

01161

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**ANÁLISIS DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE UN
EDIFICIO CON AMORTIGUADORES, MEDIANTE EL
MÉTODO DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS**

TESIS

Que para obtener el título de:

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

presenta

BOLIO ALBUERNE PHEN

27 9294

MÉXICO, D.F.

ABRIL, 2000



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.



DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA
SECCION DE ESTRUCTURAS

DR. GABRIEL SÁNCHEZ GUERRERO
JEFE DE LA DIVISION DE ESTUDIOS
DE POSGRADO, FAC. DE INGENIERIA, UNAM.
Presente.

En relación con la solicitud del alumno: Phen Bolio Albuerne

EXAMEN FINAL DE ESPECIALIZACION
 EXAMEN DE GRADO DE MAESTRIA

Me permito proponer el siguiente tipo de examen:

TRABAJO _____ SIN TESIS _____ CON TESIS X
FINAL (Especialización).

NOMBRE Y GRADO DEL DIRECTOR DE TESIS: Dr. Eduardo Reinoso Angulo

NOMBRE DEL TEMA: "Análisis de la Respuesta Estructural de un Edificio con Amortiguadores, mediante el Método de Identificación de Sistemas"

JURADO:

PRESIDENTE : Ing. Neftalí Rodríguez Cuevas
VOCAL : Dr. Eduardo Reinoso Angulo
SECRETARIO : Dr. Mario Ordáz Schroeder
SUPLENTE : Dr. José Alberto Escobar Sánchez
SUPLENTE : M en I Octavio García Domínguez

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria, D.F., a 19 de enero de 2000.

M en I. Octavio García Domínguez.
EL COORDINADOR DE LA SECCION.

GRACIAS A DIOS TODOPODEROSO POR HABERME ILUMINADO EL CAMINO

GRACIAS A MI FACULTAD DE INGENIERÍA, POR DARME LA OPORTUNIDAD DE APRENDER Y FORJARME PROFESIONALMENTE, ASÍ COMO A TODOS LOS GRANDES MAESTROS, AUTORIDADES Y COMPAÑEROS QUE AYUDARON A LOGRARLO, DE LO CUAL VIVIRÉ ETERNAMENTE AGRADECIDO.

A MI DIRECTOR DE TESIS DR. EDUARDO REINOSO ANGULO POR SU ASESORÍA, CONOCIMIENTOS Y APOYO RECIBIDOS EN LA EJECUCIÓN DE ESTE TRABAJO

A MI JURADO POR SUS EXCELENTES CONSEJOS Y COMENTARIOS:

PRESIDENTE:	ING NEFTALÍ RODRÍGUEZ CUEVAS
VOCAL:	DR. EDUARDO REINOSO ANGULO
SECRETARIO:	DR. MARIO ORDÁZ ANGULO
SUPLENTE	DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ
SUPLENTE:	M EN I OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ

A MIS PADRES LIC. RUBÉN JUVENTINO BOLIO BARDALES Y ANA MARÍA ALBUERNE LORENZO, POR SU AMOR, CARIÑO Y APOYO.

A MI HERMANO RUBÉN JESÚS BOLIO ALBUERNE. MI MEJOR AMIGO

A MI AMADA MARÍA ISABEL JIMÉNEZ GARCÍA, COMPAÑERA INSEPARABLE

A ANA MARÍA ORTEGA VALERO, NOEMÍ ALBUERNE LORENZO Y JUDITH ALBUERNE LORENZO, MIS QUERIDÍSIMAS TIAS

A MIS ABUELOS QUIENES SIEMPRE LLEVO EN EL CORAZÓN

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON AMORTIGUADORES, MEDIANTE EL MÉTODO DE IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS

RESUMEN:

En esta investigación se presenta el estudio del comportamiento dinámico del edificio sede del IMSS, desplantado en suelo blando e instrumentado con ocho acelerógrafos digitales. Se presenta el análisis de la información acelerométrica obtenida en un dicho edificio ante cuatro eventos sísmicos ocurridos entre 1994 y 1995. Los resultados incluyen efectos de sitio, periodos y amortiguamientos estructurales, desplazamientos y determinación de algunas características de la interacción suelo-estructura. Así mismo, se utiliza el método de identificación de sistemas para determinar las propiedades dinámicas de la estructura, a partir de registros acelerométricos captados en cimentación y azotea. Lo anterior para ser comparados tanto con resultados de vibración ambiental como con los modelos matemáticos propuestos.

De este trabajo se desprende que los modos fundamentales de vibrar del sistema suelo-estructura analizado, se modifican por la deformación del suelo; se muestra que las estimaciones de las características dinámicas con métodos no paramétricos, pueden proporcionar información muy valiosa, para evaluar el comportamiento global de un sistema estructural. Se observa que el método de identificación de sistemas que considera comportamiento lineal de estructuras, proporciona información muy importante para conocer el comportamiento real de éstas durante sismos de pequeña y moderada amplitud.

ÍNDICE

- I. INTRODUCCIÓN
- II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO E INSTRUMENTACIÓN
- III. INFORMACIÓN EXPERIMENTAL
- IV. RESPUESTA ESTRUCTURAL
- V. IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS
- VI. CONCLUSIONES
- VII. REFERENCIAS
- VIII. FIGURAS

I. INTRODUCCIÓN

Los sismos de septiembre de 1985, además de dar lugar a múltiples demostraciones de humanismo y de solidaridad social, han constituido un libro abierto para la ingeniería mexicana, del cual se ha obtenido un mejor conocimiento de estos fenómenos naturales. A partir de esta fecha, se ha incrementado notablemente la instrumentación sísmica que permite medir el movimiento del terreno en el Valle de México durante terremotos; actualmente existe una gran cantidad de estos aparatos, colocados la mayoría en la superficie y algunos en el subsuelo a distintas profundidades. Los registros obtenidos en estos instrumentos durante los sismos moderados que han ocurrido recientemente, así como los muy diversos estudios experimentales y las técnicas sobre el cálculo de la respuesta dinámica del subsuelo, han permitido tener una idea bastante clara de las diferencias que existen en el movimiento sísmico del terreno, en diferentes zonas del Valle de México.

Se considera necesario que la red de instrumentos que registran el movimiento del terreno se complemente con otra, que registre la vibración que experimentan los edificios durante los sismos. Sólo mediante el registro directo de esta última se podrán entender claramente las diferencias en la respuesta de edificios de distintas características y validar los procedimientos que se emplean para el diseño sismorresistente de las construcciones. Todos los estudios sismológicos y de ingeniería sísmica que se han realizado, tienen como fin último el de mejorar la seguridad de las obras y de los distintos sistemas que proporcionan servicios a la población. La evaluación final de los conocimientos adquiridos de ellos se logra al comprobar si la respuesta sísmica de estos sistemas es congruente con lo calculado.

Lamentablemente, en 1985, no había ningún instrumento sísmico colocado en edificios, de manera que se perdió la oportunidad de registrar la respuesta ante un evento tan intenso. A partir de entonces, se ha promovido la instrumentación de edificios por distintas instituciones, pero con resultados todavía modestos. Uno de estos edificios es del Instituto Mexicano del Seguro Social, el cual, entra en un programa de investigación, que tiene como objetivo el de poner en funcionamiento y operar la instrumentación del edificio, a través del Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIREs) de la Fundación Javier Barros Sierra.

Se han realizado diversos estudios para conocer en detalle las propiedades de dicho edificio instrumentado (refs.1, 2 y 3), así como del suelo sobre el que esta desplantado, a fin de elaborar modelos teóricos que representan su comportamiento sísmico, los cuales involucran los efectos de interacción suelo-estructura. Para ello fue necesario además de recopilar toda la documentación

disponible sobre el proyecto, realizar determinaciones *in situ* de las principales propiedades, del edificio, su cimentación y el terreno

En esta investigación se presenta el estudio del comportamiento dinámico del edificio sede del IMSS, desplantado en suelo blando e instrumentado con ocho acelerógrafos digitales.

Finalmente, se analiza la respuesta de dicho edificio ante cuatro eventos sísmicos ocurridos entre 1994 y 1995, estudiando las señales tanto de entrada, como de respuesta del edificio. Se realiza un estudio de identificación de sistemas, a fin de encontrar algunas de las características dinámicas reales del edificio y compararlas tanto con los resultados de vibración ambiental como de los modelos matemáticos propuestos, a fin de estimar la certidumbre del método de identificación de sistemas.

II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO E INSTRUMENTACIÓN

DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

La estructura en estudio está formada por tres cuerpos, dos laterales, prácticamente idénticos, y uno central, estos edificios son de trece niveles de altura, localizados en la zona de terreno compresible de la ciudad de México, en la zona III de acuerdo a la zonificación geotécnica del valle de México, propuesta por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF-87 (ref.4). La localización del edificio se presenta en la figs. 1 y 2.

El subsuelo contiene arcillas altamente deformables del valle de México. La frecuencia fundamental del sitio donde se encuentra desplantada la estructura es de aproximadamente 0.45 Hz. (ref.5)

El Edificio Central del Instituto ocupa 9,863.85 m² de terreno, con una superficie total construida de 41,303.82 m² en sus trece pisos y un costo aproximado, en 1950, de veintidós millones de pesos.

La superficie del terreno fue completamente removida para alojar en ella todo un piso de sótano bajo la calle, en donde se encuentra un estacionamiento de automóviles con capacidad para 101 coches. Allí se instalaron los servicios de gasolinera, intendencia, bóveda de valores, oficina de máquinas, archivo de afiliación, servicio mecánico general de edificios, correos, vestidores y baños de personal de servicio. Así también archivos generales y un auditorio para conferencias médicas con capacidad de 280 butacas.

Su estructuración se basa en marcos formados por columnas y trabes de concreto reforzado, apoyados sobre un cajón de cimentación de 5.00 m de profundidad, que sirve a su vez como estacionamiento del mismo edificio, el cual se desplanta sobre pilotes de punta fabricados en madera. Estos se encuentran en grupos de 4 pilotes debajo de cada intersección de contratrabes, justo donde se desplantan las columnas. Estos pilotes agrupados se unen mediante un dado de concreto reforzado.

El cuerpo central está constituido por catorce marcos de concreto reforzado en la dirección transversal (T) - equidistantes cada cuatro metros -, y seis en la dirección longitudinal (L) con crujiás de 4, 8 y 5.7 m.. La forma en planta es regular y sus dimensiones son de 60 m. de largo por 27 m. de ancho, como se muestra en la fig. 3. El sistema de piso está constituido por trabes de

acero sobre las cuales se apoya una losa maciza de concreto de 10 centímetros de espesor.

En elevación consta de once niveles, dos apéndices y un pequeño volado en la fachada. Sus columnas son de sección transversal rectangular y cuadrada. Las cuales varían de 40x115 cm y 85x85 cm en planta baja, a 40x40 cm en el último piso; asimismo, las columnas de sección transversal circular varían en diámetros de 100 y 85 cm en planta baja a 45 cm en el último piso; cambian de sección aproximadamente cada dos pisos. Los porcentajes de refuerzo de las columnas están comprendidos entre los límites de 0.71% (último piso) a 2.25% en las columnas con mayor refuerzo en el sótano. El sistema de piso consta de vigas de concreto de sección rectangular cuyas secciones fluctúan de 25x115 cm y 50x90 cm en el sótano a 25x70 cm en el último piso.

Los cuerpos laterales son también de concreto reforzado, de planta irregular, con diez marcos en la dirección EW y siete en la dirección NS, lo que se muestra en la fig. 4.

Los primeros cuatro niveles (sótano a primer piso) cuentan con el área más amplia de aproximadamente 870 m² de superficie, mientras que los restantes (segundo piso a azotea) tienen una superficie de 720 m². Del edificio sobresalen dos apéndices que funcionan como casa de máquinas de los elevadores con áreas de 160 y 128 m². Las secciones de las columnas son muy similares a las del cuerpo central y sus porcentajes de refuerzo varían de 0.71% en las columnas del último piso, a 1.88% en las columnas con mayor refuerzo en el sótano. El sistema de piso está constituido también de vigas de concreto de sección transversal rectangular, cuyas secciones varían de 25x125 cm y 40x90 cm en el sótano a 25x70 cm en el último piso; cambian sus secciones cada dos o tres niveles. En la fig. 5 se muestra una planta en conjunto y una elevación de los edificios.

Dichas estructuras datan de los años cuarenta, las cuales cuentan con muros divisorios en la parte central de la zona de elevadores. Las fachadas son de cancelería y franjas de cantera.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO DE REESTRUCTURACIÓN

Dado a que el edificio en estudio fue construido con recomendaciones y condiciones de diseño anteriores, a las establecidas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-87) (ref.4). El cual señala, que inmuebles considerados como estructuras del grupo A, y que no cumplen con las especificaciones sismorresistentes actuales, deben ser reforzados conforme a lo establecido en las Normas Técnicas

Complementarias de 1993 (NTC-93) (ref.6). Por lo tanto se realizó un proyecto de reforzamiento, consistente en utilizar los dispositivos ADAS (*Added Damping and Stiffness*), el encamisado de columnas y muros de crujeas donde van los ADAS, y la adición de muros de concreto reforzado de 20 cm de espesor en el nivel del sótano. El reforzamiento propuesto incrementa la rigidez elástica, la capacidad sismo-resistente y la disipación de energía de los sistemas estructurales. En este proceso también se reestructuró la cimentación, para lo cual se añadieron pilotes de control de concreto reforzado, sustituyendo uno a uno los de madera. Estos se colocaron próximos a los actuales y cercanos a las contratrabes. Para posteriormente unirlos todos mediante un nuevo dado de cimentación, que sería un aumento del original. Los proyectos de reestructuración y supervisión corren a cargo de despachos de diseño y análisis estructural.

En el edificio central (fig. 3) se colocaron dispositivos ADAS y, por consiguiente, el encamisado de columnas y muros en las crujeas B-C de los marcos 10, 15, 19 y 25 y la crujía C-E de los marcos 12 y 22 del nivel PB al último piso en la dirección T, mientras que en la dirección L las crujeas reforzadas fueron las 10-11, 14-15, 19-20 y 24-25 de los marcos C y E. En los edificios laterales se reforzaron en dirección L los marcos 1 (crujía F-G), 4 (crujía G-H), 6 (crujeas B-C y F-G) y 10 (crujeas B-C y G-H) y en dirección T los marcos C (crujía 8-9), E (crujía 6-7), F (crujía 1-2), G (crujía 3-4) y H (crujeas 8-9 y 9-10).

Descripción de los dispositivos para disipación

En la última década se ha prestado especial atención a estudiar y desarrollar elementos o dispositivos que permitan reducir la respuesta de las estructuras ante sollicitaciones sísmicas, ya sea aislándolas de los movimientos de la base o por incremento en su amortiguamiento interno. El dispositivo patentado ADAS, es un elemento especialmente diseñado para reducir la respuesta sísmica de las estructuras, por medio del incremento de la energía disipada por histéresis y, por ende, del nivel de amortiguamiento interno de la estructura. Al producirse un desplazamiento relativo de entrepiso, los dispositivos se deforman en doble curvatura para disipar energía, fig. 6.

La aplicación de estos dispositivos en el refuerzo o diseño de estructuras ha sido lenta, por una parte porque muchos de los reglamentos de construcción más avanzados del mundo no se han actualizado aún para incorporar dentro de sus recomendaciones esta nueva tecnología. Por otro lado, porque los procedimientos de análisis y diseño no se han difundido suficientemente y son del conocimiento exclusivo de un grupo reducido de investigadores y diseñadores.

INSTRUMENTACIÓN DEL EDIFICIO

EQUIPO PARA REGISTRO SÍSMICO

Para registrar las aceleraciones provocadas por los sismos, se emplearon acelerógrafos de tipo digital, que inician su operación automáticamente una vez que la aceleración detectada rebasa un umbral preestablecido. El aparato toma 100 muestras por segundo en cada uno de los tres canales utilizados para evaluar las aceleraciones, en tres direcciones ortogonales, con una resolución de 12 bits. La información se graba en un casete. Adicionalmente, el instrumento agrega en cada muestra los datos del número de serie del acelerógrafo, el número progresivo del registro, la hora de un reloj propio y una señal de tiempo externo de referencia. El acelerógrafo se detiene automáticamente 15 s después de que la aceleración del terreno rebasa por última vez el umbral de disparo. La configuración implementada aísla los registradores del sistema y permite que funcionen, aún cuando en alguno de ellos se llegara a presentar una falla.

El sistema externo de señales de tiempo de referencia se conoce como "Omega", constituido por un conjunto de transmisores de radio, distribuidos alrededor del mundo, que cada 10 s envía información codificada en una frecuencia próxima a los 10 kHz. Mediante la recepción de esta señal, se sincroniza automáticamente un reloj local que genera un código (BCD) de tiempo universal, cada 10 s. El código también indica las condiciones de recepción de la señal Omega. El sistema asegura un error medio no mayor de 0.01 s al día, en condiciones de recepción adecuadas.

Cada acelerógrafo se alimenta con una batería sellada de 12 Volts, que está en recarga constante, mediante una fuente regulada conectada al suministro de energía comercial. La batería permite mantener la operación del acelerógrafo aproximadamente 25 días, en caso de falla de la red eléctrica comercial.

Los ocho acelerógrafos instalados se fijaron anclándolos horizontalmente al piso y quedaron distribuidos como se indica en la Tabla 1: dos en el nivel sótano (estacionamiento), dos en el tercer nivel y tres en el nivel de la azotea. El equipo de campo libre se instaló en el camellón de Av. Reforma frente al edificio. La fig. 7 muestra una planta y una elevación del edificio con la ubicación de los acelerógrafos

TABLA 1 LOCALIZACIÓN DE LOS ACELERÓGRAFOS

EQUIPO	UBICACIÓN	INTERVALO
S1. Esclavo	Sótano, frente a elevadores centrales	0.25 g
S2. Esclavo	Sótano, cuerpo lateral oeste	0.25 g
S3. Esclavo	Tercer nivel, dentro de la sala de cómputo	1.00 g
S4. Esclavo	Tercer nivel, oficinas	0.25 g
S5. Maestro	Azotea, al centro del edificio	1.00 g
S6. Esclavo	Azotea, junto al módulo de salud	1.00 g
S7. Esclavo	Azotea, cuerpo lateral oeste	1.00 g
S8. Esclavo	Camellón, frente al edificio	0.25 g

El sistema está integrado por una red de ocho instrumentos, de los cuales uno es el maestro y los demás esclavos. Cuando el acelerógrafo maestro, localizado en la azotea de la estructura (S5) detecta un sismo, activa todos los equipos esclavos, incluyendo al de campo libre.

La instrumentación está a cargo del Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES) y la orientación de todos los instrumentos coincide con la del edificio, cuyo eje mayor está aproximadamente a 60 ° NE.

Dicha instrumentación tiene por objetivo identificar y cuantificar los principales efectos debidos a las condiciones del terreno, a la interacción de la estructura con el suelo y a la respuesta estructural, así como mejorar el conocimiento de la respuesta sísmica de edificios reforzados y equipados con disipadores de energía, así con esto, valorar la eficiencia y eficacia de los posibles ajustes propuestos al diseño por sismo, en las normas de construcción que se aplican en el Distrito Federal (NTC-93) (ref.6).

