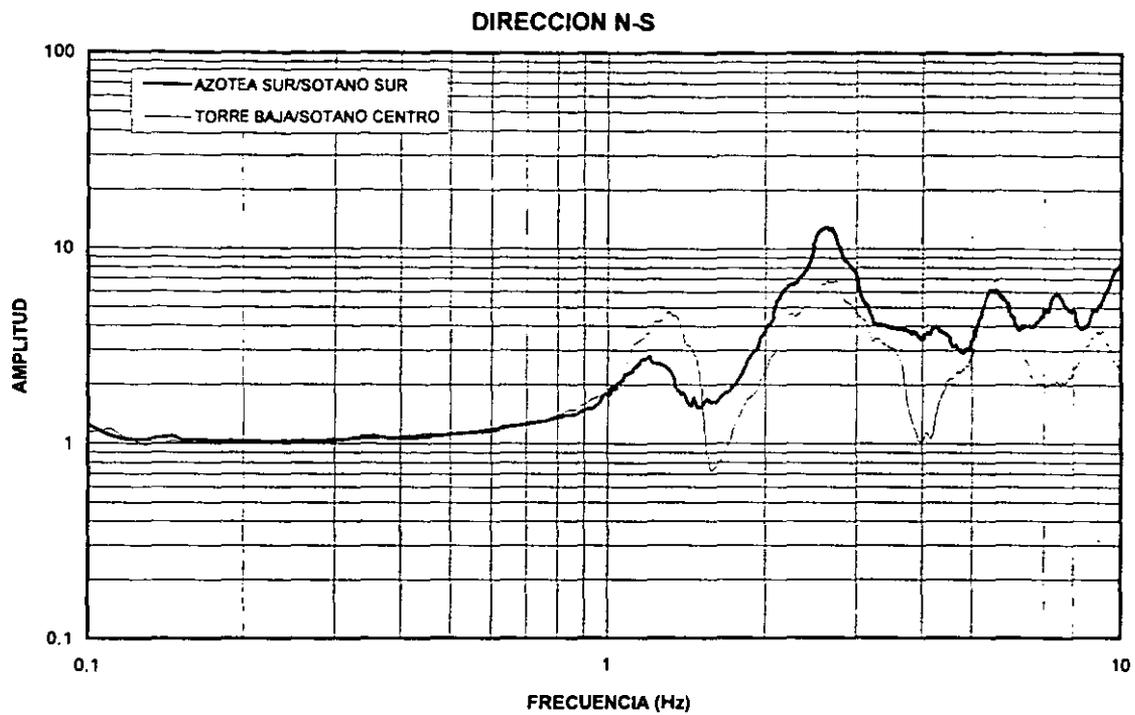


Fig 51. Comparación de funciones de transferencia, azotea sur entre sótano sur y torre baja entre sótano centro.