Hasta la fecha se han registrado más de ocho eventos sísmicos (ref.2), cuatro de los cuales aportan datos de calidad con amplitudes y duración bien definidas. En las figs. 8 a 11 se muestran esquemáticamente los acelerogramas de cada sismo registrados en el terreno y la azotea de ambos cuerpos donde se aprecia la ubicación de cada acelerómetro y su registro. Sus principales características se resumen en la tabla 2. Las aceleraciones máximas corresponden al sismo del 14 de septiembre de 1995 (evento 3) que fueron 84 y 88 cm/s² en la azotea del edificio central para las direcciones L y T, respectivamente, para el cuerpo lateral las aceleraciones registradas correspondieron a 76 y 90 cm/s² para la dirección L y T respectivamente. Desgraciadamente, los aparatos de campo libre no funcionaron durante este sismo.

TABLA 2. PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE LOS ACELEROGRAMAS REGISTRADOS EN EL EDIFICIO

SISMO	FECHA SISMO	Mc	PROFUNDIDAD FOCAL [km]	COORDENADAS DEL EPICENTRO		COMPO-NENTE	ACELERACIÓN MÁXIMA [m/s ²]			D [s]
				LATITUD (N)	LONGITUD (W)		SUELO	CENTRAL	LATERAL	
Evento 1	23-05-94	5.6	23	18.03	100.57	V T L	0.039 0.094 0.123	0.083 0.182 0.263	0.055 0.191 0.256	120
Evento 2	10-12-94	6.3	20	18.02	101.56	V T L	0.036 0.102 0.129	0.052 0.349 0.347	0.038 0.355 0.399	200
Evento 3	14-09-95	7.3	45	16.80	98.60	V T L	0.131 0.875 0.844	0.098 0.899 0.760	250
Evento 4	09-10-95	7.5	27	18.60	104.00	V T L	0.012 0.056 0.038	0.038 0.240 0.277	0.033 0.259 0.364	250

V - componente vertical T - componente transversal (EW) L - componente longitudinal (NS)
 Mc - Magnitud D - duración del acelerograma

La fig. 12 muestra los epicentros de los sismos estudiados en este trabajo; estos corresponden a los sismos del 23 de mayo de 1994, 10 de diciembre de 1994, 14 de septiembre de 1995 y 9 de octubre de 1995 (ref.2).

III INFORMACIÓN EXPERIMENTAL

III.1 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS

Se utilizaron dos métodos para determinar las propiedades dinámicas de los edificios; pruebas de vibración ambiental y análisis de los sismos registrados.

Pruebas de vibración ambiental

Se llevó a cabo un estudio para determinar experimentalmente las frecuencias naturales de vibración de los dos edificios antes de su reestructuración (ref.3), consistente en pruebas de vibración ambiental. Para estas pruebas, las señales se captaron mediante acelerómetros localizados en los puntos de medición elegidos. Los resultados así obtenidos se muestran en la Tabla 3.1

TABLA 3.1 PERIODOS DE VIBRACIÓN DE LOS EDIFICIOS LATERAL Y CENTRAL OBTENIDOS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

Edificio	Vibración Ambiental		
	Longitudinal	Transversal	Torsión
Central	1.56	1.25	1.14
Lateral	1.25	1.47	1.14

Análisis de los registros sísmicos

Para determinar experimentalmente las características dinámicas de la estructura se procedió a analizar la información de los sismos registrados en el dominio de la frecuencia (ref.7), a fin de obtener los espectros de aceleración.

En la fig. 13 se muestran los espectros de Fourier calculados para el sismo del 14 de septiembre de 1995, tanto para la azotea (S5) como para el sótano (S1) para las direcciones transversal y longitudinal. Se observa en esta figura que la forma espectral varía considerablemente del espectro de sótano al de azotea, lo que demuestra la amplificación que sufre la señal al transmitirse el movimiento a través de la estructura. Nótese, en los espectros de azotea que hay un intervalo de periodos entre 1 y 2.5 s con ordenadas espectrales mayores a 1 {m/s} que no aparecen en los correspondientes espectros de sótano, debido a que están asociadas a los periodos naturales de vibración de la estructura

Con el fin de identificar los periodos naturales de vibrar del conjunto estructural, se calcularon las funciones de transferencia con el cociente de las amplitudes del espectro de azotea de la estructura con respecto a las del terreno

(figs.14 y 15), para los sismos 22/V/94, 10/XII/94 y 09/X/95 exclusivamente ya que para el sismo del 14/IX/94 el acelerómetro del terreno no registró información alguna; en la fig. 14 se muestran los cocientes del cuerpo lateral donde se distinguen las amplitudes asociadas a las frecuencias propias de vibrar de las estructuras, las cuales fluctúan del orden de 1.5 s para la dirección Transversal y de 1.72 s para la dirección Longitudinal. De igual forma en la fig. 15 se muestran los cocientes para el cuerpo central, donde se observan las frecuencias fundamentales para la dirección transversal del orden de 1.5 s y de 1.78 s para la longitudinal.

En las figs.16 y 17 se muestran las funciones de transferencia para los dos cuerpos, pero en esta ocasión entre los cocientes de los espectros de azotea a sótano donde se ve que los periodos fundamentales permanecen muy similares a los identificados en las figs.14 y 15. En estas gráficas se pudieron obtener los cocientes espectrales para todos los sismos (22/V/1994, 10/XII/1994, 14/IX/1995 y 09/X/1995) a excepción del 09/X/1995 para el cuerpo lateral donde el acelerómetro ubicado en el sótano (S2) no registró ninguna información.

De la información anterior se observa que hay un pequeño corrimiento o incremento en los periodos fundamentales en las mediciones de azotea – terreno, sobre los correspondientes azotea – sótano de lo que se desprende que dicha situación se debe a los efectos de interacción suelo – estructura.

Al comparar los acelerogramas registrados en las azoteas de los cuerpos lateral y central para los diferentes sismos (figs. 8 a 11), se aprecia que hay mucha similitud entre ellos, tanto en la dirección longitudinal como transversal, lo que manifiesta que los dos cuerpos se mueven en fase y posiblemente muestren cierto acoplamiento entre ellos.

A partir de los cocientes espectrales calculados, se obtuvo el periodo fundamental y el porcentaje del amortiguamiento crítico equivalente para cada sismo, este último se calcula como el inverso del doble producto de la amplitud para dicho periodo; en la tabla 3.2 se presenta para el cuerpo central así como el lateral, los periodos fundamentales, la amplitud y el amortiguamiento arrojado por los cocientes espectrales en ambas direcciones.

TABLA 3.2. PERIODOS NATURALES DE VIBRACIÓN, AMPLITUDES Y AMORTIGUAMIENTOS CRÍTICOS EQUIVALENTES PARA LOS CUERPOS CENTRAL Y LATERAL

SISMO	CUERPO	COCIENTE ESPECTRAL	DIRECCIÓN LONGITUDINAL			DIRECCIÓN TRANSVERSAL		
			PERIODO	AMPLITUD	ξ (%)	PERIODO	AMPLITUD	ξ (%)
22/IV/94	CENTRAL	(S5/S1)	1.71	14.20	3.50	1.38	10.80	4.60
10/XII/94	CENTRAL	(S5/S1)	1.69	16.50	3.00	1.39	15.20	3.20
14/IX/95	CENTRAL	(S5/S1)	1.73	14.90	3.30	1.45	11.00	4.50
09/X/95	CENTRAL	(S5/S1)	1.74	15.00	3.30	1.37	12.90	3.90
22/IV/94	LATERAL	(S6/S2)	1.71	18.50	2.70	1.38	12.10	4.10
10/XII/94	LATERAL	(S6/S2)	1.63	21.30	2.30	1.39	13.90	3.50
14/IX/95	LATERAL	(S6/S2)	1.73	16.40	3.00	1.49	10.70	4.70
09/X/95	LATERAL	(S6/S2)	---	---	---	---	---	---

En el diseño estructural es de suma importancia conocer los desplazamientos laterales máximos que presenta una estructura durante la ocurrencia de un sismo. Desplazamientos excesivos de entrepisos pueden causar golpeteos con edificios aledaños causando daños en estos y, adicionalmente, incomodidad y molestias a sus usuarios, aunque estructuralmente sea seguro el inmueble.

Por los motivos anteriores, se consideró necesario calcular la historia de desplazamientos, así como los desplazamientos máximos obtenidos a partir los registros sísmicos estudiados.

En las figs. 18 a 21 se puede apreciar la historia de desplazamientos para cada sismo, eligiéndose sólo los registros de azotea y sótano de ambos cuerpos por ser los más representativos en cuanto a desplazamientos máximos de entrada reportados en la base y desplazamientos máximos obtenidos como repuesta de la estructura. Los mayores desplazamientos se presentaron en los registros de azotea para el sismo del 14-IX-95, con un desplazamiento máximo para la dirección longitudinal de aproximadamente 5.20 y 4.40 cm para la dirección transversal. Los desplazamientos menores se presentaron para el sismo del 22-V-94 que llegaron a 1.64 cm y 0.94 cm en las direcciones longitudinal y transversal respectivamente en la azotea de los edificios. Los desplazamientos de azotea son siete veces mayores que los desplazamientos en la base.

En la tabla 3.3 se presenta un resumen de los desplazamientos máximos absolutos registrados en los dos edificios.

TABLA 3.3 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS ABSOLUTOS REGISTRADOS EN LOS EDIFICIOS.

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS ABSOLUTOS (cm)			
SISMO	UBICACIÓN	LONGITUDINAL	TRASVERSAL
22/IV/94	S7	1.64	0.94
22/IV/94	S6	1.55	0.94
22/IV/94	S5	1.58	0.89
22/IV/94	S2	0.35	0.16
22/IV/94	S1	0.33	0.19
22/IV/94	S8	0.40	0.25
10/XII/94	S7	2.28	1.79
10/XII/94	S6	2.18	1.71
10/XII/94	S5	1.81	1.67
10/XII/94	S2	0.34	0.25
10/XII/94	S1	0.32	0.22
10/XII/94	S8	0.32	0.25
14/IX/95	S7	4.48	4.44
14/IX/95	S6	5.18	4.39
14/IX/95	S5	5.18	4.39
14/IX/95	S2	0.95	0.77
14/IX/95	S1	0.75	0.75
09/X/95	S7	1.95	1.25
09/X/95	S6	1.70	1.19
09/X/95	S5	1.46	1.14
09/X/95	S1	0.26	0.29
09/X/95	S8	0.27	0.43

Como se mencionó anteriormente las aceleraciones registradas en azotea para los cuerpos central y lateral (S5 y S6) son similares entre ellas en ambas direcciones. Esto se aprecia más claramente en la historia de desplazamientos. Cabe señalar que para un mismo cuerpo (cuerpo lateral) los registros de desplazamientos, tanto en el centro de la azotea (S6), como en el extremo (S7) las señales son muy parecidas y prácticamente a la vista son iguales, pero sólo cuando se calculan los desplazamientos relativos entre estas, se aprecian las diferencias existentes.

De los desplazamientos relativos entre los componentes horizontales de las estaciones S6 y S7, se ha podido medir la torsión del cuerpo lateral, aunque no es posible definir si es debido a interacción suelo-estructura, o a respuesta estructural. Estos desplazamientos alcanzan valores hasta de 5 mm, que en algunos eventos representa hasta un 25 % del desplazamiento absoluto. De igual manera, al utilizar el componente vertical, se midió el desplazamiento relativo debido al cabeceo de la estructura (y cimentación). Los valores son pequeños (menores a 2 mm), pero son del mismo orden de magnitud que los desplazamientos absolutos.

Puesto que el edificio tiene una altura aproximada de 55 m. y que durante el sismo del 14-IX-95 se alcanzaron los desplazamientos máximos de 5.20 y 4.40

cm para las direcciones longitudinal y transversal respectivamente, pueden calcularse fácilmente las distorsiones promedio de entrepiso que serían de 0.000945 y 0.0008 para ambas direcciones respectivamente. Dichas distorsiones son apenas del 15% de la distorsión angular máxima de entrepiso especificada por el RCDF-87 (ref.4), de 0.006. Lo que infiere, que aunque esta distorsión calculada, es un promedio de entrepiso, es difícil que se alcance el máximo permisible por el RCDF-87 (ref.4). Cabe mencionar que los periodos obtenidos de los cocientes espectrales para los distintos sismos (Tabla 3.2), son mayores a los obtenidos mediante pruebas de vibración ambiental, antes de su reestructuración (Tabla 3.1), la que en primera instancia suena contradictorio. Seguramente este incremento del periodo durante los sismos se debe a una degradación de rigidez.

La distorsión de la que se habla anteriormente se alcanzó con un sismo de magnitud 7.3, cuando sólo se tenía el 60% de la reestructuración del edificio (ref.33) lo que implicaría que después de completada esta, la rigidez del edificio sería mayor y por consecuencia, para otro sismo de la misma magnitud, al despreñar la degradación de rigidez por daño, los desplazamientos tenderían a ser menores, lo que hace poco factible que los disipadores de energía (ADAS) alcanzaran su límite de fluencia ante estos niveles de desplazamiento lateral. El desplazamiento lateral máximo de entrepiso, para el sismo del 14-IX-95, fue de 3.3 y 2.8 mm para las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente.

Con el objetivo de hacer un cálculo aproximado del desplazamiento máximo de entrepiso que se hubiera tenido, en las condiciones actuales del edificio con un sismo de la intensidad del 19 de septiembre de 1985, se creó un acelerograma sintético de sitio (ref.34). Para la creación del acelerograma sintético se utilizó la expresión matemática para la zona del lago del valle de México, donde el movimiento es armónico e intenta representar el efecto del acelerograma recortado. El planteamiento de esa expresión se realiza de una manera simple y se define como:

$$A_s(t) = A_{\text{máx}} \text{sen} \left[\frac{2\pi t}{T_1} \right] \text{sen} \left[\frac{\pi t}{T_2} \right] \quad \text{para } t \leq T_2$$

Donde $A_s(t)$ es la aceleración del terreno en gal; $A_{\text{máx}}$ es la aceleración máxima del terreno en gal. dependiente de las características del sitio y el sismo en cuestión; T_1 es el periodo dominante del terreno en segundos, y T_2 es la duración del movimiento, en segundos. Para el sitio en estudio $A_{\text{máx}} = 107.64$ gals. $T_1 = 1.1$ s y $T_2 = 5.55$ s. Dichos valores se obtuvieron mediante un programa de computadora, de nombre PROGRAMA Z (ref.36), que extrapola el sismo del 19 de septiembre de 1985 registrado en la estación de SCT a otras ubicaciones en la ciudad de México. Con estos datos se generó el acelerograma sintético del sitio, el cual se muestra en la fig. 22, en el que se observa una aceleración $A_{\text{máx}}$

especificada. Al proceder a calcular la respuesta sísmica del desplazamiento del sistema, al considerar un modelo de un grado de libertad; los resultados obtenidos se muestran en la fig. 23, donde el desplazamiento máximo alcanzado para las direcciones longitudinal y transversal es de 6.392 y 10.695 cm respectivamente. Al calcular la distorsión angular promedio encontramos valores de 0.0011622 y 0.001944 respectivamente que son apenas el 32 % de la máxima de entrepiso permitida por el RCDF-87 (ref.4). Si se calcula el desplazamiento lateral máximo de entrepiso para estas distorsiones, se tienen valores de 4.07 y 6.80 mm para las direcciones longitudinal y transversal, que son desplazamientos muy pequeños, para que el límite de fluencia de los dispositivos disipadores de energía (ADAS) se sobrepase. Con esto, es posible afirmar que dichos disipadores de energía no funcionan para edificios como el que corresponde a este estudio, ante estos eventos sísmicos registrados

IV RESPUESTA ESTRUCTURAL

IV.1 MODELACIÓN MATEMÁTICA

El objetivo más importante del análisis estructural consiste en poder elaborar modelos teóricos que representen con buena aproximación el comportamiento real de la estructura ante diferentes tipos de excitaciones, a fin de entender con mayor certidumbre su comportamiento. Así, para este estudio, se debía pensar en un modelo que involucrara todos los aspectos y parámetros de la estructura que contribuyen a su comportamiento característico, como son la rigidez proporcionada por el acoplamiento de muros de concreto, pretilas de mampostería, pasillos, volados, paredes divisorias y escaleras. Por ello se utilizó para este análisis el programa ETABS (ref.8).

Una vez constituidos estos modelos matemáticos se buscó que pudieran reproducir tanto las características dinámicas del sistema estructura-suelo, como la respuesta sísmica de la estructura.

Se idealizó a la estructura mediante cuatro diferentes modelos matemáticos tridimensionales, con el apoyo del programa ETABS (ref.8).

Los objetivos de los dos primeros modelos consistieron en reproducir las estructuras no reforzadas, considerando base rígida. Estos modelos pretendieron considerar todos los elementos estructurales que podían influir en las características dinámicas de la estructura, como son:

- Zonas rígidas en las uniones viga-columna. Para una viga, la longitud de esa zona en cada uno de sus extremos es igual a la mitad del ancho de las columnas que están bajo ella, y para una columna, es la mitad del peralte de las trabes o dalas que están en sus extremos superior e inferior.
- Los pretilas de concreto forman parte de los elementos estructurales (vigas) que los sustentan. Así sus propiedades geométricas se calcularon tomando en cuenta ese hecho, bajo el criterio de la sección transformada.
- Al evaluar las secciones transversales de las vigas que cubren claros en los que no hay muros, se incluye parte de la losa como acoplada a esas vigas, de acuerdo al criterio de secciones L y T indicado por el RCDF-87 (ref.4).

Los muros presentan rigidez tanto a flexión como a cortante. Se consideró el acoplamiento de todos los muros de concreto.

En la primera parte del análisis, se determinaron las frecuencias de vibración, configuraciones modales y los factores modales de masa efectivos para los dos modelos no reforzados, como si estos se hallaran empotrados en su base. Las propiedades dinámicas (periodos y modos de vibración) resultado del análisis para las dos estructuras originales sin reforzar se presentan en la tabla 4.1, donde se aprecia que los periodos naturales de vibración son menores respecto a las encontradas experimentalmente; se supone hasta este momento del estudio, que la flexibilidad del terreno es una de las causas de dicha diferencia.

TABLA 4.1. PERIODOS DE VIBRACIÓN DE LOS EDIFICIOS CENTRAL Y LATERAL ORIGINALES

Edificio	ETABS sin interacción S-E		
	Longitudinal	Transversal	Torsión
Central	1.52	1.48	1.15
Lateral	1.18	1.37	0.88

Para considerar el efecto de interacción suelo-estructura se emplearon las expresiones contenidas en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC-RCDF-87) (ref.6), en su apartado de diseño por sismo.

Se determinaron asimismo las características dinámicas de las estructuras reforzadas, al incorporar los nuevos elementos estructurales en los análisis (ref.3).

Debido a que para reforzar el edificio se encamisaron las columnas con acero, se adicionaron muros de concreto, y se emplearon contraventeos de acero para rigidez lateral y complemento para la utilización de mecanismos disipadores de energía ADAS (Added Damping and Stiffness), fue necesario hacer algunas modificaciones al modelo original, como añadir nuevas líneas de columna, así como nuevas crujías para ubicar los contraventeos y ligar los elementos ADAS, ya que estos conectan el contraventeo a las trabes del piso superior. Por otro lado, había que proporcionar las propiedades mecánicas de los elementos ADAS al modelo, para lo cual el programa utilizado cuenta con una opción específica para esto, en donde se asignan propiedades tales como rigidez axial, rigidez a cortante, límite de fluencia y resistencia última. Con esto, el programa obtiene los ciclos histeréticos para cada elemento, logrando así un comportamiento general de la estructura bastante aceptable y realista.

Se presentan en la tabla 4.2 los periodos naturales de vibración obtenidos con los modelos del ETABS para las estructuras reforzadas, como si se encontraran empotradas en su base.

TABLA 4.2. PERIODOS DE VIBRACIÓN DE LOS EDIFICIOS CENTRAL Y LATERAL REFORZADOS CON DISPOSITIVOS ADAS

Edificio	ETABS sin interacción S-E		
	Longitudinal	Transversal	Torsión
Central	1.47	1.43	1.12
Lateral	1.14	1.26	0.85

Se puede determinar de las tablas, que el incremento en la rigidez lateral del edificio central sin considerar interacción suelo-estructura debido a la adición de los dispositivos ADAS y de los contraventeos es de aproximadamente 7.4% en la dirección Longitudinal y 6.7% en la dirección Transversal. Esto se debe a que son muy pocas las crujeas en las cuales se dispusieron en cada dirección los elementos rigidizantes. Para el edificio lateral, los incrementos en periodo son 7.1% en la dirección Longitudinal y 19.2% en la dirección Transversal. En general, los incrementos en la rigidez lateral de los edificios son menores a los que se tendrían si únicamente actuaran los contravientos, ya que la rigidez a cortante de los ADAS osciló entre el 50 y 70% de la rigidez axial de los contraventeos, por lo que controlaron la rigidez de los elementos diagonales equivalentes.

IV.2 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

En el diseño sísmico de edificios es práctica común aplicar los movimientos sísmicos al nivel de cimentación y suponer que la estructura descansa sobre un suelo infinitamente rígido. Sin embargo, se sabe que la flexibilidad del suelo en combinación con la flexibilidad de la estructura hace que se modifiquen significativamente las propiedades dinámicas del sistema suelo-estructura, además de que el suelo funciona como un disipador de energía a través de los amortiguamientos por radiación y del propio material (ref.9).

Durante los sismos de Michoacán de 1985, las edificaciones más castigadas, o que incluso se derrumbaron, se localizaron en su mayoría en la Zona del Lago, en depósitos de suelo blando de 20 a 40 m de espesor, con velocidades de propagación de ondas de cortante del orden de 70 m/s.

Estadísticamente, los edificios con mayores daños resultaron ser aquellos entre 5 y 15 pisos. De suerte que el intervalo del periodo fundamental de estas construcciones, considerando base rígida, es de 0.9 a 2.0 s; se puede pensar estos periodos estarían suficientemente alejados del periodo dominante

del suelo, para un sitio en la ciudad de México con período fundamental de 2.4s, como para descartar la posibilidad de resonancia. Sin embargo, al introducir la influencia de la flexibilidad del suelo en el análisis, se presenta un alargamiento del periodo fundamental de la estructura que puede dar origen a este fenómeno, aunado a otros efectos, como el comportamiento no lineal y la degradación de la rigidez.

Los efectos inerciales y cinemáticos producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de éste ante solicitaciones sísmicas, se conocen como interacción dinámica e interacción cinemática suelo - estructura.

El efecto interdependiente entre una estructura y el suelo sobre el cual está desplantada, se manifiesta en dos hechos importantes (ref.10): el comportamiento sísmico de la estructura se ve afectado por las propiedades del suelo, y el movimiento en la base y en el terreno circundante a la estructura no es el mismo que el que se presentaría si la estructura no existiera. Evidentemente, esta influencia mutua, a pesar de que está presente, no siempre resulta importante, y en muchos casos es despreciable. Para valorarla, se deben considerar las propiedades físicas del suelo, las características de la estructura, así como la naturaleza de la excitación sísmica.

Algunos de los factores de los que depende el grado de interacción que puede existir en la respuesta sísmica de una estructura con el suelo son:

- a) Peso total de la estructura
- b) Rigidez lateral de la estructura
- c) Altura de la estructura
- d) Relación de esbeltez de la estructura
- e) Tipo de cimentación (superficial, empotrada, piloteada.)
- f) Tamaño de la cimentación
- g) Forma de la cimentación
- h) Rigidez de la cimentación
- i) Propiedades dinámicas del suelo
- j) Profundidad y estratigrafía del suelo
- k) Intensidad del movimiento sísmico
- l) Contenido de frecuencia del movimiento sísmico

En términos generales, los factores que afectan la interacción dinámica suelo - estructura se pueden clasificar en:

- 1) Características de la superestructura
- 2) Características de la cimentación
- 3) Características del suelo

4) Características del movimiento del terreno

IV.2.1 INTERACCIÓN CINEMÁTICA

En términos generales, existirá una mayor interacción cinemática entre mayor sea el contraste entre la rigidez de la cimentación, en comparación con la rigidez del suelo, y entre mayor sea el tamaño de la cimentación, respecto a longitud de onda del movimiento del terreno.

El movimiento al nivel de desplante de la estructura, como puede apreciarse en el punto A de la fig. 24, se verá modificado por la presencia de la cimentación como se observa en el punto B; y como la cimentación tiene una rigidez considerablemente mayor a la del suelo, éste no se moverá de igual forma, como se movería sin la cimentación. Esta modificación del movimiento recibe el nombre de interacción cinemática. Los principales efectos de la interacción cinemática son:

- a) Filtrar el movimiento que impide pasar (o al menos disminuye su intensidad) altas frecuencias, debido esencialmente a la rigidez y geometría de la cimentación
- b) Induce torsión (rotación respecto a un eje vertical) y cabeceo (rotación con respecto a un eje horizontal) en la cimentación.

Algunos de los factores más importantes que determinan la importancia de la interacción cinemática son:

- a) Rigidez de la cimentación
- b) Forma de la cimentación
- c) Profundidad de desplante de la cimentación
- d) Tamaño de la cimentación
- e) Longitud de onda del movimiento del terreno

Para las dos direcciones principales de la estructura, se estudiaron los cocientes entre el movimiento de los sótanos y el de campo libre; estos cocientes se conocen como Funciones de Transferencia de Piso (FTP) de aceleración y permiten definir el movimiento efectivo en la base de la cimentación. En la fig. 25 se presentan estas FTP; se observa que para los tres eventos mostrados, el movimiento en S1 es prácticamente igual al movimiento en S2, y que en ambas direcciones existen considerables reducciones del movimiento en alta frecuencia (periodos cortos).

En la dirección longitudinal se observa una pendiente constante en todos los cocientes que va aproximadamente de 0.1 a 1.0 en amplitud, para 1.5 s y después se vuelve relativamente plana hasta 3.5 s.

En la dirección transversal se observa un comportamiento del edificio más irregular. Podemos observar un pico en 1.5 s que varía desde 1.3 a 1.6 en amplitud que coincide con el periodo del edificio, lo que implica que para esos periodos el movimiento en la base del edificio es hasta un 60 por ciento mayor que en campo libre.

Desgraciadamente, debido a la colocación de los instrumentos no es posible medir torsiones o cabeceo en la cimentación. Aunado a esto, como la estación de campo libre se apoya sobre el terreno, es muy posible que sobre esta también actúan los efectos de interacción suelo estructura.

IV.2.2 INTERACCIÓN INERCIAL

El movimiento en la base de la estructura, asociado al punto B de la fig. 24 se ve modificado por la presencia y movimiento de la estructura (punto C de la misma figura). Esta modificación se conoce como interacción inercial, debido a que es el resultado de fuerzas de inercia que actúan, como resultado de la masa de la estructura.

Los desplazamientos en traslación horizontal y rotación alrededor de sus ejes horizontales principales de la estructura (cabeceo), que la deformación del suelo permite a la cimentación, reducen la rigidez global del sistema y dan lugar, por tanto, a un aumento en el periodo de la estructura. El amortiguamiento del sistema se modifica, por la irradiación de ondas de la estructura al suelo. Este efecto es una fuente adicional de disipación de energía que reduce la respuesta; sin embargo, en ocasiones los desplazamientos y rotaciones inducidos por interacción inercial pueden compensar estas reducciones e inclusive incrementar las amplitudes del movimiento estructural. En resumen, los efectos de la interacción inercial son:

- a) Alargamiento del periodo fundamental de la estructura; el alargamiento del periodo es una consecuencia de que la flexibilidad del sistema sea mayor que la de la estructura con base rígida
- b) Desplazamientos mayores de sus entrepisos; los mayores desplazamientos se deben a que a las deformaciones inerciales de la estructura se agregan los desplazamientos causados por la traslación y el giro de la base
- c) Cambios en el amortiguamiento del sistema; pueden existir incrementos o reducciones en la capacidad de disipar energía de la estructura, según que el amortiguamiento del suelo compense o no, la pérdida de efectividad del amortiguamiento estructural
- d) Modificaciones de la ductilidad de la estructura; no se sabe con precisión cuáles son las modificaciones de la ductilidad estructural por interacción

Por lo general, los efectos de la interacción inercial son más importantes que los debidos a la interacción cinemática. En términos generales, existirá una mayor interacción inercial mientras más blando sea el suelo, la estructura tenga mayor masa y la estructura sea más esbelta.

Para la mayoría de las estructuras, es conservador efectuar sólo el análisis de interacción inercial, siempre y cuando los llamados efectos de sitio sean

considerados en la determinación del movimiento del terreno en la superficie libre, el cual se toma como la excitación efectiva en la base de la cimentación. Aunque esta excitación no tiene componentes de rotación, generalmente es más desfavorable que el movimiento efectivo que se obtiene de un análisis de interacción cinemática.

Para las dos direcciones principales de la estructura se identificaron los periodos efectivos, así como modificaciones significativas en el movimiento efectivo al nivel de desplante de la cimentación debidas a la presencia de ésta y al movimiento de la estructura. Los cocientes del movimiento en las azoteas de ambos cuerpos con respecto a campo libre (S5/S8 y S6/S8) permiten cuantificar los periodos estructurales efectivos. En la fig. 26 se presentan los cocientes obtenidos para las componentes longitudinal y transversal, correspondientes a cada uno de los sismos que registraron en el sitio S8. Dichos valores se encuentran en la tabla 4.3. Para el cuerpo central, se observa un incremento en los periodos a 1.82 s para la dirección Longitudinal y a 1.52 para la Transversal, mientras que para el cuerpo lateral se incrementaron a 1.73 y 1.51 para las mismas direcciones. Estos incrementos representan entre el 4 y el 6 por ciento con respecto al periodo medido sin interacción suelo-estructura (tabla 4.2). En cambio, los valores de amortiguamiento no variaron significativamente con respecto a los amortiguamientos que aparecen en la tabla 3.2. Estas afirmaciones permiten concluir que el efecto de interacción inercial, para los sismos estudiados, existe, pero fue poco significativo en la modificación de las propiedades dinámicas de las estructuras. Una causa importante de este hecho es que originalmente, las estructuras fueron desplantadas sobre pilotes de punta de madera, y posteriormente fueron reforzadas con pilotes de control.

TABLA 4.3. PERIODOS MEDIDOS DURANTE LOS SISMOS ESTUDIADOS CONSIDERANDO INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

EDIFICIO	SISMO	DIRECCIÓN LONGITUDINAL			DIRECCIÓN TRASVERSAL		
		Periodo (s)	Amplitud	ξ (%)	Periodo (s)	Amplitud	ξ (%)
CUERPO CENTRAL	22/IV/94	1.82	14.40	3.47	1.49	9.79	5.10
	10/XII/94	1.76	18.50	2.70	1.52	13.70	3.65
	14/IX/95	1.80	13.40	3.73	1.51	10.70	4.67
	09/X/95				1.50	15.10	3.31
CUERPO LATERAL	22/IV/94	1.72	19.40	2.58	1.49	10.10	4.95
	10/XII/94	1.72	22.30	2.24	1.52	14.00	3.57
	14/IX/95	1.73	15.90	3.15	1.51	10.70	4.67
	09/X/95				1.50	15.60	3.21

IV.2.3 MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Como puede apreciarse, el problema es muy complejo; por la dificultad que representa establecer modelos analíticos que simplifiquen e idealicen la interacción suelo-estructura, es práctica usual desprestigiar su efecto (ref.11), cuando se considera a las estructuras como desplantadas sobre una base rígida. Es interesante averiguar cuándo sus efectos sobre la estructura a analizar serán lo suficientemente importantes como para ameritar tenerla en cuenta. Por ejemplo, el RCDF-87 (ref.4) indica que la interacción suelo-estructura puede calcularse para estructuras asentadas sobre la zona de transición y de terreno blando; sin embargo sólo se propone su cálculo de manera optativa. En la ref.12 se presenta un criterio, basado en la estructuración del edificio y del tipo de suelo, para determinar si se justifica este efecto.

Estudios orientados al análisis de cimentaciones de edificios que alojan máquinas que ocasionan vibraciones han desarrollado varios métodos para valorar los efectos de la interacción suelo-estructura (refs.13 a 15).

También es posible representar al suelo como un medio discreto, a través de resortes equivalentes en la base del edificio; esto también suele hacerse mediante un piso ficticio con propiedades que idealicen a los efectos de interacción suelo-estructura (ref.16); otro método es modelar el sistema haciendo uso de la teoría del método del elemento finito (ref.11).

V IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS

V.I PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

El siguiente paso buscó en idealizar la estructura como un modelo matemático de un grado de libertad, que representara un comportamiento unidimensional del sistema, con el cual se podría calcular la respuesta sísmica del edificio en la historia del tiempo y verificar si el modelo propuesto representa, con cierta certidumbre, el comportamiento real de la estructura, comparándola para esto con la respuesta experimental. Así también se podría analizar la variación de las características dinámicas del edificio en un sismo, es decir identificar a lo largo de la historia de un acelerograma la rigidez y amortiguamiento que la estructura presenta y si esta varía de sismo a sismo. Para lograr lo anterior se parte de información experimental como registros sísmicos de entrada, la respuesta registrada con los acelerómetros de azotea y la masa del edificio que se conoce con cierta certeza, así, al manejar esta información mediante un análisis paramétrico, se alcanza el objetivo. A dicho procedimiento se le conoce como el método de identificación de sistemas.

V.II CONCEPTOS GENERALES

La identificación de sistemas se puede definir como el proceso para seleccionar un modelo matemático, a partir de información experimental medida, en donde se realice un ajuste sistemático de sus parámetros, con base en un criterio predefinido, de tal manera que establezca la mejor correlación posible entre las respuestas predichas por el modelo matemático y las obtenidas experimentalmente. En el proceso de identificación se pueden distinguir tres etapas (ref.17):

- a) La determinación de la forma del modelo y sus parámetros.
- b) La selección de una función donde se establezca un criterio de error entre las respuestas del modelo y el sistema real. Generalmente esta función recibe el nombre de Función Criterio
- c) La selección de un algoritmo o estrategia para el ajuste de los parámetros, para que de tal forma que las diferencias entre las respuestas del modelo y sistema real, medidas por la función criterio mencionada, se minimicen

En el método de identificación de sistemas, la selección de la forma del modelo matemático es la parte más importante del proceso. Si se hace una selección pobre del tipo del modelo, por más sistemático que sea el ajuste desarrollado, no se alcanzará una correlación aceptable de las respuestas. Un modelo adecuado es aquél que no únicamente produce una buena correlación con la respuesta medida, sino aquél que contenga términos que se puedan relacionar directamente con propiedades físicas definidas. En la ingeniería estructural, afortunadamente, están relativamente bien definidas las leyes que gobiernan el comportamiento físico de los sistemas y los términos que deben ser incluidos en el planteamiento matemático. Una vez que se define el tipo de modelo, con el grado de refinamiento adoptado (comportamiento histerético, degradación de rigidez y/o resistencia, etc.), el paso final de esta etapa es el aislar los parámetros desconocidos a evaluar, generalmente asociados a la rigidez y amortiguamiento del sistema, así como parámetros que definen las leyes constitutivas del mismo.

La siguiente etapa en el proceso de identificación consiste en el establecimiento de una función para evaluar el error entre la respuesta del sistema real y la estimada del modelo matemático. La tercera y última etapa del proceso de identificación es la selección de un algoritmo que sistemáticamente ajuste los parámetros en el modelo matemático de manera que la función criterio se minimice. En la teoría de optimización matemática existe un gran número de métodos que se puedan usar como estrategia para el ajuste de los parámetros; sin embargo, en algunos de ellos no se encuentra una convergencia incondicional. Los métodos para la estimación de parámetros se pueden dividir en (ref.18):

a) Métodos Iterativos en los cuales se asignan valores a los parámetros y se evalúa la función criterio para todo el intervalo de muestreo, que iterativamente busca el mínimo de la función. Los métodos comúnmente usados para evaluar la función criterio son los de mínimos cuadrados y los de máxima verosimilitud. Para la estrategia de minimización, se utilizan métodos como el de Newton, Newton-Raphson y Gauss-Newton, entre otros

b) Métodos Recursivos; con los cuales es posible realizar el ajuste de los parámetros en cada intervalo de tiempo. Estos métodos también son conocidos como "en línea" y "en tiempo real". Dentro de las principales estrategias destaca la del filtro de Kalman (ref.19 y 32), la cual ha sido aplicada ampliamente, para el estudio de sistemas con parámetros variantes en el tiempo.

Existen en la literatura diversos artículos que llevan a cabo una revisión del estado del arte sobre el tema, en los que destacan, cronológicamente, los de Bekey (ref.17), Sage (ref.20), Hart y Yao (ref.21), Kozin y Natke (ref.22) y

Natke (ref.23). En general, estos estudios concluyen que existe una gran variedad de aplicaciones y alcances del método, la gran mayoría de ellos asociados con la respuesta lineal de estructuras.

V.III IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Existe un gran número de aplicaciones del método de identificación de sistemas a la ingeniería estructural, motivados fundamentalmente por el deseo de tener una descripción más adecuada de las estructuras y sus características dinámicas. Los procedimientos de identificación se pueden dividir en técnicas en el dominio del tiempo y técnicas en el dominio de la frecuencia.

Las técnicas en el dominio del tiempo se basan en la estimación de parámetros utilizando la historia de la respuesta estructural, con base ya sea en métodos iterativos o recursivos. Las técnicas en el dominio de la frecuencia se relacionan con estimaciones espectrales e identificación de características dinámicas a partir de la respuesta en frecuencia del sistema.

Las aplicaciones en la ingeniería estructural de las técnicas en el dominio del tiempo, mencionadas en la literatura, se pueden agrupar dentro de tres líneas de investigación:

- a) Ensayes en prototipos experimentales en pruebas de laboratorio
- b) Edificios instrumentados con aparatos de registro sísmico
- c) Criterios para la estimación del nivel de daño en edificios.

En este trabajo se enfoca a la línea de edificios instrumentados, en donde la aplicación de dichas técnicas de identificación de sistemas se ha incrementado en los últimos años gracias, a los programas de instrumentación de tipo permanente en edificios, en la gran mayoría de países con riesgo sísmico severo.

Uno de los trabajos pioneros en esta línea de investigación fue el desarrollado por Beck y Jennings (ref.24), donde se propone un método para la estimación de parámetros modales, en lugar de la estimación explícita de valores de coeficientes de rigidez y amortiguamiento. En esa investigación se propone un método llamado minimización modal, por medio del cual es posible definir secuencialmente las características modales de frecuencias y amortiguamiento para los diferentes modos de vibrar de los

sistemas. Dado que este método toma ventaja de la linealidad de las ecuaciones del modelo, sólo es aplicable para comportamiento lineal de los sistemas estudiados. La estrategia de minimización es iterativa. El método de minimización modal ha sido aplicado en un gran número de investigaciones mencionadas en la literatura. Dentro de los trabajos más trascendentales y recientes destacan los desarrollados en una estructura de 5 niveles con aislamiento sísmico en la base (ref.25), en un edificio de 14 niveles con un efecto pronunciado de interacción suelo-estructura (ref.26) y en una estructura de mampostería con presencia de cuerpos anexos (ref.27).