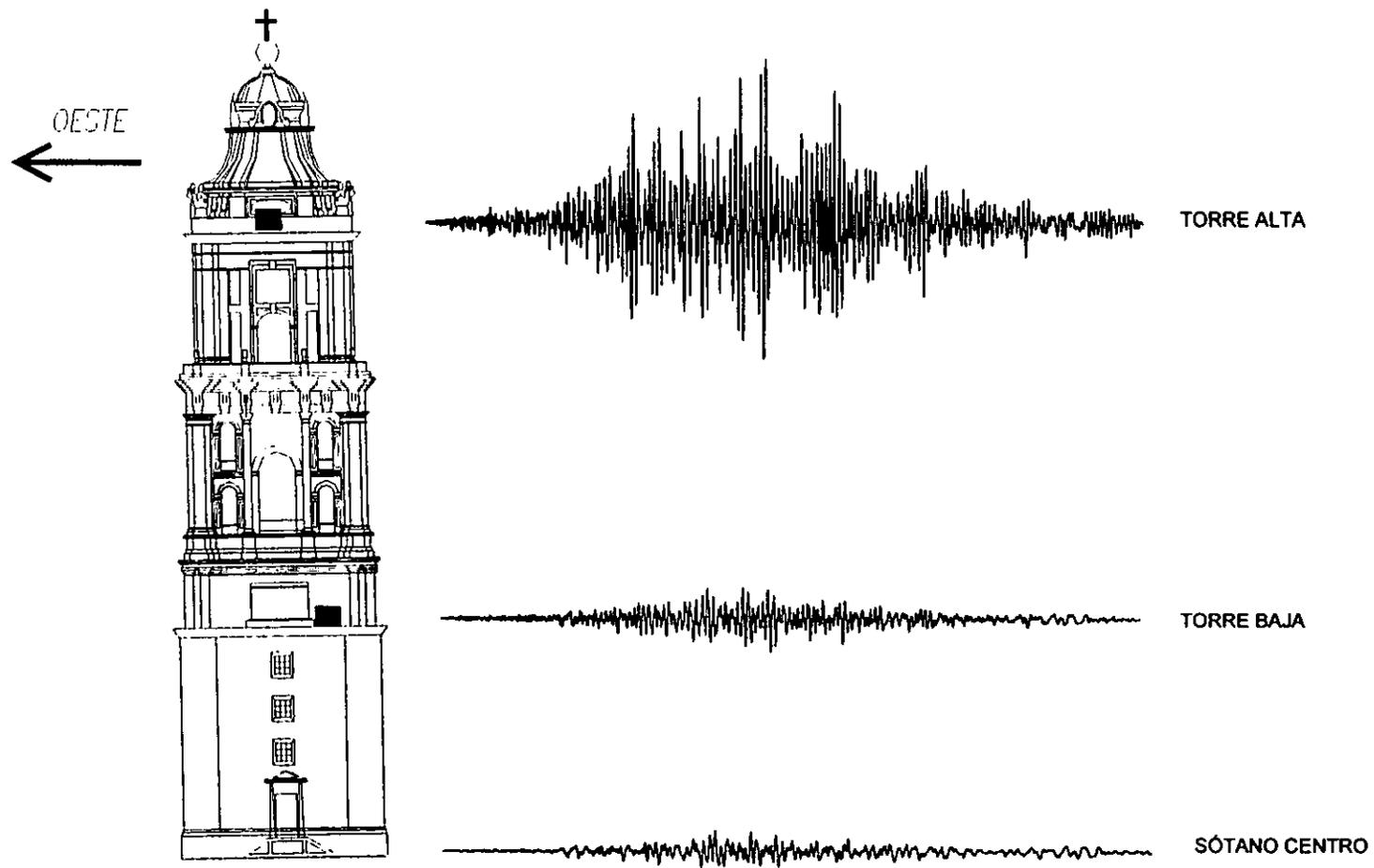


Fig 52. Respuesta de la torre sur-poniente a diferentes alturas, a partir de la excitación en su base durante el sismo del 20-abril-98.

DIRECCION N-S

DIRECCION E-W

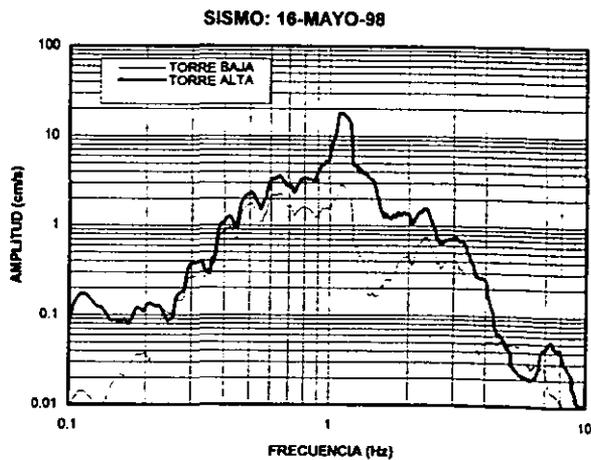
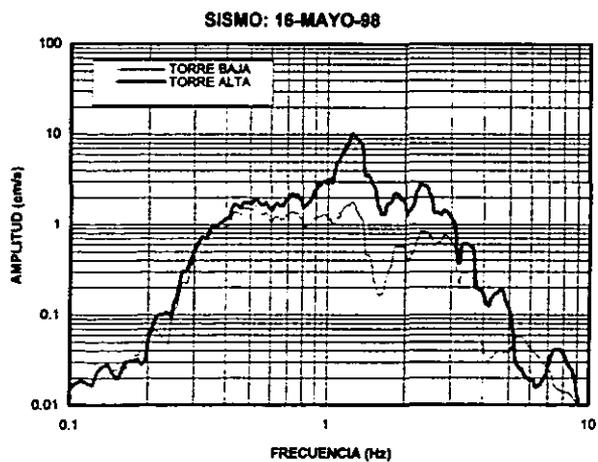
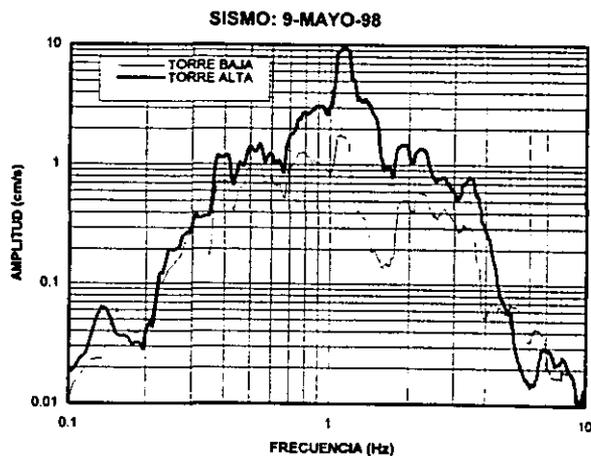
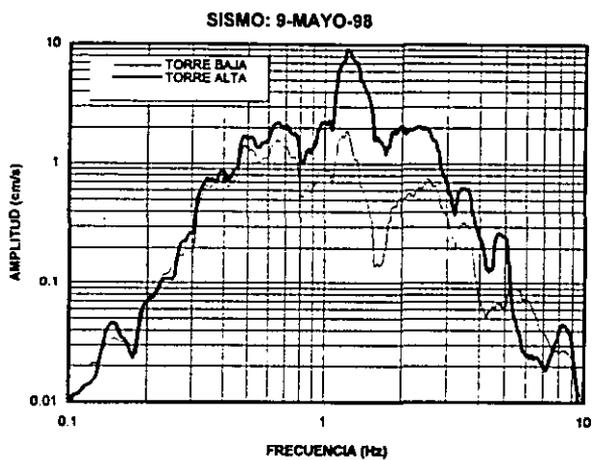
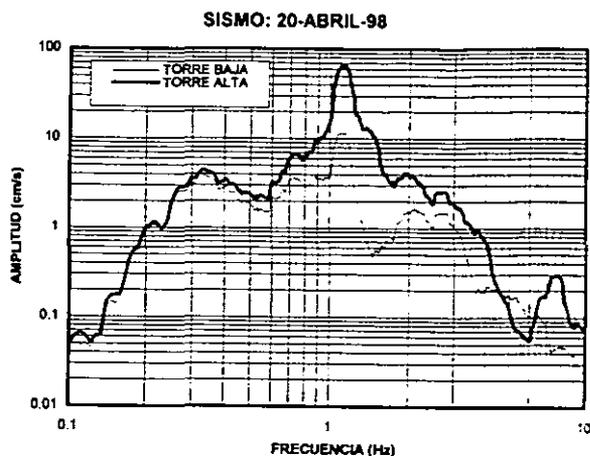
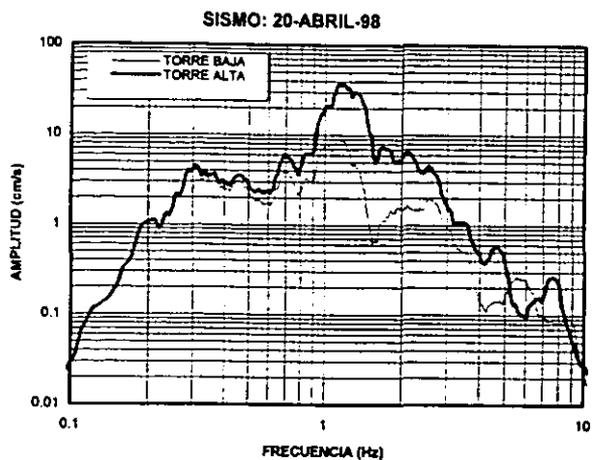


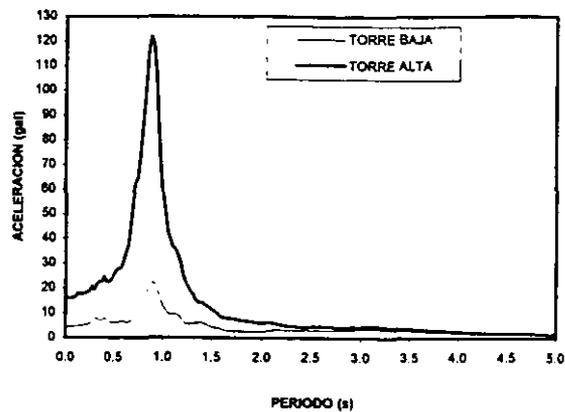
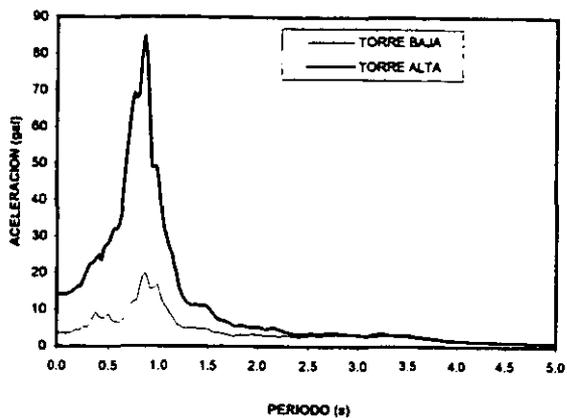
Fig 53. Espectros de Fourier de torre baja y torre alta, en ambas direcciones horizontales.

DIRECCION N-S

DIRECCION E-W

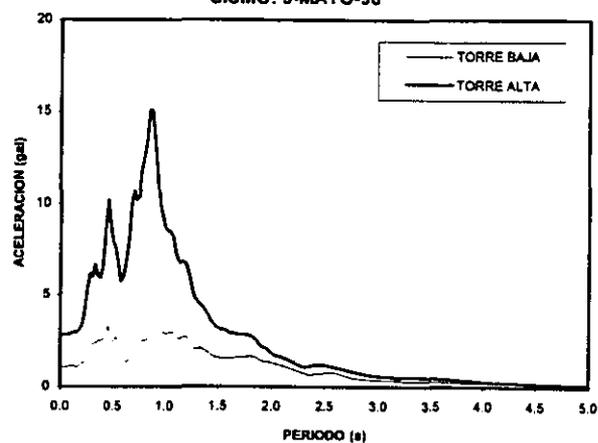
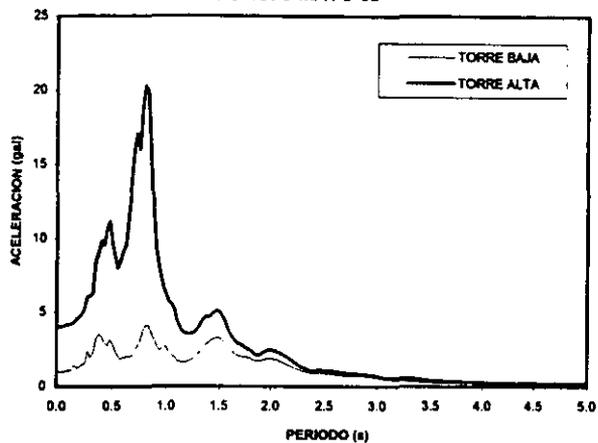
SISMO: 20- ABRIL-98