En cuanto a las técnicas en el dominio de la frecuencia, se han identificado métodos para identificar los parámetros estructurales con base en el análisis en el dominio de la frecuencia de los registros sísmicos registrados en edificios (ref.28).

La identificación paramétrica se realiza iterativamente, con base, en los espectros de Fourier de la respuesta registrada, que permite ajustar a los correspondientes del modelo matemático.

V.IV SIMULACIÓN MATEMÁTICA

En sistemas estructurales, un modelo matemático se puede construir a partir de condiciones de equilibrio, cinemática de las deformaciones y las características constitutivas de los materiales. El modelo matemático puede procesarse con herramientas numéricas, como son el método de las rigideces, el método del elemento finito, el método de diferencias finitas, etc. Mediante el uso de datos experimentales, las técnicas de estimación de parámetros pueden ajustar los parámetros del modelo a fin de que éste represente al comportamiento real de la estructura durante el evento evaluado. Dentro de los parámetros, se pueden incluir las propiedades constitutivas, caracterizadas principalmente por la rigidez, la masa y el amortiguamiento.

En esta investigación se utiliza cierta estrategia para la estimación de parámetros en sistemas estructurales como a continuación se describe (ref.29). Se formula un problema de estimación de parámetros como uno de minimización restringida de la diferencia entre la respuesta medida y la respuesta estimada a partir del modelo matemático.

Uno de los objetivos de este capítulo consiste en describir la estrategia de estimación de parámetros y derivar las relaciones requeridas para los algoritmos propuestos. Se consideró un planteamiento de estado de las

ecuaciones que gobiernan el comportamiento dinámico de los sistemas, que considera como invariables en el tiempo a los parámetros de los modelos.

V.V DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA PARA COMPUTADORA UTILIZADO

La identificación de los modelos a partir de los resultados obtenidos de éstos, involucra un criterio para la toma de decisiones por parte de las personas que tratan de encontrar el modelo apropiado, así como un soporte apropiado de programas de computadora para apoyar dichas decisiones. El usuario comúnmente tiene que realizar una gran cantidad de iteraciones en el proceso de obtener el modelo definitivo, en el cual, a cada momento, se revisa este criterio. Así, los programas interactivos constituyen una herramienta práctica para llevar a cabo la identificación de parámetros, además de que engloban en una forma conveniente la extensa teoría matemática, haciéndola más accesible al usuario.

En este trabajo se eligió como ambiente el paquete de computadora denominado MATLAB (ref.30) el cual desarrolla esta teoría con la profundidad requerida. Este programa es de uso general y tiene una serie de bibliotecas especializadas para resolver problemas de control (control toolbox) y de identificación de sistemas (system identification toolbox). En esta investigación se desarrollaron una serie de subrutinas dentro del programa MATLAB, para cada uno de los diferentes modelos matemáticos propuestos, en las cuales se especifican las relaciones que presentan los parámetros con base en el planteamiento de las ecuaciones de equilibrio de los sistemas. De esta forma se aprovechó la simetría en las matrices de rigidez y amortiguamiento disminuyendo significativamente el número de parámetros a evaluar. La subrutina de minimización que utiliza el programa se basa en el método de Gauss-Newton modificado.

Representaciones de estado. El programa utilizado requiere de un planteamiento de estado de las ecuaciones de equilibrio, el cual es una forma común de describir sistemas lineales. Una descripción amplia del planteamiento de estado se puede encontrar en la refs.18 y 31. En el planteamiento de estado las relaciones entre las señales de entrada, ruido y salida se definen como un sistema de ecuaciones diferenciales de primer orden o ecuaciones en diferencias, usando un vector auxiliar de estado (ref.18). Para la mayoría de los sistemas físicos es más simple construir los modelos matemáticos con un planteamiento continuo en el tiempo, simplemente porque la mayoría de las leyes físicas (leyes del movimiento de Newton, relaciones en circuitos eléctricos, etc.) se expresan de esta forma.

Esto significa que el modelo adquiere una representación como sigue:

$$\dot{x}(t) = F(\beta)x(t) + G(\beta)u(t)$$

Donde F y G son matrices con dimensiones apropiadas ($n \times n$ y $n \times m$, respectivamente, para un estado n -dimensional y una entrada m -dimensional); $x(t)$ es el vector de estado y $u(t)$ es la variable de entrada en el tiempo t . En este planteamiento β es el vector de parámetros que típicamente corresponde a coeficientes físicos de valores desconocidos (en esta investigación, valores de rigidez y amortiguamiento). Dentro del planteamiento de estado, las variables del vector de estado tienen un significado físico (desplazamiento, velocidad, etc.), de tal forma que la información experimental proporcione los valores reales de las variables. En nuestra investigación, la información experimental consiste fundamentalmente en registros de aceleración absoluta, por lo que fue necesario utilizar programas que realizaran integración numérica a fin de obtener velocidades y desplazamientos del sistema real.

Como se mencionó anteriormente se representaría al edificio sede del IMSS como un modelo matemático de un grado de libertad, así en este capítulo mediante el método de identificación de sistemas se evaluarían los parámetros de rigidez y amortiguamiento del sistema. Cabe señalar que en esta simulación se debe dar mucha importancia a los valores iniciales de los parámetros para lograr una convergencia expedita.

En las simulaciones a realizar se seguirá la siguiente metodología (ref.35):

1. Proponer valores a los parámetros que gobiernan el comportamiento dinámico (caracterizado por la rigidez, el amortiguamiento y la masa), tanto para el cuerpo central como para el lateral.
2. Se calcularán respuestas de desplazamiento y velocidad a partir de las respuestas en aceleración registradas con los acelerómetros de azotea de los dos cuerpos del edificio (S5 y S6) para los diferentes sismos registrados (22/V/94, 10/XII/94, 14/IX/95 Y 09/X/95), lo cual se haría para los grados de libertad correspondientes a la traslación en los dos sentidos principales de cada estructura (Dirección Longitudinal y Dirección Transversal de ambos cuerpos).
3. Con la señal de excitación y con las respuestas de los modelos, se identificarán los parámetros mediante los algoritmos propuestos.
4. A fin de verificar la correlación que existe entre los parámetros identificados con los parámetros de rigidez y amortiguamiento reales del

edificio sería necesario hacer una comparación de la respuesta sísmica experimental con la que arrojaría el modelo matemático considerando los parámetros identificados, determinando así la certeza del método de identificación de sistemas para la estructura en estudio con sus características propias.

En la simulación de un modelo de un grado de libertad, los parámetros a evaluar son las constantes de rigidez (k) y de amortiguamiento (c), donde se da por conocido el valor de la masa (m), la excitación x_g (entrada del sistema) y la respuesta del modelo en desplazamiento x , en velocidad \dot{x} y en aceleración \ddot{x} (fig. 27). La ecuación de equilibrio se define como:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g$$

Si se hace un nuevo planteamiento de las ecuaciones mediante un planteamiento de estado con variables como sigue:

$$\begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x \\ \dot{x} \end{bmatrix}$$

La ecuación de equilibrio en función de las variables de estado queda descrita como

$$m\dot{x}_2 + cx_2 + kx_1 = -m\ddot{x}_g$$

o bien en forma matricial:

$$\begin{bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -\frac{k}{m} & -\frac{c}{m} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ -1 \end{bmatrix} \ddot{x}_g$$

$$\begin{bmatrix} x \\ \dot{x} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix}$$

Cuando se conoce la masa de cada uno de los cuerpos, se procede a realizar la identificación de parámetros para las dos estructuras.

La tabla 5.1 muestra los valores identificados para el cuerpo central, donde la señal de excitación corresponde a la registrada en los acelerómetros ubicados en el sótano (S1) y las señales de respuesta corresponden a las registradas en azotea (S5), para las direcciones transversal y longitudinal del edificio. La primera columna representa la masa (m), valor conocido, que para este caso por ser un análisis de un grado de libertad se supondrá unitaria; posteriormente los valores identificados: la rigidez (k), el amortiguamiento (c) y el periodo fundamental de vibración (P) en las siguientes columnas.

TABLA 5.1. RESULTADOS DE LA IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS PARA AZOTEA/SÓTANO CORRESPONDIENTE AL CUERPO CENTRAL.

CUERPO CENTRAL										
SISMO	DIRECCIÓN LONGITUDINAL					DIRECCIÓN TRASVERSAL				
	M	k	k/m	c	p	m	k	k/m	c	p
22/IV/94	100.00	1310.41	3.620	3.26	1.75	100.00	1903.91	4.363	4.94	1.45
10/XII/94	100.00	1323.07	3.637	4.84	1.74	100.00	1960.58	4.428	3.96	1.43
14/IX/95	100.00	1006.45	3.172	8.73	2.00	100.00	1579.82	3.975	7.14	1.60
09/X/95	100.00	1301.30	3.607	4.56	1.76	100.00	2108.14	4.591	4.00	1.38

Donde:

- m: masa (unitaria, kg-s²/cm)
- k: rigidez (kg./cm)
- c: amortiguamiento (porcentaje de amortiguamiento crítico equivalente)
- P: periodo fundamental de vibrar (segundos)

En la tabla 5.2 se muestran los valores identificados para el mismo cuerpo central, pero en esta ocasión la señal de excitación corresponde a la registrada con los acelerómetros ubicados en campo libre (S8) y las señales de respuesta corresponden a las registradas en azotea (S5), para las direcciones transversal y longitudinal del edificio. El objetivo de este análisis radica en hacer la comparación de los valores identificados (rigidez, amortiguamiento y periodo) entre azotea/sótano y azotea/campo libre, es decir determinar el efecto de la cimentación y la interacción suelo estructura en el comportamiento general de la estructura. La información que se presenta en la tabla 5.2 muestra la masa unitaria (m), la rigidez (k), el amortiguamiento crítico equivalente (c) y el periodo identificado (P).

Puede observarse que para la dirección longitudinal que los valores de rigidez identificados son aproximadamente 23% mayores para azotea/sótano que para azotea/campo libre, esta diferencia se debe principalmente a los efectos de interacción suelo estructura, a pesar de que la diferencia en periodos es de apenas un 10%. Es decir, si el suelo en que se desplanta la estructura fuera infinitamente rígido no habría diferencia entre los valores identificados para uno u otro caso, pero la deformabilidad del suelo

circundante a la cimentación hace que la rigidez arrojada por la identificación azotea/ campo libre sea ligeramente menor en magnitud.

Este hecho se confirma con el periodo y amortiguamiento encontrados para ambos análisis. En cuanto al periodo identificado, puede verse que para el caso azotea/ campo libre es 12 % mayor que para el valor de azotea/sótano; esto se debe también a la flexibilidad del terreno que provoca un incremento en el periodo de oscilación del edificio. Por último, el amortiguamiento tiende a incrementarse al comparar azotea/ campo libre y dicho aumento se debe muy probablemente al efecto de amortiguamiento por irradiación de la cimentación, que sirve como fuente adicional de disipación de energía. Para el sismo del 14/IX/95, el acelerómetro ubicado en campo libre (S8) no registró información, por lo que no se pudo realizar la identificación de sistemas para este evento.

Para la dirección transversal, se analizaron los valores de rigidez identificados que son aproximadamente 24 % mayores para azotea/sótano que para azotea/campo libre, lo que implica que la existencia del efecto de interacción suelo estructura hace que la rigidez del sistema disminuye. Al observar el periodo fundamental de vibración resulta que es mayor en un 11 % al comparar azotea/campo libre y azotea/sótano, debido a que al ser más flexible el sistema por los efectos de interacción suelo estructura su período fundamental de vibración aumenta. En cuanto a su amortiguamiento, este tiende a incrementarse para el caso azotea/campo libre, por los efectos de disipación de energía generada por la interacción suelo estructura.

TABLA 5.2. RESULTADOS DE LA IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS PARA AZOTEA/CAMPO LIBRE CORRESPONDIENTE AL CUERPO CENTRAL.

CUERPO CENTRAL										
SISMO	DIRECCIÓN LONGITUDINAL					DIRECCIÓN TRASVERSAL				
	M	K	k/m	c	p	m	k	K/m	c	p
22/V/94	100.00	1119.06	3.35	3.60	1.90	100.00	1434.86	3.79	6.58	1.68
10/XII/94	100.00	898.40	3.00	13.79	2.12	100.00	1597.08	4.00	3.35	1.59
14/IX/95	*	*		*	*	*	*		*	*
09/X/95	100.00	*	*	*	*	100.00	1793.70	4.24	4.95	1.50

Donde:

- m: masa (unitaria, kg-s²/cm)
- k: rigidez (kg./cm)
- c: amortiguamiento (porcentaje de amortiguamiento crítico equivalente)
- P: periodo fundamental de vibrar (segundos)
- *: información faltante no registrada por los acelerómetros

Al analizar el cuerpo lateral, se procedió a realizar la identificación de sistemas, sólo al comparar azotea/sótano, es decir donde la señal de

excitación corresponde a la registrada con los acelerómetros ubicados en el sótano (S1) y las señales de respuesta corresponden a las registradas en azotea (S5), para las direcciones transversal y longitudinal del edificio. Los resultados así obtenidos se presentan en la tabla 5.3; la primera columna representa la masa (m) y en las otras columnas los valores identificados: la rigidez (k), el amortiguamiento (c) así como el periodo fundamental de vibración (P).

TABLA 5.3. RESULTADOS DE LA IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS PARA AZOTEA/SÓTANO CORRESPONDIENTE AL CUERPO LATERAL.

CUERPO LATERAL										
SISMO	DIRECCIÓN LONGITUDINAL					DIRECCIÓN TRASVERSAL				
	m	k	k/m	c	p	m	k	k/m	c	p
22/V/94	100.00	1334.06	3.65	2.49	1.74	100.00	1889.69	4.35	4.97	1.46
10/XII/94	100.00	1400.00	3.74	2.90	1.70	100.00	1964.00	4.43	3.85	1.43
14/IX/95	100.00	1065.62	3.26	8.96	1.94	100.00	1621.78	4.03	7.40	1.58
09/X/95	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

Donde:

- m: masa (unitaria, kg-s²/cm)
- k: rigidez (kg./cm)
- c: amortiguamiento (porcentaje de amortiguamiento crítico equivalente)
- P: periodo fundamental de vibrar (segundos)
- *: información no registrada por los acelerómetros

Al comparar los resultados obtenidos de la identificación de sistemas en el cuerpo central (azotea/sótano) (Tabla 5.1) y el cuerpo lateral (azotea/sótano) (Tabla 5.3), se observa que los resultados son prácticamente iguales, lo que corrobora los resultados obtenidos experimentalmente ya que las respuestas registradas para ambos cuerpos en la azotea son casi iguales. Así, características dinámicas de los edificios son muy parecidas o la influencia y rigidez de la cimentación, hacen que los edificios se muevan en fase.

Con objeto de determinar la certeza con la que se evalúan estos parámetros por el programa, fue necesario compararlos con la información experimental. Para esto, se diseñó un programa en computadora, que calcula la respuesta sísmica de un modelo de un grado de libertad, en donde la información de entrada corresponde a: la rigidez, la masa y el amortiguamiento identificados; así también, el acelerograma registrado en la base del edificio. Así, con estos datos el programa calcula la respuesta del oscilador en la historia del tiempo (respuesta en aceleraciones del modelo).

Al contar con la respuesta obtenida del programa y con la respuesta registrada experimentalmente, fácilmente se pueden comparar estos datos trazando ambos registros en una misma gráfica, para establecer así la

similitud de las mismas y lograr con esto evaluar el método de la identificación de sistemas.

Lo anterior se hizo sólo para la comparación azotea/sótano, en ambos cuerpos y en ambas direcciones.

En las figuras 28 a la 31 se muestran las respuestas obtenidas tanto experimentalmente como del modelo en la azotea del cuerpo central, para cada sismo. En ambas direcciones se aprecia claramente la similitud que existe entre ambas señales; también se observa que la dimensión para cada cresta o valle es menor para el caso teórico obtenido con la identificación de sistemas, lo que se atribuye a que la identificación de sistemas estima un valor de amortiguamiento mayor al real en la estructura, o que falta la contribución de modos superiores.

Ahora en cuanto a la comparación hecha entre la respuesta experimental y calculada para el cuerpo lateral en ambas direcciones, se presentan los resultados en las figuras 32 a la 34, donde se distingue que la correlación entre las dos señales es muy buena, así el método de la identificación de sistemas cumple con las expectativas supuestas. También se contempla que en la respuesta calculada con el modelo, los máximos de cada ciclo son menores a los de la respuesta experimental. Desgraciadamente el acelerómetro ubicado en la base del cuerpo lateral no registró señal alguna para el sismo del 09/IX/95, motivo por el cual no pudo realizarse la identificación de sistemas para ese evento.

A fin de analizar la variación de las características dinámicas del cuerpo central durante un sismo, se realizó la identificación de sistemas al considerar los registros para los cuatro sismos (22/V/94, 10/XII/94, 14/IX/95 Y 09/X/95), segmentados en ventanas de 10 s, para identificar los parámetros tramo por tramo, para observar su variación durante el sismo, en este análisis se toman en cuenta las condiciones iniciales para cada ventana, como las obtenidas al final de la ventana inmediata anterior. En las tablas 5.4 a 5.7 se presentan las características dinámicas de periodo y porcentaje de amortiguamiento crítico al utilizar el registro total y los registros segmentados, así también se muestran las aceleraciones máximas estimadas para los registros segmentados, mediante el programa de respuesta sísmica. Puede verse que las características dinámicas de estructura sufrieron poca variación durante el evento, manteniéndose prácticamente en su intervalo lineal, excepción hecha para el sismo del 14/XII/95 donde durante el segmento 170-180, arroja un periodo de 11.79 s que muy seguramente se debe a una deficiencia del modelo matemático, ya que al comparar las señales para ese tramo no coinciden; sin embargo, para todos los demás segmentos la fluctuación de los periodos de segmento a segmento es

realmente pequeña. Además, al observar las gráficas así obtenidas, se aprecia la buena similitud obtenida, que es definitivamente mejor a la que se logra de considerar el tramo completo. Para el coeficiente de amortiguamiento, se ven más variaciones entre los valores obtenidos para cada segmento de 10 s, pero existe mayor similitud, entre la señal obtenida con la experimental, por lo que la ponderación del amortiguamiento en la respuesta sísmica es realmente importante, ya que es finalmente esta la que permite ajustar la gráfica analítica, con la experimental.

Lo anterior muestra que las características dinámicas de rigidez y amortiguamiento varían durante un sismo y que son dependientes de la magnitud del mismo, es decir, que para un sismo de mucho mayor magnitud, hará entrar al edificio en el intervalo inelástico, e indudablemente su amortiguamiento y rigidez resultarán diferentes de los aquí presentados.

TABLA 5.4. RESULTADOS DE LA IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS REALIZADO POR VENTANAS PARA AZOTEA/CAMPO LIBRE CORRESPONDIENTE AL CUERPO CENTRAL SISMO 22/V/94.