SISMO: 20-ABRIL-98



SISMO: 9-MAYO-98

SISMO: 9-MAYO-98



SISMO: 16-MAYO-98

SISMO: 16-MAYO-98

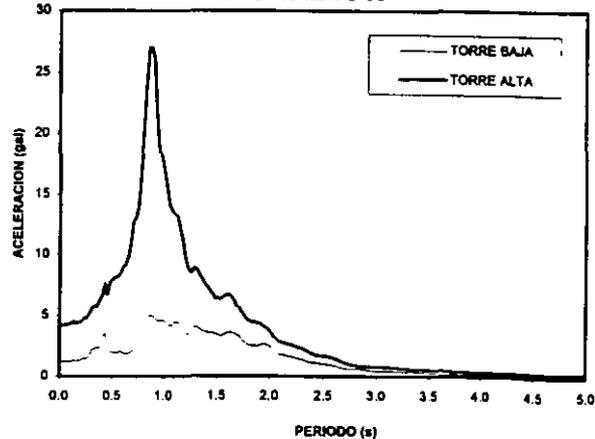
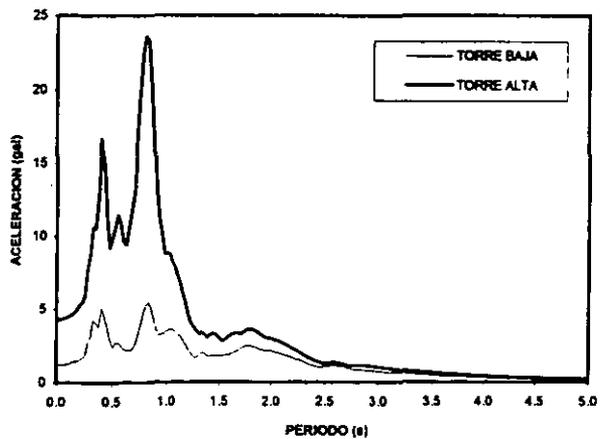
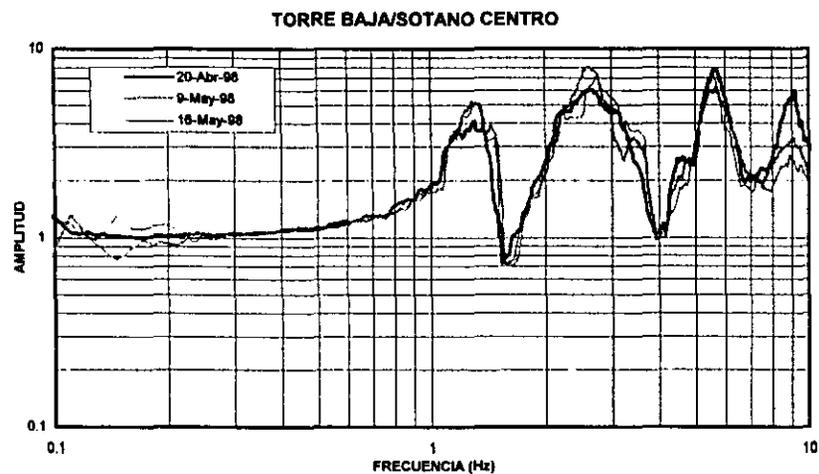
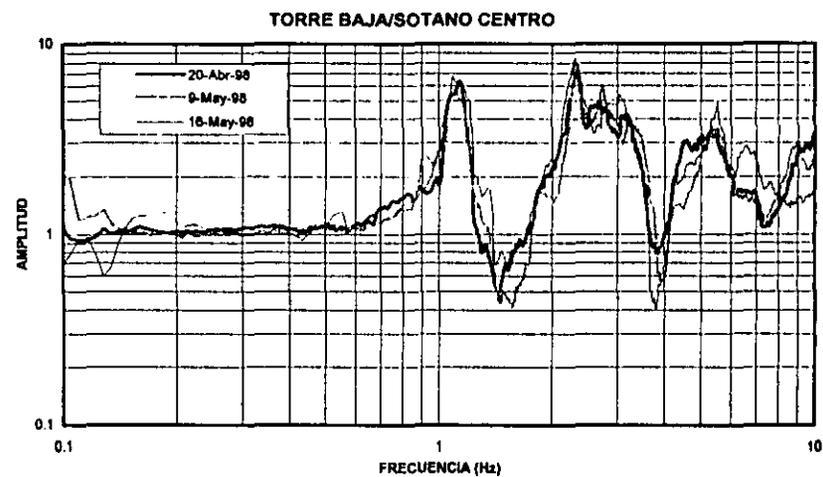


Fig 54. Espectros de respuesta de torre baja y torre alta, en ambas direcciones horizontales.