SISMO 22/V/94	CUERPO CENTRAL					
	DIRECCIÓN L			DIRECCIÓN T		
SEGMENTO (S)	Amáx (cm/s ²)	PERIODO (S)	ξ (%)	Amáx (cm/s ²)	PERIODO (S)	ξ (%)
0-10	5.62	1.52	1.70	4.18	1.25	3.10
10-20	3.42	1.56	3.16	4.28	1.33	2.43
20-30	8.26	1.64	0.00	7.49	1.41	2.33
30-40	12.85	1.73	3.22	14.80	1.45	3.35
40-50	19.91	1.79	2.58	15.43	1.49	4.57
50-60	13.14	1.77	3.61	14.64	1.48	4.43
60-70	9.04	1.71	3.76	6.93	1.48	6.56
70-80	6.23	1.72	1.40	4.99	1.42	3.91
80-90	6.93	1.73	2.83	6.80	1.43	3.79
90-100	4.05	1.63	4.06	4.80	1.39	3.14
100-110	2.57	1.68	3.91	3.29	1.36	6.24
110-120	3.13	1.67	3.99	4.32	1.38	2.57
120-130	2.20	1.67	1.79	2.88	1.39	5.07
Completo(0-160)	7.49	1.75	3.26	7.29	1.45	4.94

TABLA 5.5. RESULTADOS DE LA IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS REALIZADO POR VENTANAS PARA AZOTEA/CAMPO LIBRE CORRESPONDIENTE AL CUERPO CENTRAL. SISMO 10/XII/94

SISMO 10/XII/94	CUERPO CENTRAL					
	DIRECCIÓN L			DIRECCIÓN T		
SEGMENTO (S)	Amáx (cm/s ²)	PERIODO (S)	ξ (%)	Amáx (cm/s ²)	PERIODO (S)	ξ (%)
0-10	2.04	1.52	1.15	3.44	1.16	2.77
10-20	4.18	1.57	2.67	6.36	1.25	1.82
20-30	8.33	1.69	0.00	7.13	1.34	4.22
30-40	9.62	1.84	14.15	6.09	1.42	10.42
40-50	18.65	1.69	1.69	22.57	1.42	3.23
50-60	21.43	1.73	4.82	19.31	1.40	5.17
60-70	22.29	1.83	6.23	26.11	1.46	2.75
70-80	11.55	1.82	10.33	24.04	1.43	3.11
80-90	11.65	1.72	5.42	14.78	1.42	5.23
90-100	5.48	1.75	5.35	8.40	1.47	5.97
100-110	5.47	1.76	4.55	4.50	1.42	10.14
110-120	5.43	1.65	1.26	6.71	1.39	1.78
120-130	4.29	1.64	3.60	8.62	1.39	2.66
130-140	4.23	1.68	2.22	6.57	1.43	6.84
140-150	4.16	1.67	4.28	3.25	1.38	4.57
150-160	3.84	1.62	6.00	1.84	1.34	5.12
160-170	1.32	1.90	2.34	1.18	1.18	17.84
Completo(0-160)	8.47	1.74	4.84	10.05	1.43	3.96

TABLA 5.6. RESULTADOS DE LA IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS REALIZADO POR VENTANAS PARA AZOTEA/CAMPO LIBRE CORRESPONDIENTE AL CUERPO CENTRAL. SISMO 14/IX/95.

SISMO 14/XII/95	CUERPO CENTRAL					
	DIRECCIÓN L			DIRECCIÓN T		
SEGMENTO (S)	Amáx (cm/s ²)	PERIODO (S)	ξ (%)	Amáx (cm/s ²)	PERIODO (S)	ξ (%)
0-10	5.83	1.86	5.10	5.07	1.10	1.31
10-20	5.21	1.62	1.76	3.62	1.22	6.13
20-30	7.98	1.62	3.38	6.59	1.39	8.79
30-40	11.75	1.69	1.18	6.30	1.34	8.53
40-50	31.98	1.66	1.56	37.51	1.60	4.30
50-60	67.44	1.76	1.38	55.38	1.58	7.34
60-70	49.30	2.03	2.73	36.30	1.65	8.90
70-80	25.05	3.05	37.23	68.38	1.62	2.97
80-90	25.58	1.94	4.62	50.43	1.57	7.00
90-100	27.85	1.96	8.08	29.67	1.57	6.06
100-110	38.35	1.92	0.74	18.72	1.62	6.45
110-120	45.31	1.80	4.84	9.61	1.96	22.54
120-130	13.81	1.84	0.99	15.96	1.60	5.15
130-140	18.66	1.89	2.91	11.80	1.62	6.18
140-150	13.74	1.82	3.62	10.19	1.65	10.45
150-160	13.78	1.79	11.63	3.47	1.86	25.40
160-170	1.90	3.04	55.93	5.59	1.53	8.96
170-180	1.19	11.79	22.79	3.93	1.54	8.18
180-190	7.02	1.86	1.40	4.32	1.49	6.29
190-200	6.14	1.82	5.19	3.34	1.65	5.92
200-210	3.73	1.94	10.64	2.97	1.47	13.56
210-220	4.00	1.78	4.62	1.18	1.69	19.86
220-230	3.36	1.88	19.16	1.03	1.53	18.17
230-240	2.86	1.81	8.49	2.41	1.47	8.49
240-250	2.32	1.78	6.19	1.86	1.42	5.75
Completo(0-250)	17.38	2.00	8.73	15.82	1.60	7.14

TABLA 5.7. RESULTADOS DE LA IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS REALIZADO POR VENTANAS PARA AZOTEA/CAMPO LIBRE CORRESPONDIENTE AL CUERPO CENTRAL. SISMO 9/X/95

SISMO 9/X/95	CUERPO CENTRAL					
	DIRECCIÓN L			DIRECCIÓN T		
SEGMENTO (S)	Amáx (cm/s ²)	PERIODO (S)	ξ (%)	Amáx (cm/s ²)	PERIODO (S)	ξ (%)
0-10	2.29	1.63	3.67	4.26	1.31	0.00
10-20	4.57	1.56	1.95	5.14	1.31	0.22
20-30	4.43	1.53	6.62	3.69	1.17	3.28
30-40	3.19	1.57	11.80	3.44	1.22	2.01
40-50	5.82	1.75	0.71	4.00	1.25	0.00
50-60	6.82	1.71	7.23	9.49	1.39	0.00
60-70	13.76	1.70	3.24	11.64	1.32	3.83
70-80	20.90	1.75	4.95	9.52	1.17	10.40
80-90	10.17	1.88	4.44	12.23	1.32	15.68
90-100	10.92	1.75	7.70	22.84	1.47	0.00
100-110	15.53	1.76	3.98	25.73	1.41	2.96
110-120	12.19	1.78	5.37	14.07	1.37	1.39
120-130	13.97	1.77	1.98	13.22	1.40	2.06
130-140	10.23	1.72	3.67	11.75	1.37	0.12
140-150	9.56	1.78	5.70	17.09	1.45	1.82
150-160	10.32	1.76	6.74	12.73	1.40	2.42
160-170	7.68	1.79	6.74	18.99	1.42	1.21
170-180	6.92	1.78	4.24	13.61	1.42	1.29
180-190	7.28	1.67	7.00	7.65	1.19	15.15
190-200	6.74	1.84	4.55	5.58	1.40	2.63
200-210	6.50	1.68	10.25	4.20	1.27	1.94
210-220	2.60	1.62	5.40	0.68	1.24	8.02
220-230	2.21	1.52	8.98	0.48	1.01	4.75
Completo(0-250)	8.46	1.76	4.56	10.09	1.38	4.00

En las figuras 35 a la 38 se presenta la buena correlación entre la respuesta experimental y la respuesta calculada a partir de los parámetros identificados ventana por ventana para el cuerpo central en su componente transversal y longitudinal, durante cada uno de los sismos; de esto se puede deducir que al fragmentar la señal, en cada tramo pequeño, el comportamiento de la estructura tiende a ser más estable, motivo por el cual la concordancia es mayor. Así entre más pequeño sea el segmento de la señal a analizar en la identificación de sistemas, serán más representativos los parámetros identificados.

Finalmente en las figuras 39 a la 42 se muestran las variaciones del periodo y del amortiguamiento, identificados para cada una de las ventanas, así también, la respuesta máxima en aceleraciones para cada segmento. El objetivo de hacer la comparación de estas dos características, con la

respuesta máxima, es de contemplar su fluctuación para cada segmento a través del tiempo y la posible interdependencia entre ellas. De lo anterior sólo se desprende que las aceleraciones de mayor magnitud corresponden a los porcentajes de amortiguamiento más pequeños y viceversa.

A fin de observar la variación del periodo para cada ventana, y a una escala más fácil de contemplar, se presentan las figuras 43 a la 46, donde se observa en general, que le periodo parte de cierto valor, el cual se incrementa a lo largo de las primeras ventanas y posteriormente se decrementa hasta llegar a un valor similar al inicial.

Suceso que puede representar las variaciones que sufre el periodo fundamental de las estructuras a lo largo de la ocurrencia de un sismo.

VI CONCLUSIONES

Se ha presentado el análisis de la información acelerométrica obtenida en un edificio de la Ciudad de México. Los resultados incluyen efectos de sitio, periodos y amortiguamientos estructurales, desplazamientos y determinación de algunas características de la interacción suelo-estructura. Así mismo, se utiliza el método de identificación de sistemas para determinar las propiedades dinámicas de la estructura, a partir de registros acelerométricos captados en cimentación y azotea.

Los modos fundamentales de vibrar del sistema suelo-estructura analizado, se modifican por la deformación del suelo. Se debe tener esto en consideración cuando el periodo fundamental de la estructura se acerca al periodo dominante del suelo. Para determinar los efectos de interacción del sistema suelo-estructura, es necesario determinar la magnitud del cabeceo y la rotación de la base de la cimentación, pero definitivamente con la distribución existente de los acelerómetros es difícil determinarlas; por tanto, se recomienda cambiar la posición de estos. Como se distinguió en este estudio, por la gran similitud que hay en el comportamiento entre los edificios lateral y central, será conveniente mover los acelerómetros numero 2, 4 y 6, ubicados en el edificio lateral, a los extremos del edificio central (fig.39) y el acelerómetro No. 7 al nivel 7 del edificio central.

Debido a que el edificio, objeto de este estudio fue reestructurado, sus características dinámicas también se modificaron (ligeramente) al adicionar muros de rigidez, encamisar con acero columnas y traveses, así como los dispositivos disipadores de energía (ADAS); hasta el momento no se distingue ningún beneficio en su comportamiento, lo cual es poco probable que suceda, por lo que se explicó anteriormente, ya que el edificio no es tan flexible, como para que los desplazamientos laterales de entrepiso, para sismos de moderada magnitud rebasen el límite de fluencia de dichos disipadores. Por los resultados aquí obtenidos, puede señalarse que este tipo de disipadores, para edificios como el del IMSS, no son útiles.

El estudio muestra que las estimaciones de las características dinámicas con métodos no paramétricos, es decir, mediante funciones de transferencia y en general con funciones espectrales, pueden proporcionar información muy valiosa, para evaluar el comportamiento global de un sistema estructural.

En este trabajo, también, se considera el desarrollo de metodologías para la identificación de sistemas que consideran comportamiento lineal de estructuras, ya que dicha metodología proporciona información muy importante para conocer el comportamiento real de éstas durante sismos de pequeña amplitud e inclusive

de amplitud moderada, como los registrados en el edificio en estudio. Sin embargo, el aplicar estas metodologías a sistemas donde se experimente un comportamiento no lineal significativo, lo cual es altamente probable que suceda durante un sismo de magnitud elevada, puede conducir a estimaciones erróneas. Se considera necesario recurrir a metodologías y estrategias que consideren un comportamiento no lineal de los sistemas estructurales (ref.36)

El método de estimación paramétrica que se utilizó en esta investigación permitió evaluar la variación de las características dinámicas del sistema estructural estudiado, encontrándose que la estructura aparentemente experimentó un leve comportamiento no lineal en algunos de los sismos analizados, lo que se debe a deficiencias del modelo de identificación de sistemas utilizado para estos intervalos, o bien que efectivamente el edificio entró en un rango de comportamiento no lineal. A pesar de que el modelo matemático utilizado es de un grado de libertad y que las características dinámicas se asocian a un comportamiento global del sistema estructural, se logró, en general, una buena correlación entre la respuesta experimental y la predicha por el modelo.

El edificio aquí estudiado ha soportado varios sismos de considerable magnitud, como lo fueron el de 1957 y el del 15 de septiembre de 1985, y no ha sufrido daño alguno, por tal motivo la reestructuración del mismo obedece solo a la recomendación hecha en el RCDF-87, para cumplir con los lineamientos ahí estipulados. Por otra parte, el edificio está instrumentado, lo que permite estudiar el comportamiento de un edificio reestructurado y rigidizado, mediante muros y contraventeos de acero, así como por dispositivos ADAS, aunque desafortunadamente de estos últimos no pueda apreciarse su influencia. Con la instrumentación de edificios de este tipo, podrá desprenderse información valiosa para mejorar los criterios y sistemas de reparación o reestructuración.

Finalmente, se advierte que los valores de amortiguamiento pueden tener variaciones notables con la severidad del sismo, así como con el tipo y tamaño de la estructura. Por esta razón, es necesario realizar estudios paramétricos para evaluar la influencia del amortiguamiento, en la respuesta estructural de edificios de diferentes características.

VII. REFERENCIAS

1. CIRES, "Frecuencias Naturales de Vibración del Edificio del Instituto Mexicano del Seguro Social", Centro de Instrumentación y Registro Sísmico A.C. de la Fundación Javier Barrios Sierra, 1989.
2. CIRES, "Primer Informe Semestral del Proyecto de Operación y Conservación del Sistema de Instrumentación Acelerográfica de las Oficinas Centrales del IMSS", Informe RA-IMSS-A, Junio 1995.
3. Tena A., Gómez C., Vargas E. y González R., "Evaluación de la Reestructuración del Complejo de Oficinas Centrales del IMSS, con dispositivos de Energía tipo ADAS", Centro de Investigación Sísmica FJBS/CIS, marzo 1994.
4. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1987.
5. Lermo J., Rodríguez M. y Singh S.K.; "Períodos naturales de sitios en el valle de México, obtenidos en mediciones de microtemblores y datos de movimientos sísmicos fuertes", Earthquake Spectra, "EERI, the 1985 México Earthquake, Part B", noviembre 4-4, p. 653-674
6. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1987.
7. Romero C. A. G., "Análisis de los Registrados durante los Sismos en el Edificio Sede del IMSS", TESIS PROFESIONAL, 1996.
8. Habibullah A., "ETABS, Three Dimensional Analysis of Building Systems" Computers and Structures Inc, ver 5.4, agosto 1992.
9. Murià V. D., "Efectos de Interacción suelo-estructura en Edificios de Mampostería", Memorias del Simposium Internacional de seguridad Sísmica en la Vivienda Económica, CENAPRED-JICA, 25 al 28 de septiembre de 1991.
10. Bielak J., "Modal Analysis for Building-Soil Interaction", Instituto de Ingeniería, UNAM, No.E17, julio 1975.
11. Dowrick D. J., "Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos". Editorial Limusa, México D.F., 1984.
12. Veletsos A. y Meek J., "Dynamic Behavior of Buildings Foundation Systems" Earthquake Engineering and Structural Dynamics". Vol. 3, No.2, octubre - diciembre, 1974 pp.121-138.
13. Gazetas G., "Analysis of Machine Foundation Vibrations: State of Art". Int. J. Of Soil Dynamics and Earth. Eng, Vol. 2, No. 1, enero, 1983.

14. Dobry R. y Gazetas G., "Dynamic Response of Arbitrarily Shaped Foundations" *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 112, No. 2, febrero 1986, pp. 109-135.
15. Dobry R., Gazetas G. y Stokoe K., "Dynamics Response of Arbitrarily Shaped Foundations: Experimental Verification", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 112, No. 2, Febrero 1989, pp. 136-154.
16. S.Kojic, M.D. Trifunac y J.C. Andersen, "A Postearthquake Response Analysis of the Imperial County Services Building in El Centro" Rep. 84-02, USC, Diciembre 1984.
17. Bekey, G.A. , "System Identification – An Introduction and a Survey", *Simulation*, Vol. 5, No. 4, Pp. 151-166 *hanics*, Vol. 116, 10. Octubre 1970.
18. Ljung L. "System Identification- Theory for the User", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1987.
19. Kalman R.E. "a New Approach to Linear Filtering and Prediction Problems" *Journal of Basic Engineering*; marzo 1960.
20. Sage, A.P. "System Identification-History, Methodology, Future Prospects", *System Identification of Vibrating Structures; Mathematical Models from Tests Data*, D. Pilkey and R Cohen, eds., Winter Annual Meeting of ASME, pp. 1-22, 1972.
21. Hart G.C. y Yao-J., "System Identification in Structural Dynamics", *Journal of Engineering Mechanics of ASCE*, pp. 1089-1104, Diciembre 1977.
22. Kozin F. y Natke H.G., "System Identification", "Structural Dynamics", Kratzig et al, pp. 283-28.
23. Natke h.g., "Recent Trends in System Identification", *Structural Dynamics*, Kratzig et al, pags 283-289.
24. Beck J. y Jennings P., "Structural Identification using Linear Models and Earthquake Records", *Earthquake Engineering an Structural Dynamics*, Vol. 8, pp. 145-160, 1980.
25. Papageorgiou A. y Lin B. "Study of the Earthquake Response of the Base-Isolated law and Justice Center in Rancho Cucamonga", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 8, pp. 1189-1200, 1989.
26. Papageorgiou A. y Lin B., "Analysis of recorded Earthquake response and Identification of a Multi-Storey Structure Accounting for Foundation Interaction Effects", *Computational Mechanics Publications*, pp. 55-64, 1990.

27. Gentile C., "Parametric Identification of Equivalent Models for Masonry Structures", Structural Dynamics, Kratzig et al, pp. 457-464, 1990.
28. Mc Verry G.H. , "Structural Identification in the Frecuency Domain from Earthquake records", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 8, pp. 161-180, 1980.
29. González A. R., Esteva M.L. y Murià V.D., "Identificación de Parámetros Estructurales en edificios Instrumentados", Informe Final al DDF, Instituto de Ingeniería, Proyecto 3524, Noviembre 1993.
30. Matlab, "High-Performance Numeric Computation Software"
31. Decarlo R., "Linear System- A State of Variable Approach with Numerical Implementation". Prentice Hall, 1989.
32. Ordorica M.M, "El filtro de Kalman en la Planeación Demográfica", Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM, México DF, 1995
33. Pérez-Rocha L.E., Avilés J. y Tena-Colunga A., "Identificación de los efectos de los elementos ADAS, en la respuesta sísmica de un edificio instrumentado", Memoria del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Ver, México, 1997.
34. Guerrero Del A.R., Reinoso A.E. y Ordaz S. Mario, "Acelerogramas analíticos empleados para estimar el comportamiento estructural de edificios en la zona del lago de la Cd. de México, Revista de Ingeniería Sísmica, No 58, 23-39, 1998
35. Reinoso A.E., González A.R. y Romero C.A.G.; "Análisis de los registros sísmicos e identificación de sistemas de un edificio en el centro de la Cd. de México, X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, pp. 347-356, Mérida, Yucatán, Nov. 1996
36. Ordaz S.M., Pérez Rocha L.E., Reinoso A.E, Montoya C. y Arboleda J., "Programa Z", México DF, 1998.