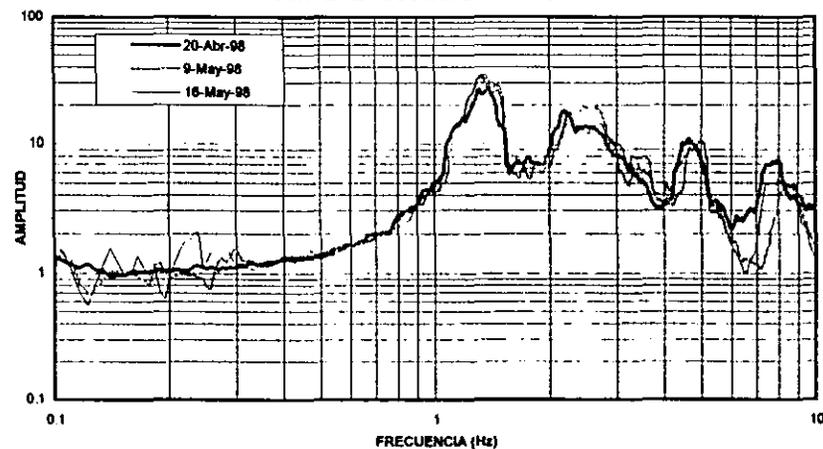
DIRECCION N-S



DIRECCION E-W



TORRE ALTA/SOTANO CENTRO



TORRE ALTA/SOTANO CENTRO

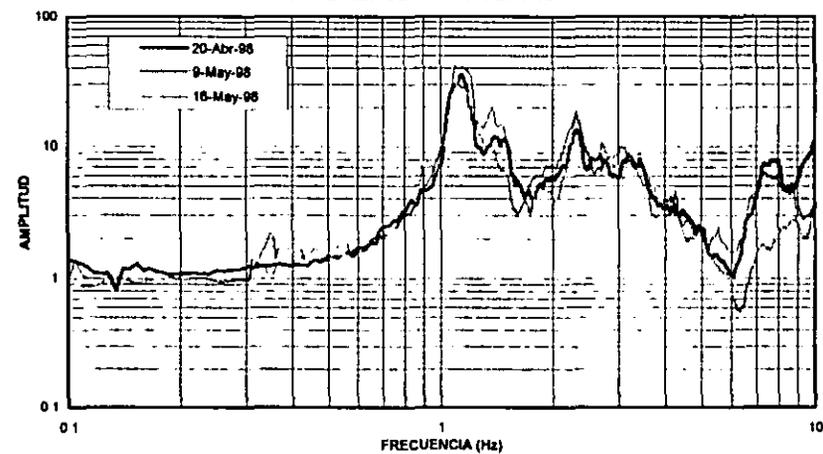


Fig 55. Funciones de transferencia, torre baja y torre alta entre sótano centro, ambas direcciones horizontales.

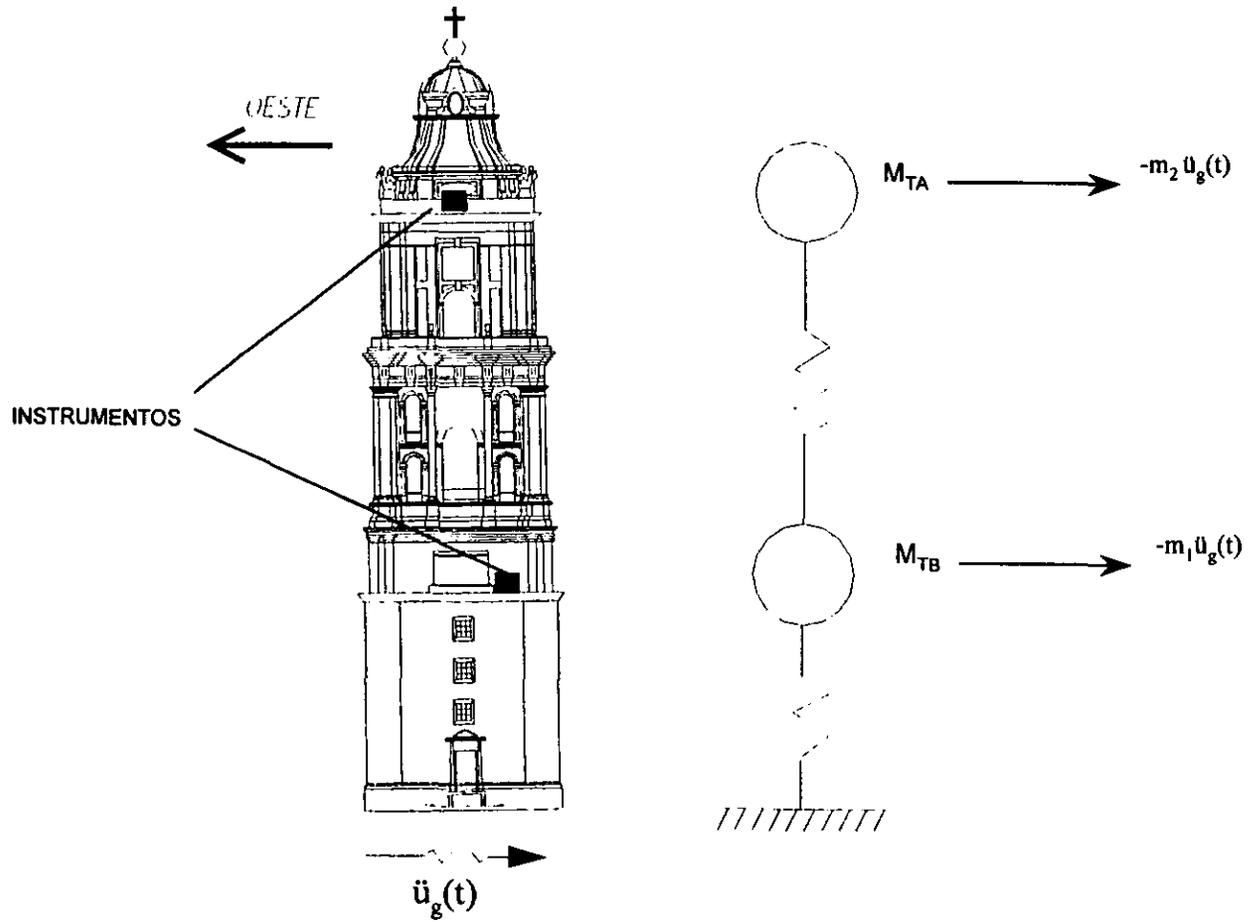


Fig 56. Modelo simplificado de dos grados de libertad de la torre sur-poniente de la Catedral

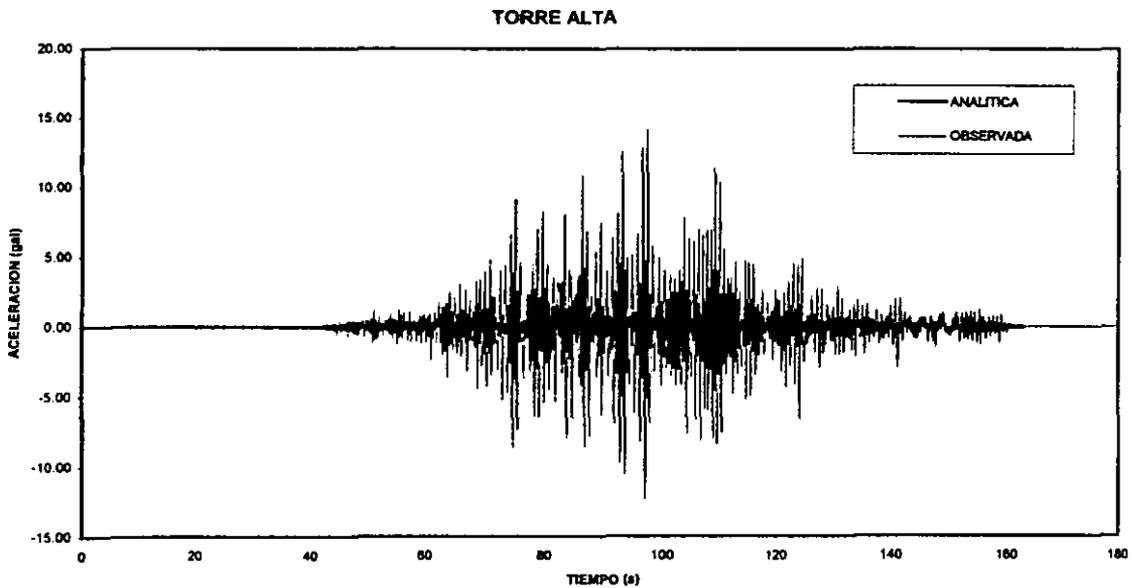
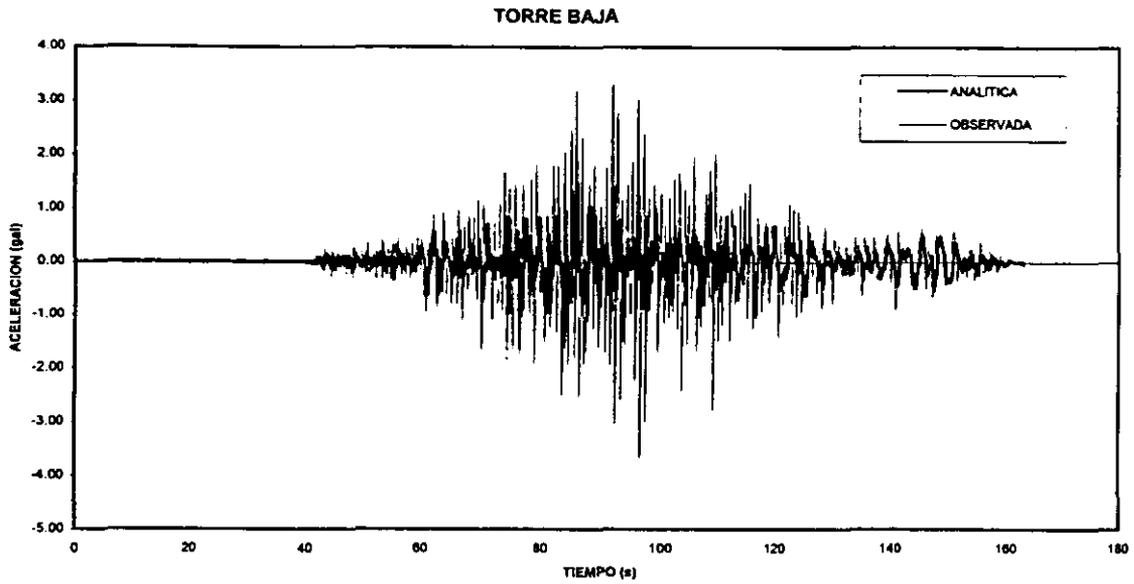
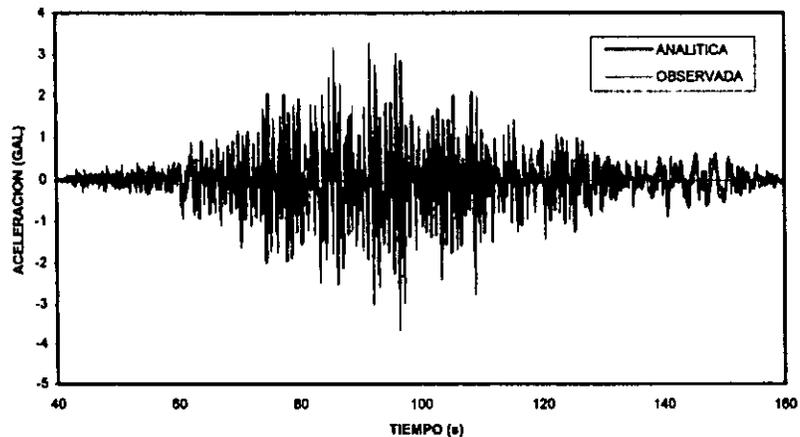