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

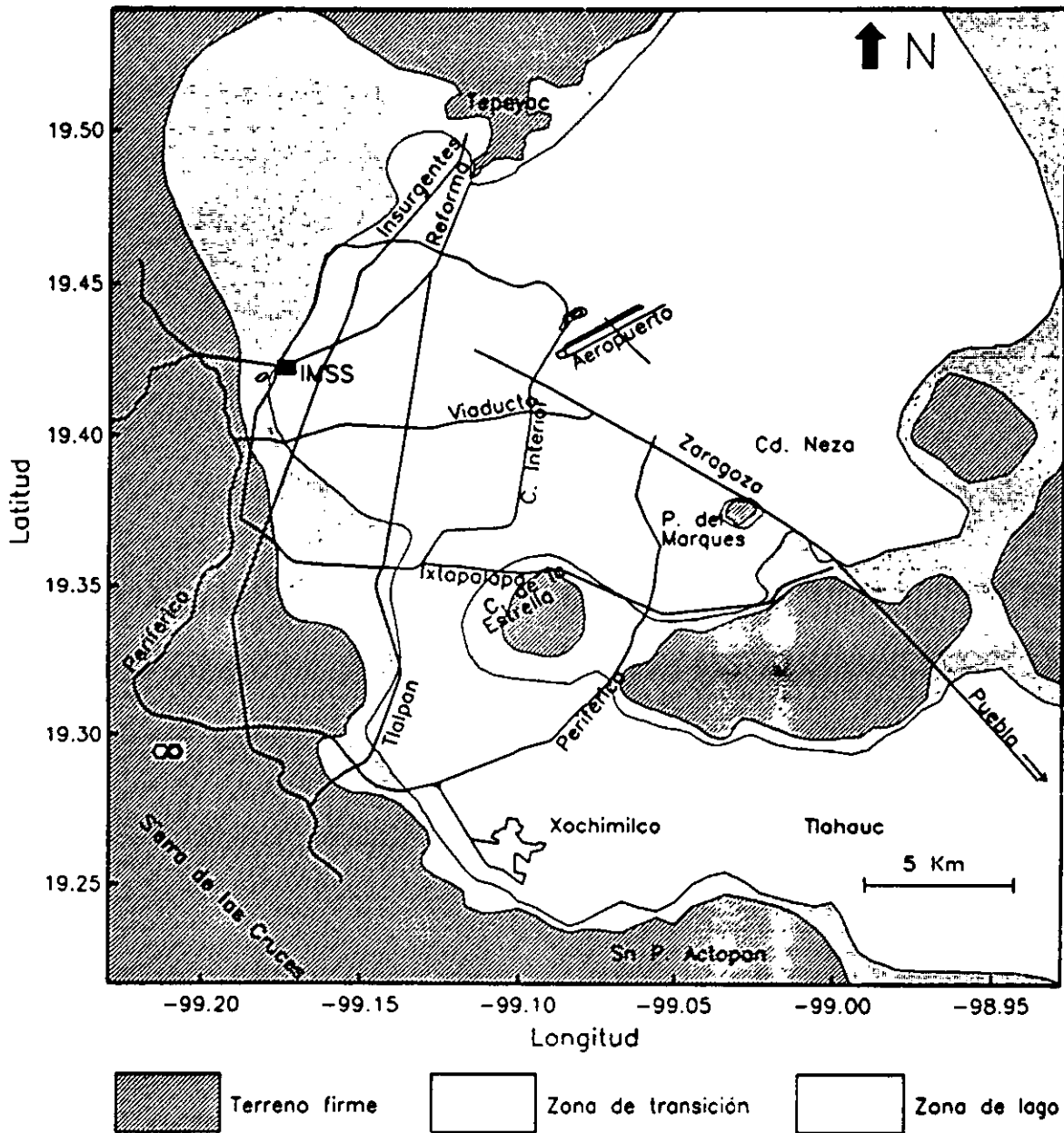


FIGURA 1. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO Y UBICACIÓN DEL EDIFICIO DEL IMSS



FIGURA 2. CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

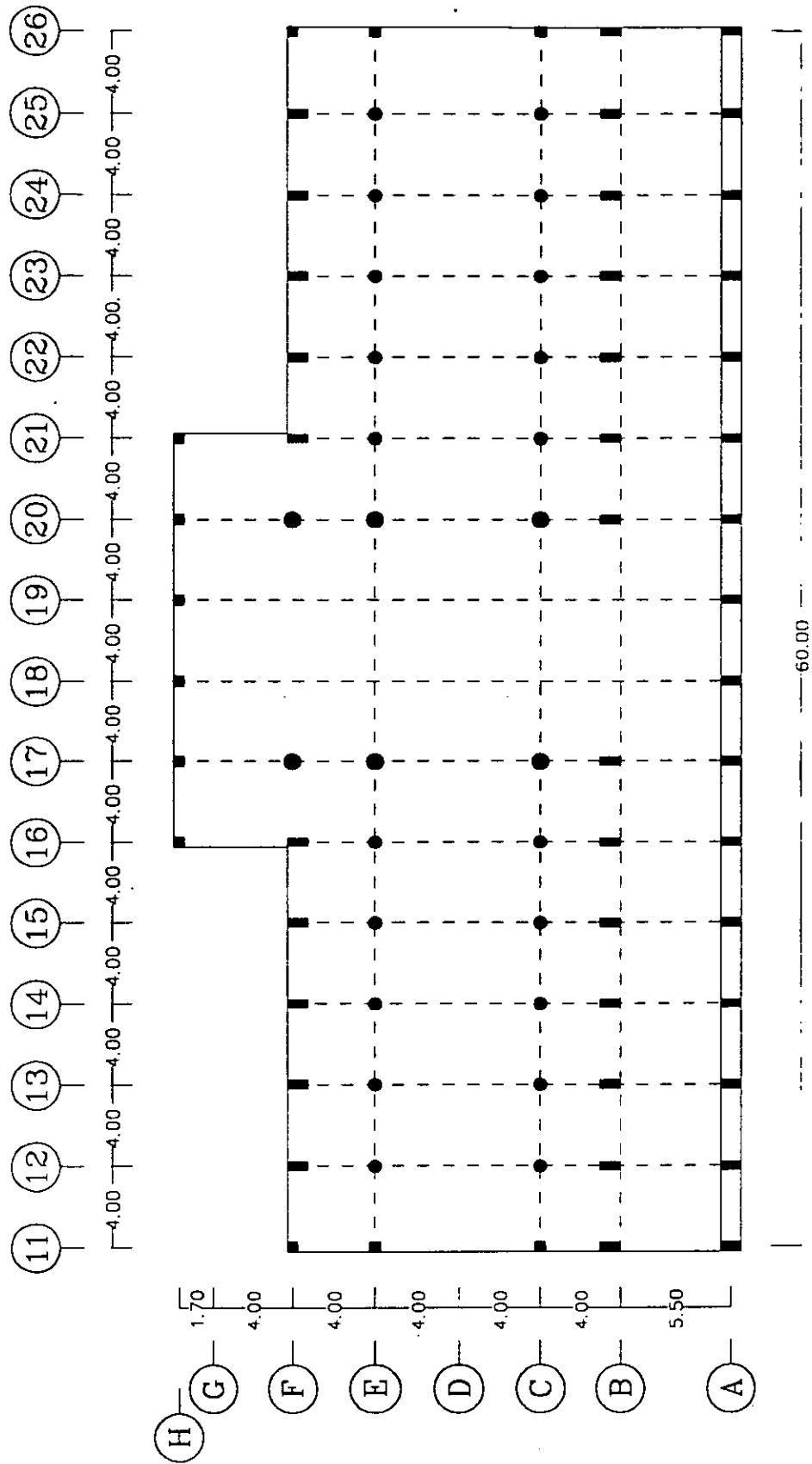


FIGURA 3. PLANTA DEL EDIFICIO CENTRAL

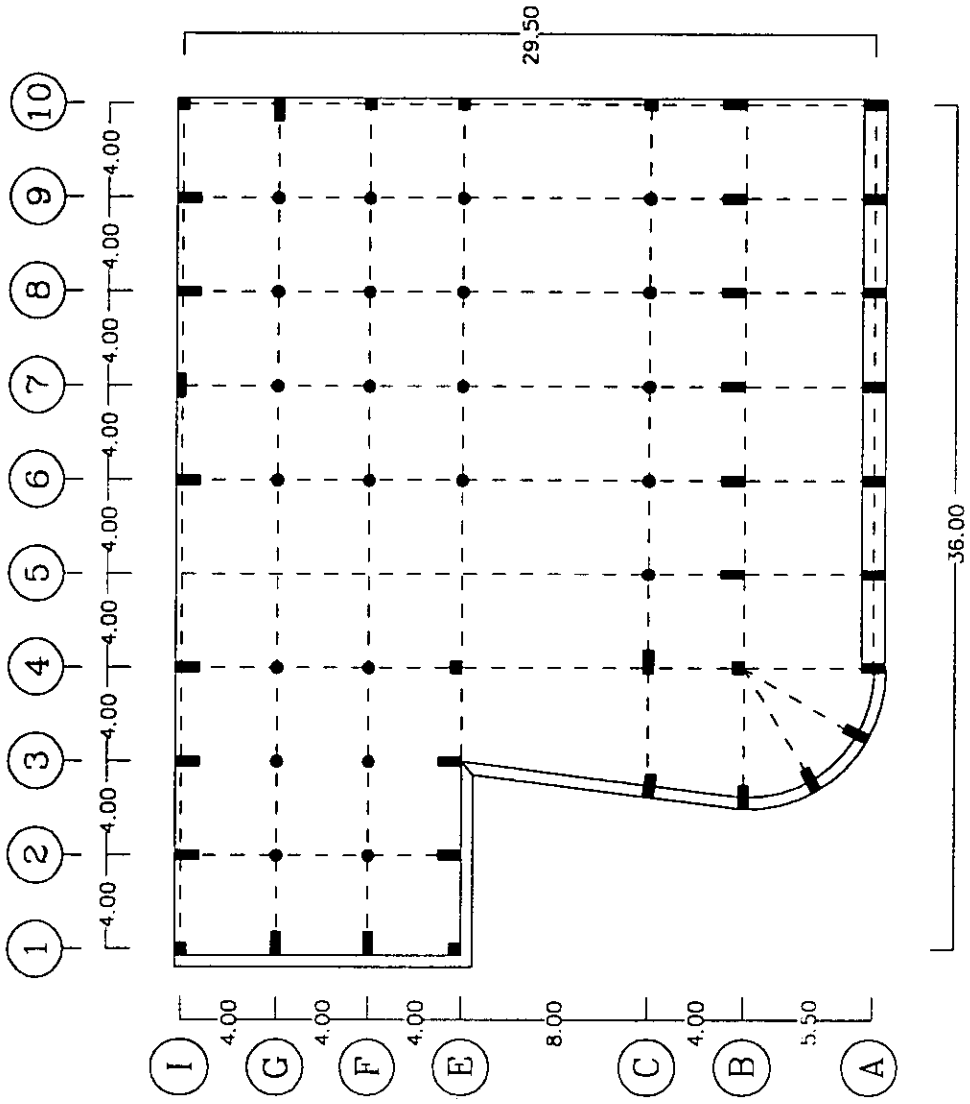


FIGURA 4. PLANTA DEL EDIFICIO LATERAL

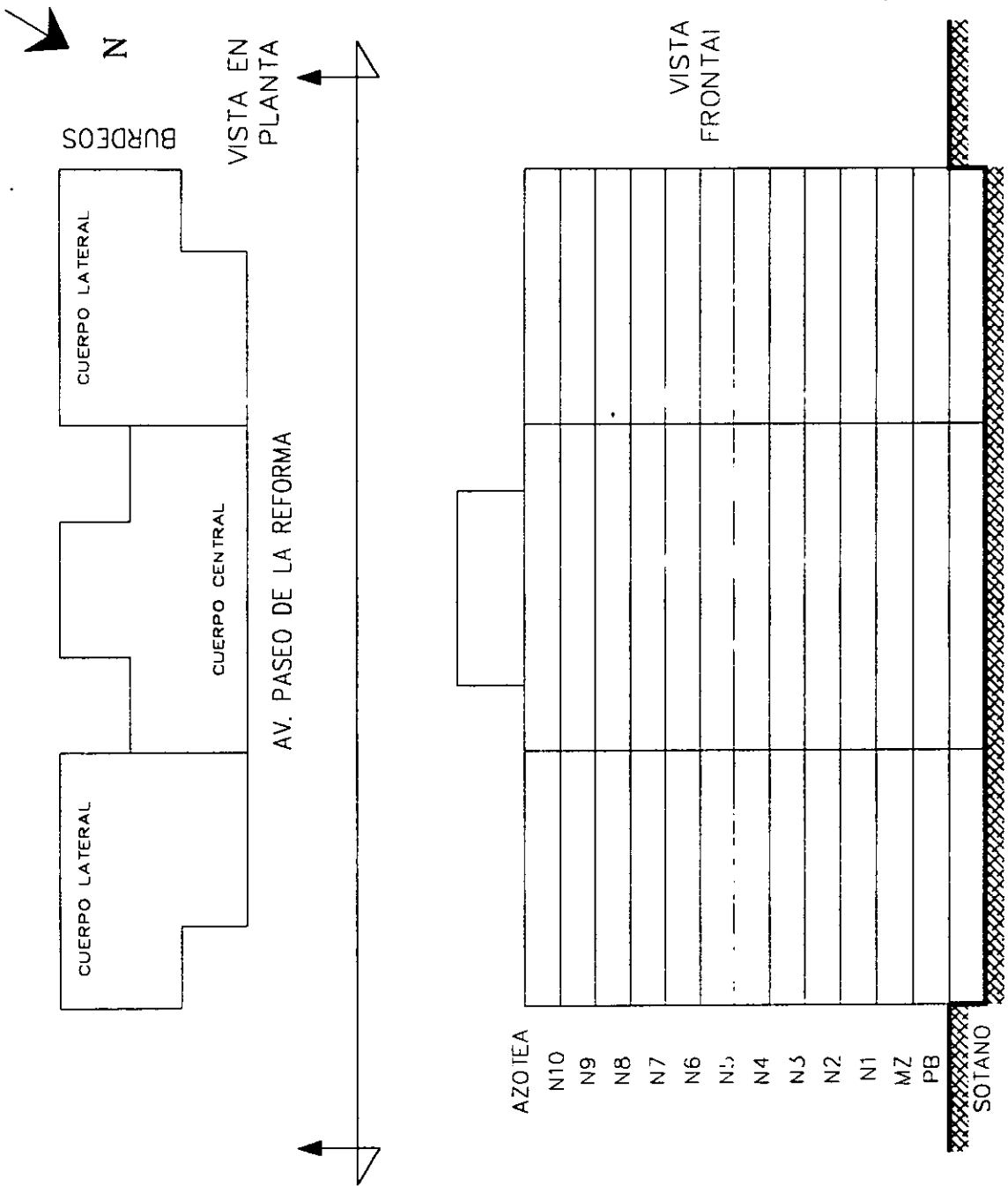


FIGURA 5. PLANTA EN CONJUNTO Y ELEVACIÓN DE LOS EDIFICIOS

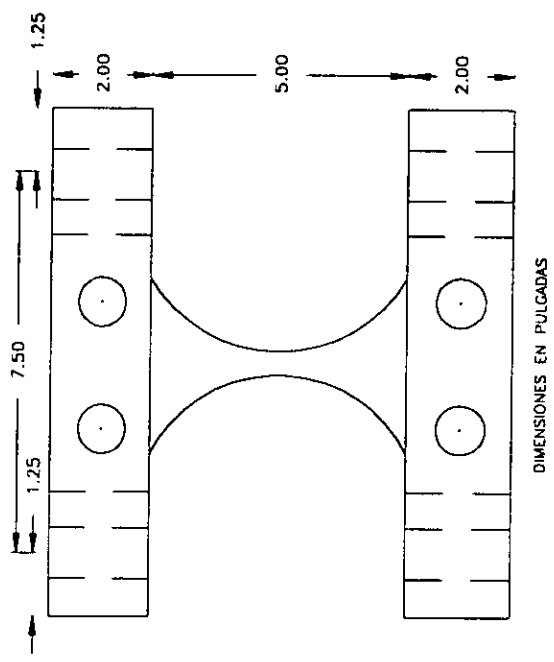
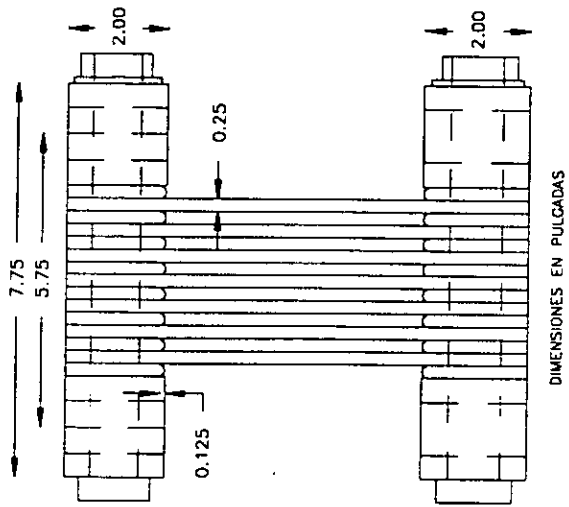