Fig 57. Comparación de respuestas en el dominio del tiempo, analítico contra observado, sobre la dirección N-S. Considerando el sismo del 20-abril-98. Esto a partir de los primeros parámetros propuestos al modelo de dos GDL.

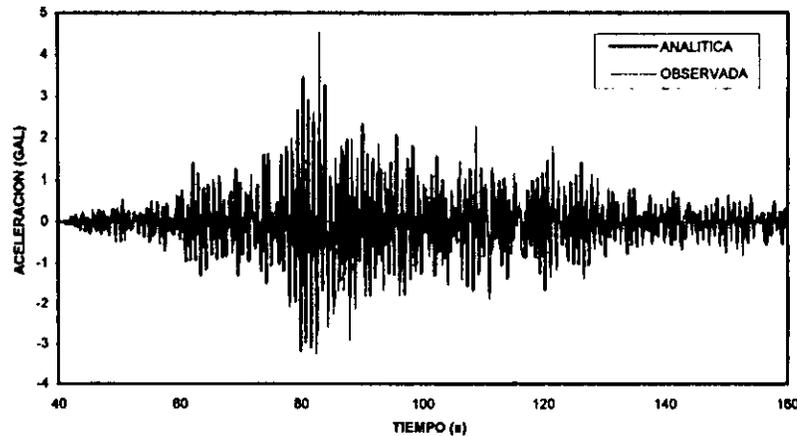
DIRECCION N-S

TORRE BAJA

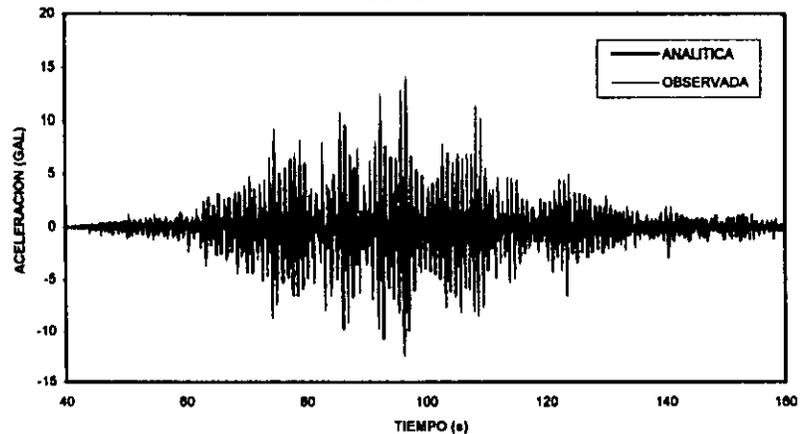


DIRECCION E-W

TORRE BAJA



TORRE ALTA



TORRE ALTA

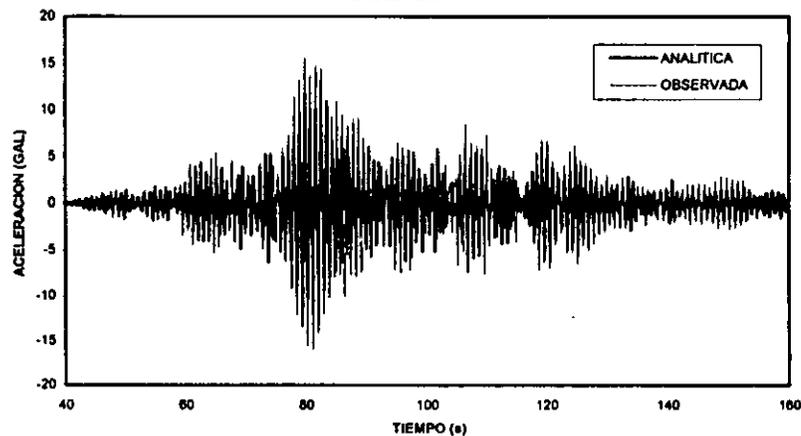
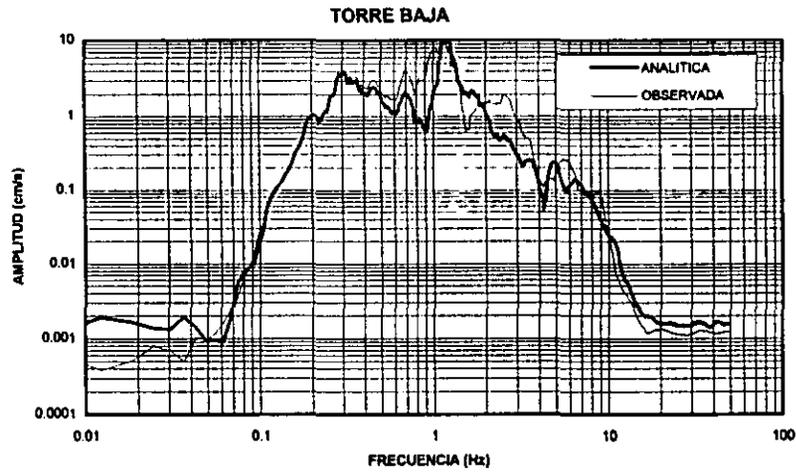