FIGURA 6. DISPOSITIVO DISIPADOR DE ENERGÍA ADAS

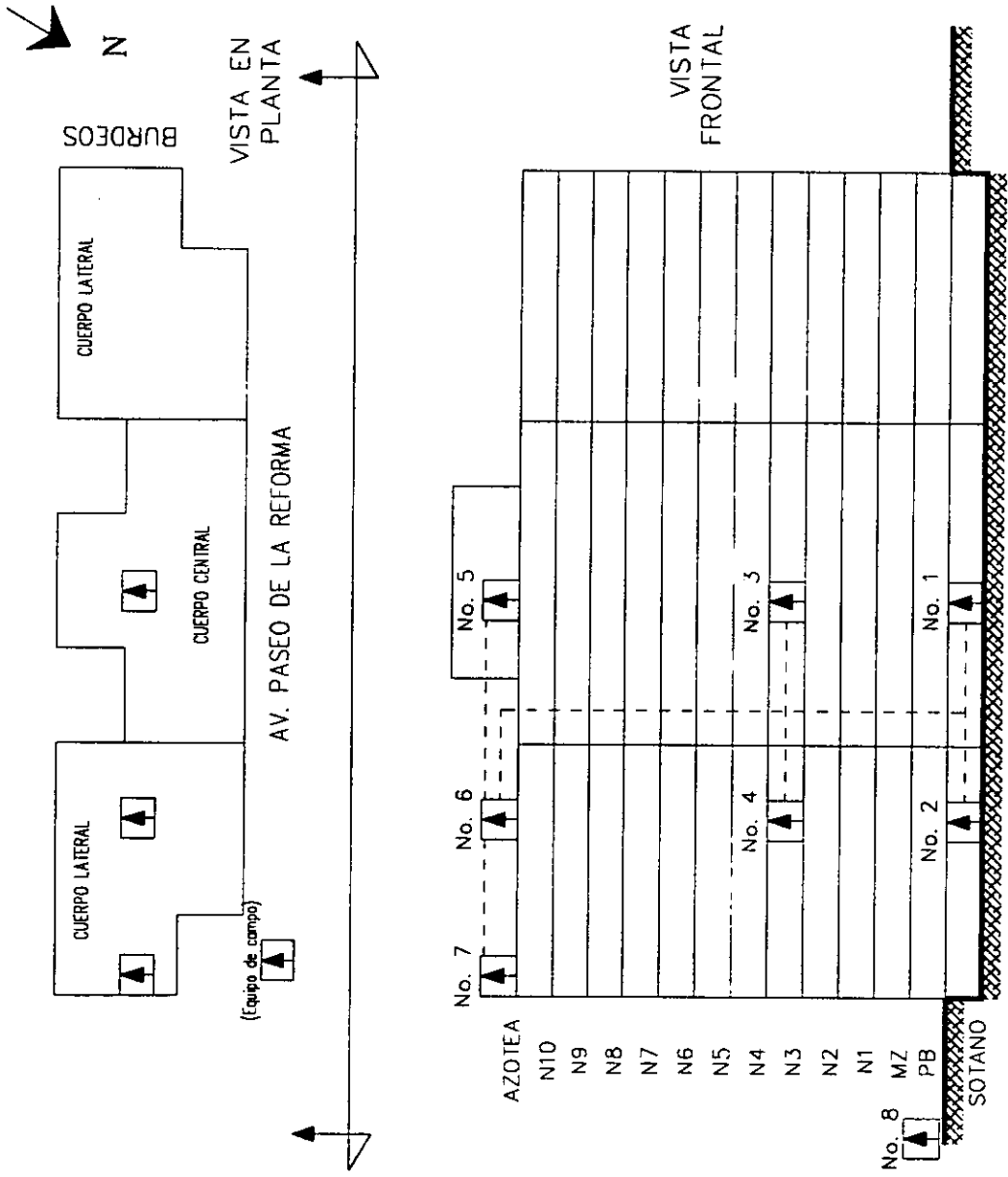
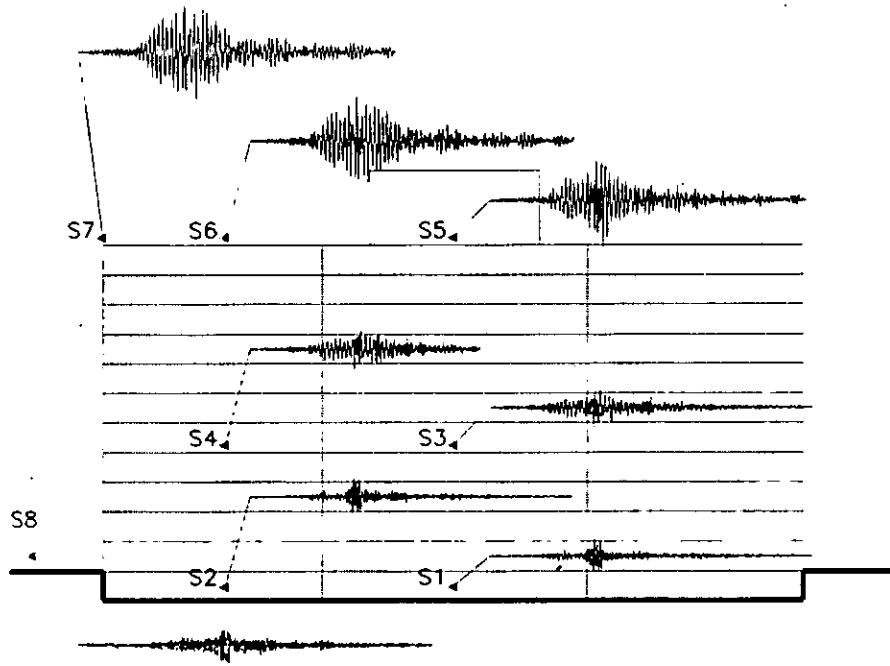


FIGURA 7. CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DE LOS ACCELERÓGRAFOS

SISMO DEL 22 DE MAYO DE 1994 DIF. T. VEJENTE



SISMO DEL 22 DE MAYO DE 1994 DIF. T. VEJENTE

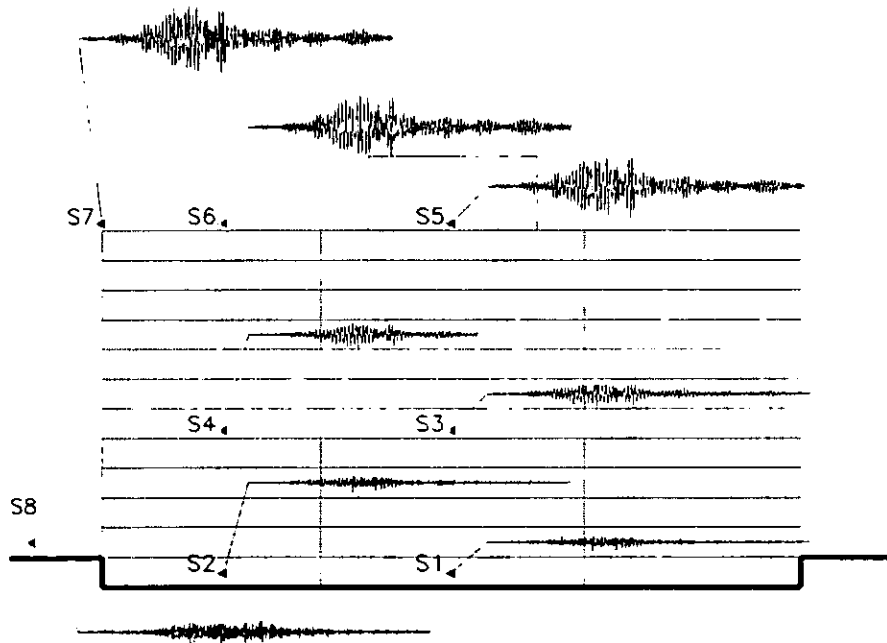
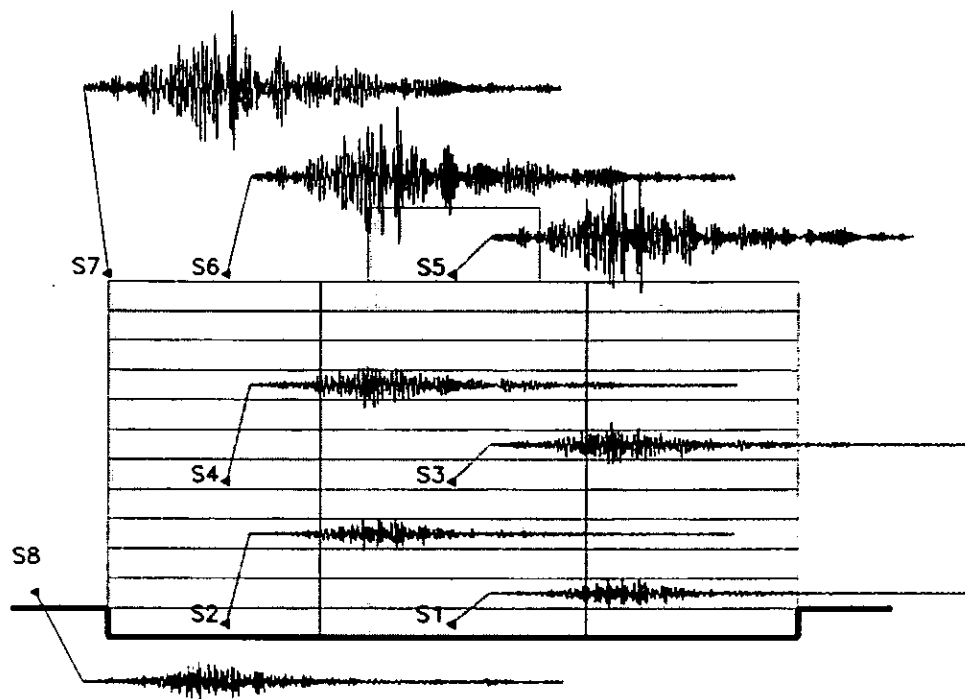


FIGURA 8. ACELEROGRAMAS DEL SISMO: 22 DE MAYO DE 1994

SISMO DEL 10 DE DICIEMBRE DE 1994 DIR L (EVENTO 2)



SISMO DEL 10 DE DICIEMBRE DE 1994 DIR T (EVENTO 2)

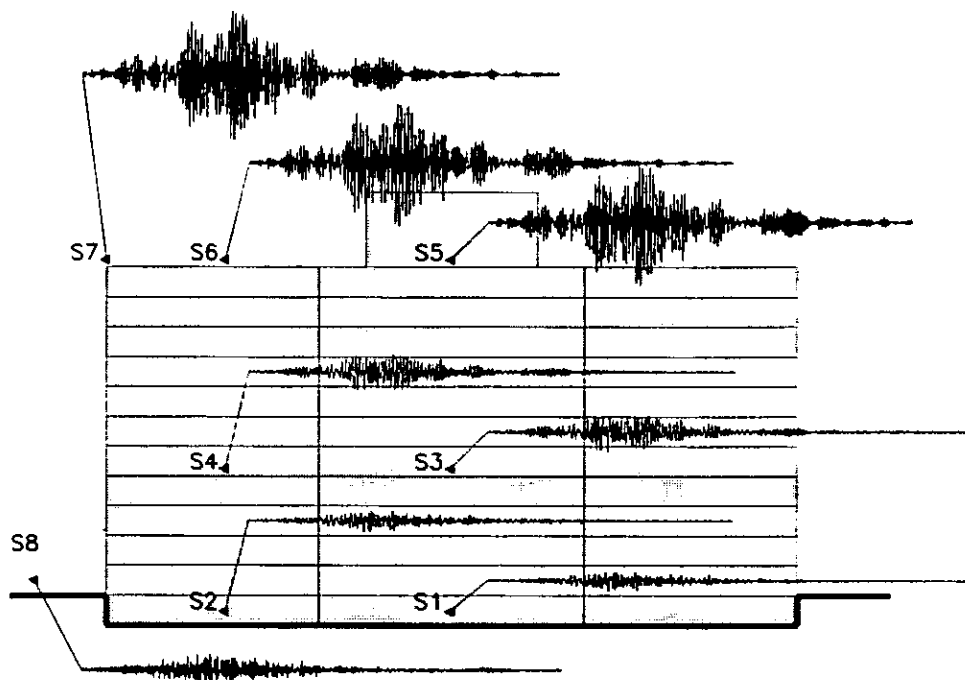
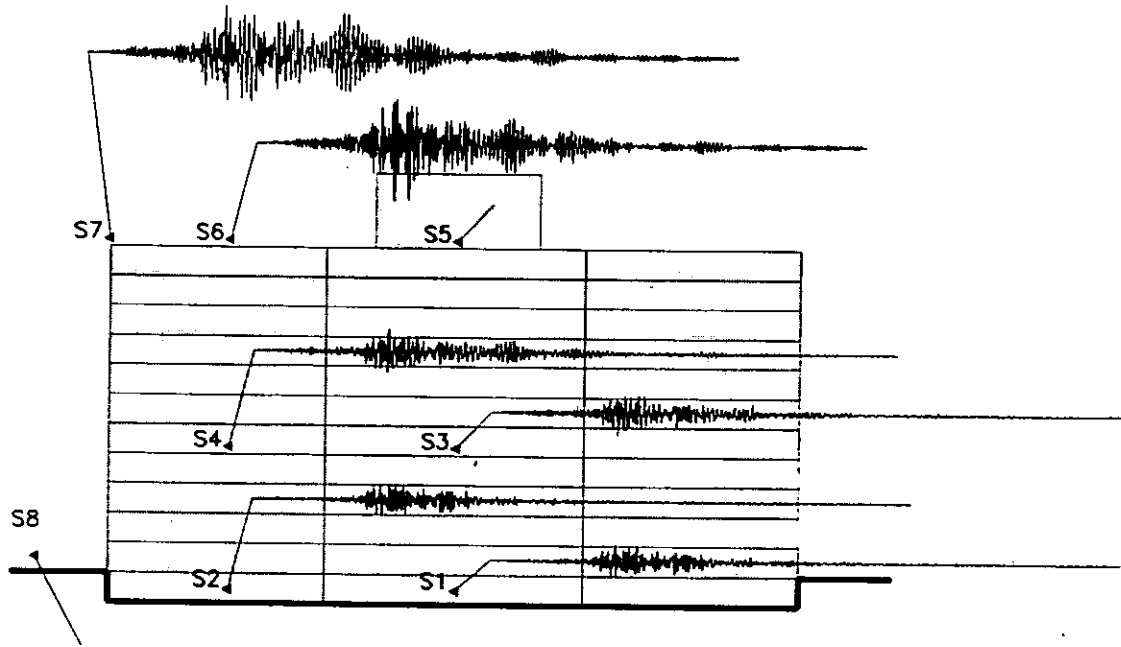


FIGURA 9. ACELEROGRAMAS DEL SISMO: 10 DE DICIEMBRE DE 1994

SISMO DEL 14 DE SEPTIEMBRE DE 1995 DIR L (EVENTO 3)



SISMO DEL 14 DE SEPTIEMBRE DE 1995 DIR T (EVENTO 3)

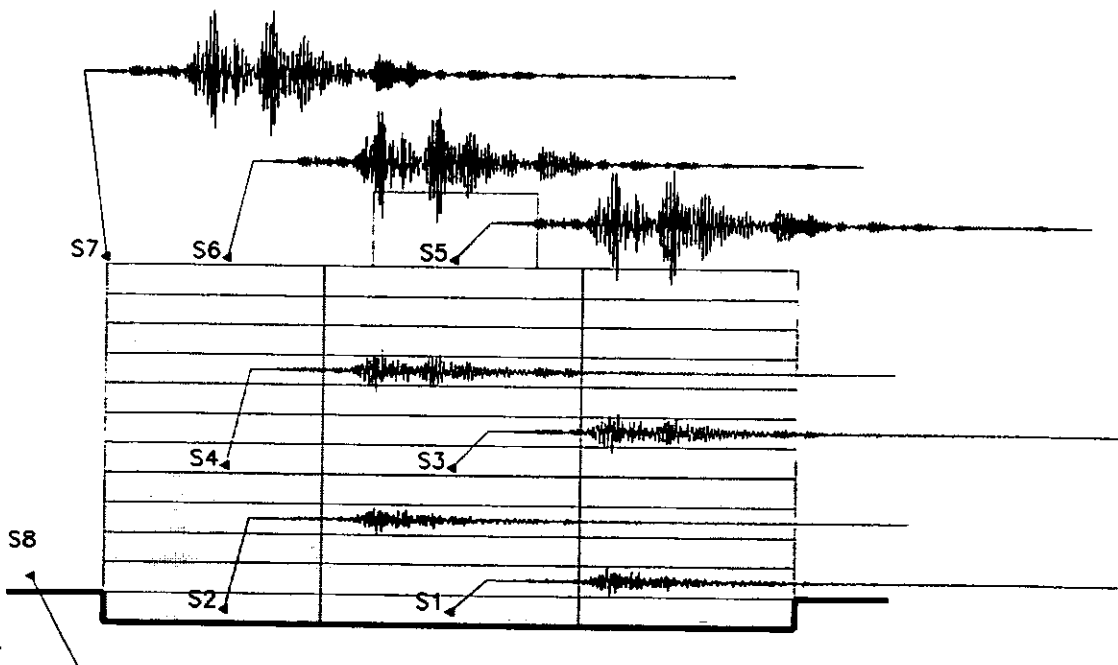
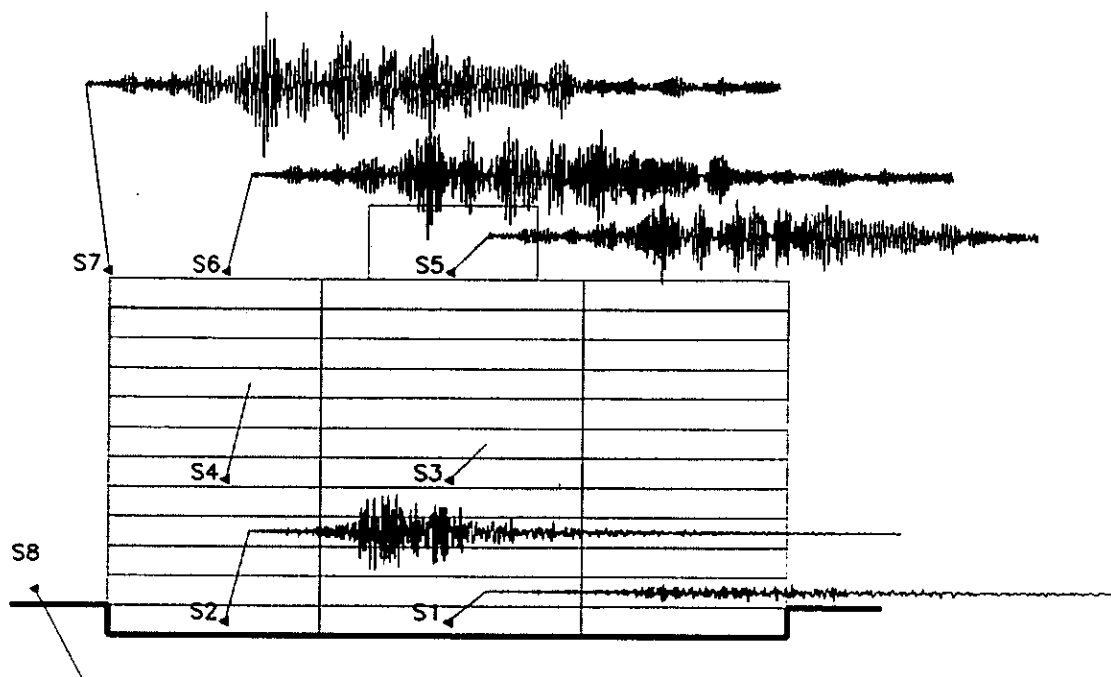


FIGURA 10. ACELEROGRAMAS DEL SISMO: 14 DE SEPTIEMBRE DE 1995

SISMO DEL 9 DE OCTUBRE DE 1995 C = L (EVENTO 4)



SISMO DEL 9 DE OCTUBRE DE 1995 C = T (EVENTO 4)