Fig 58. Comparación de respuestas en el dominio del tiempo, analítica contra observada, considerando el sismo del 20-abril-98. Esto para los parámetros finalmente encontrados en el modelo de dos GDL.

DIRECCION N-S



DIRECCION E-W

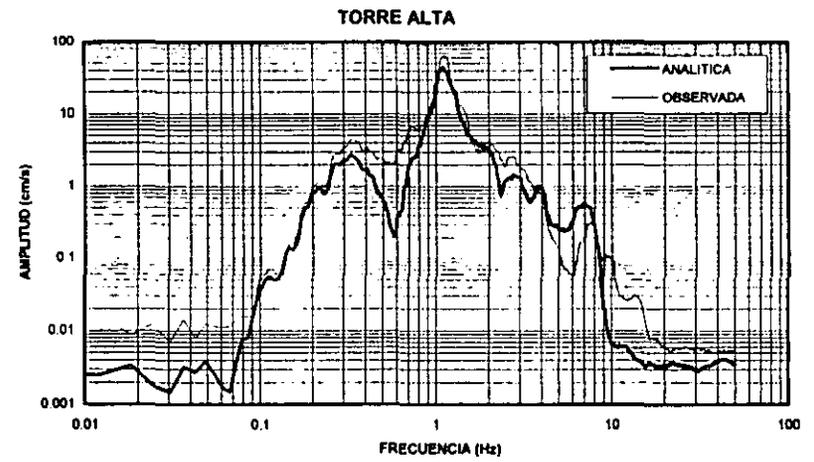
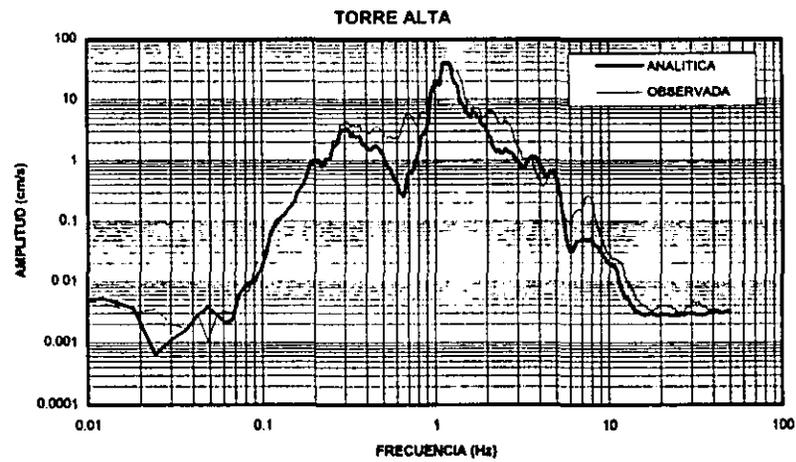
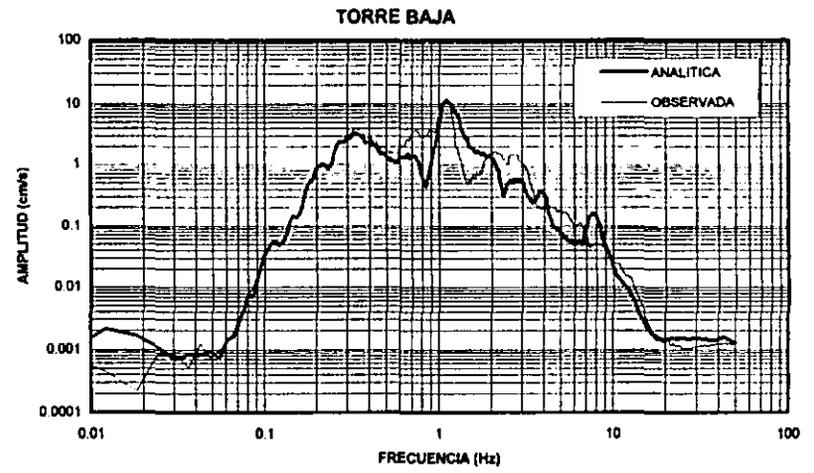


Fig 59. Comparación de respuestas en el dominio de la frecuencia, analítica contra experimental, considerando el sismo del 20-abril-98.