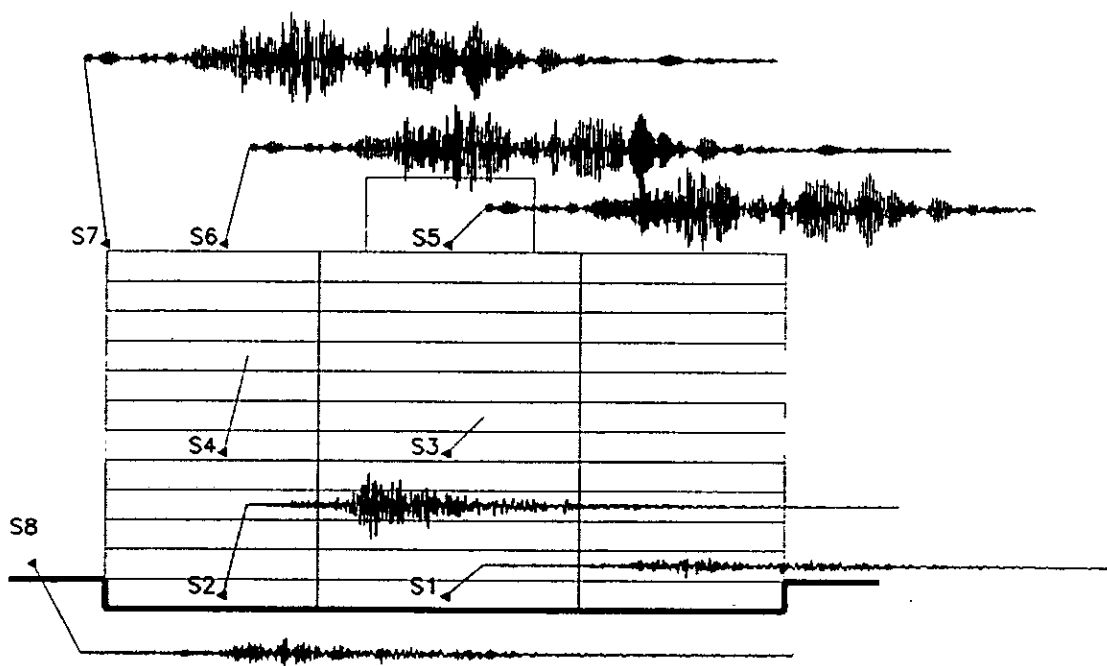


FIGURA 11. ACELEROGRAMAS DEL SISMO: 9 DE OCTUBRE DE 1995

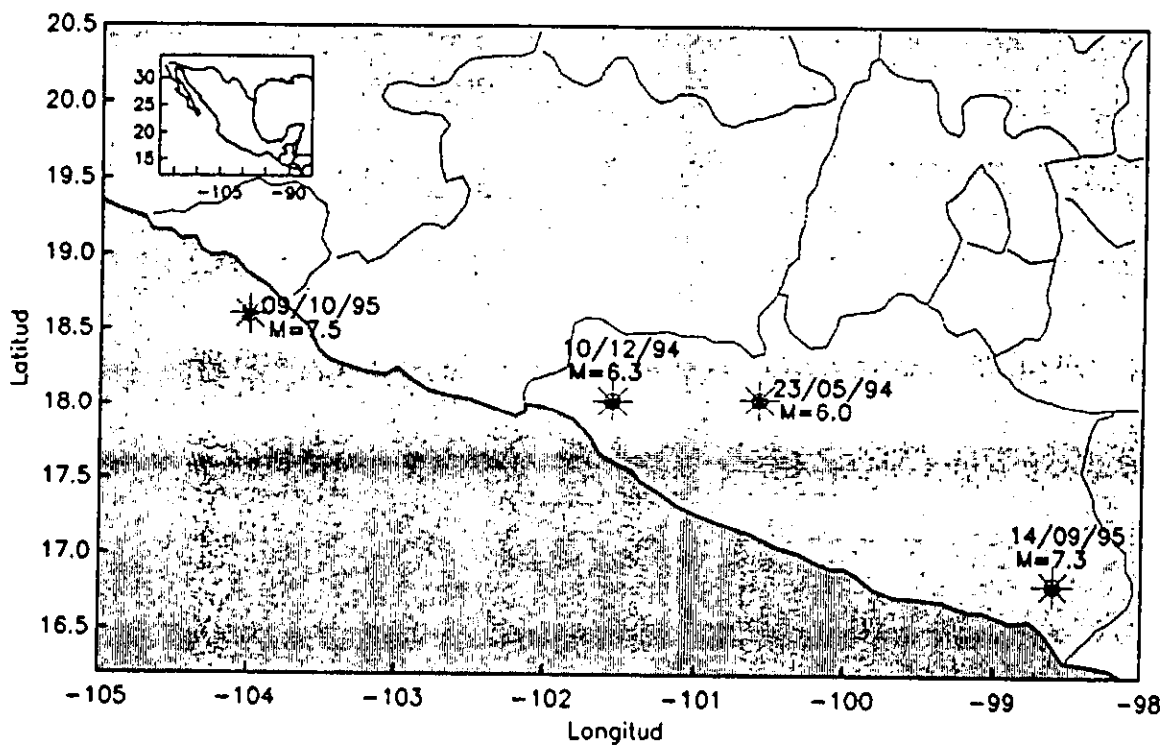
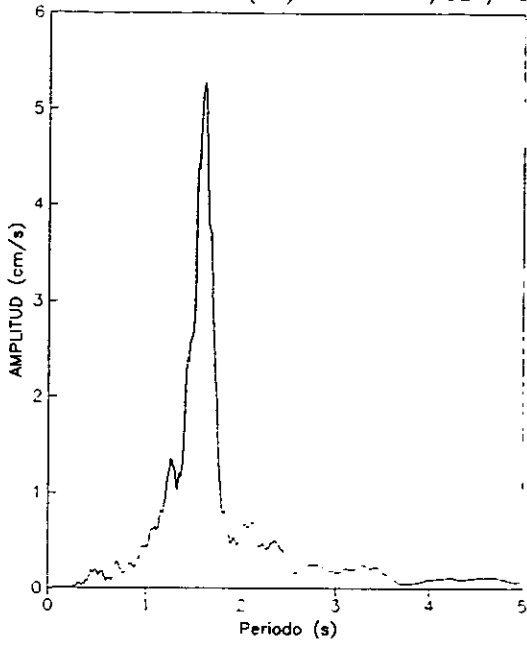
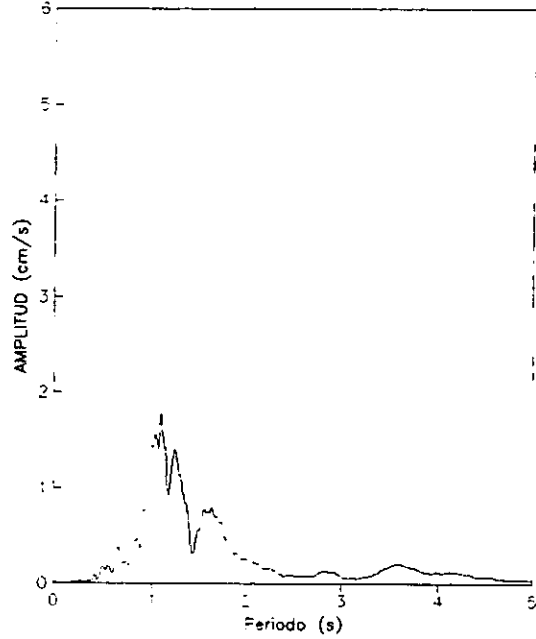


FIGURA 12. EPICENTROS DE LOS SISMOS ESTUDIADOS

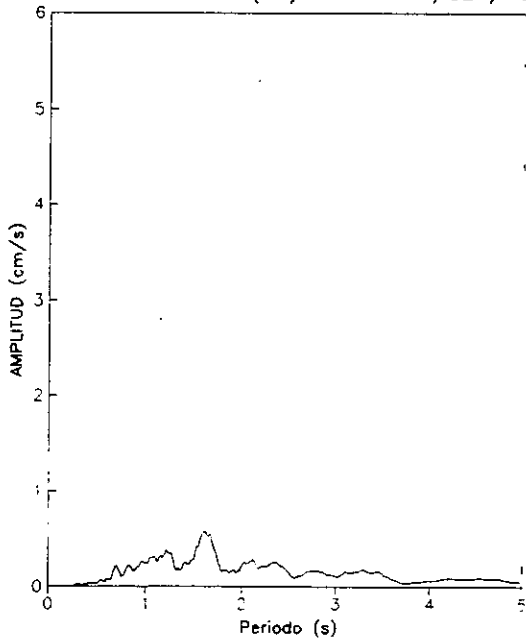
ESPECTRO AZOTEA (S5) DIR T 14/SEP/1995



ESPECTRO AZOTEA (S5) DIR L 14/SEP/1995



ESPECTRO SOTANO (S1) DIR T 14/SEP/1995



ESPECTRO SOTANO (S1) DIR L 14/SEP/1995

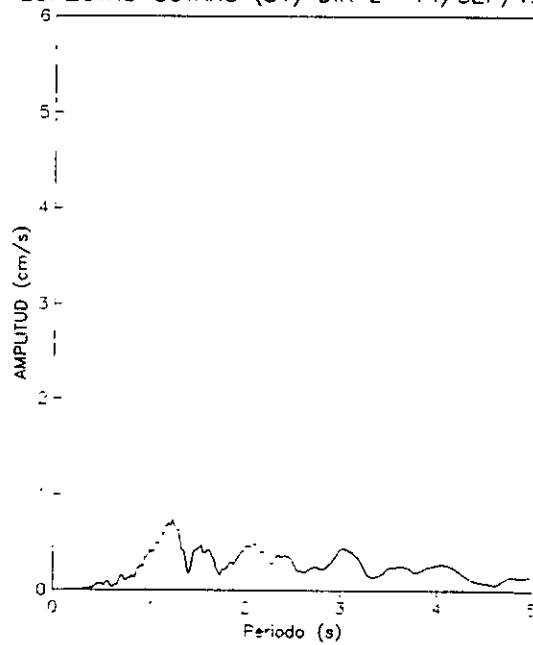


FIGURA 13. ESPECTROS DE FOURIER SISMO: 14 SEPTIEMBRE 1995 PARA EL CUERPO CENTRAL

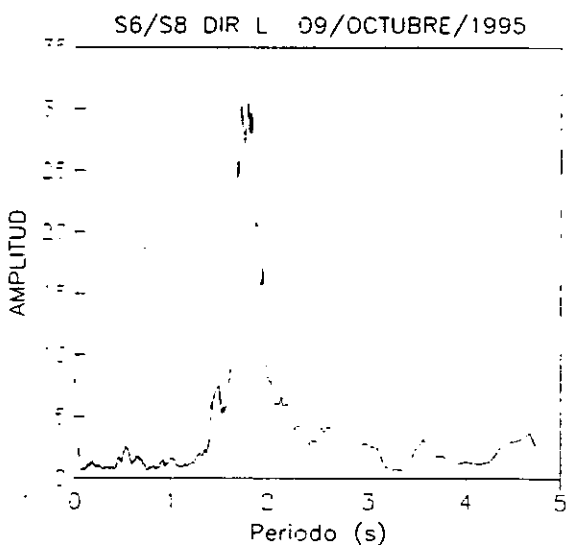
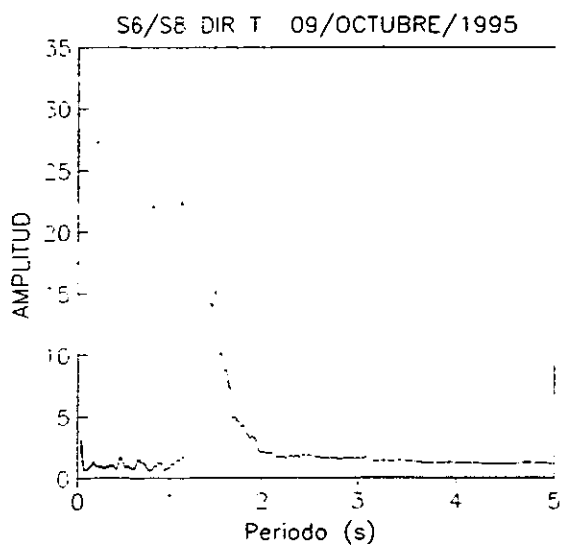
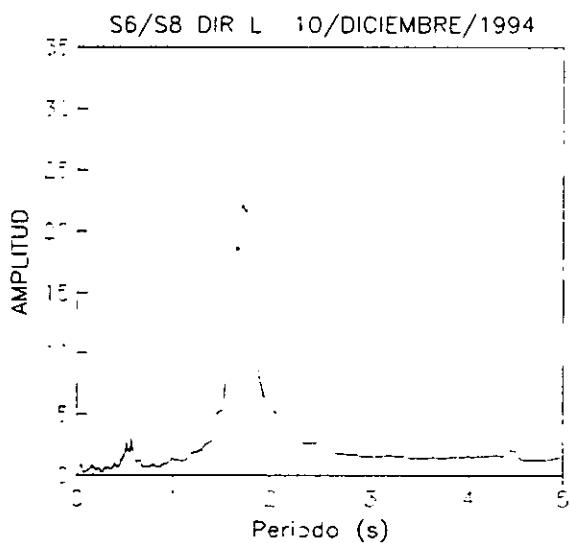
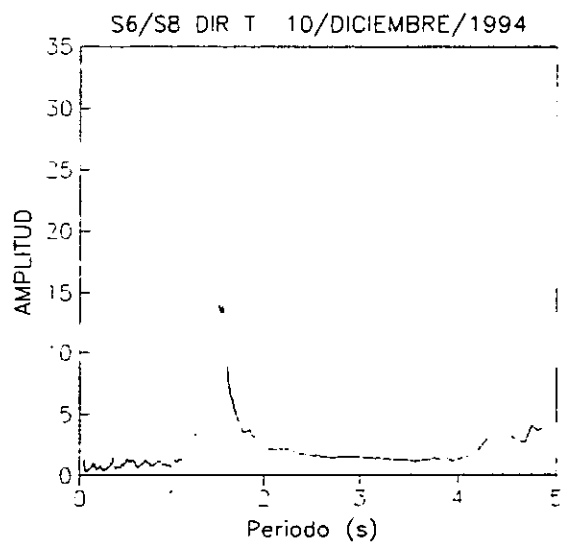
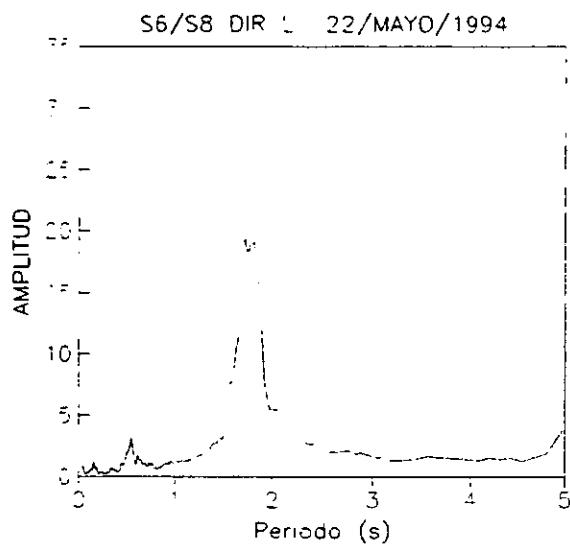
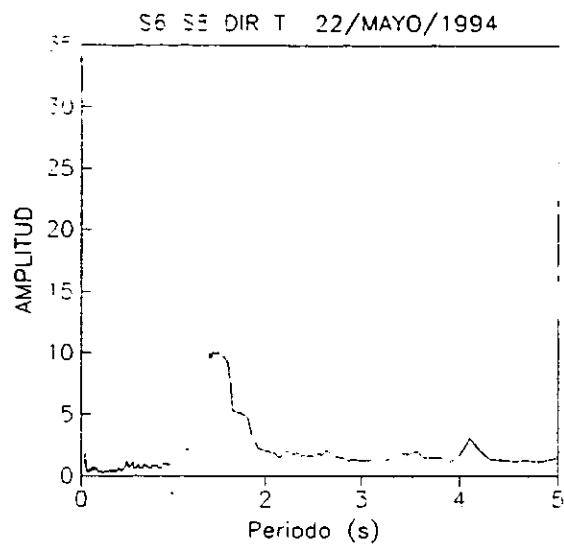


FIGURA 14. FUNCIONES DE TRASFERENCIA CUERPO LATERAL AZOTEA-CAMPO LIBRE

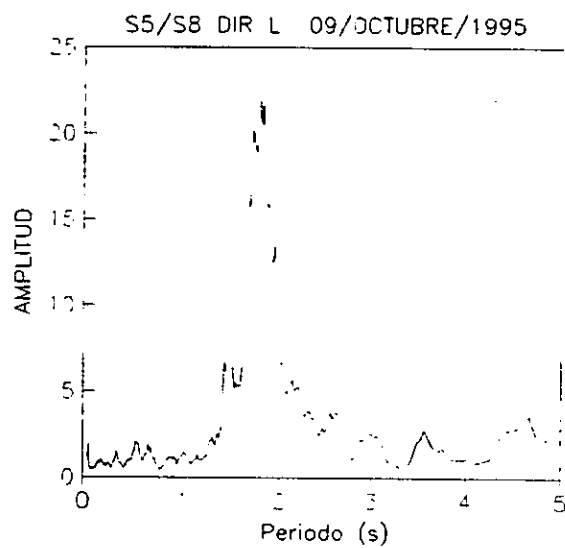
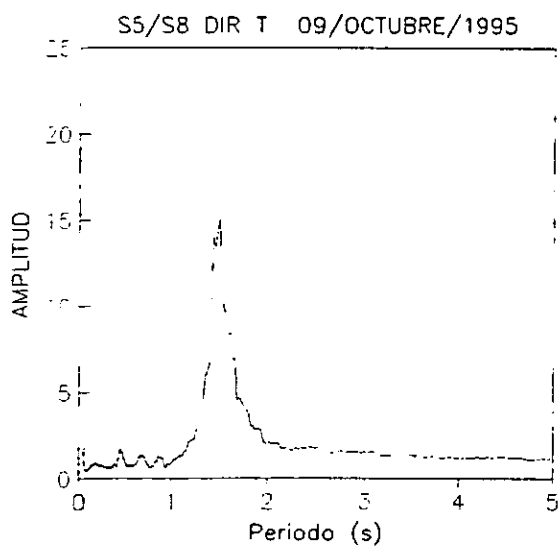
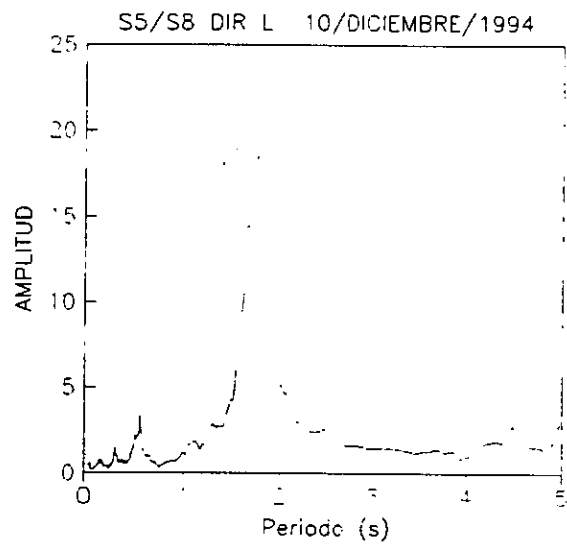
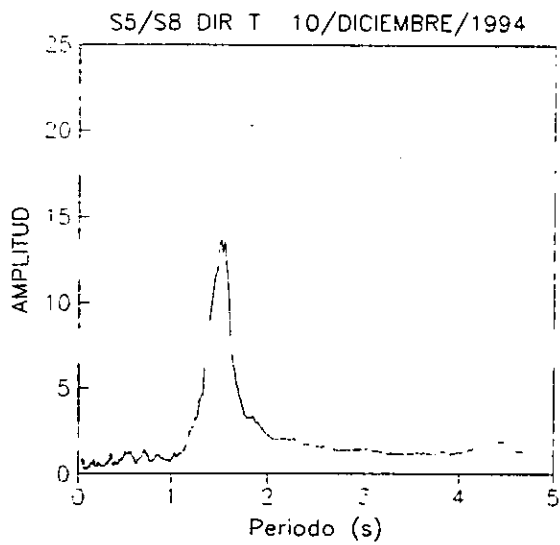
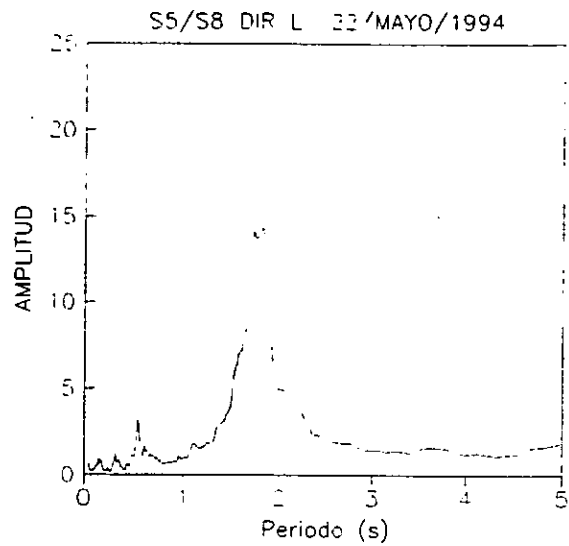
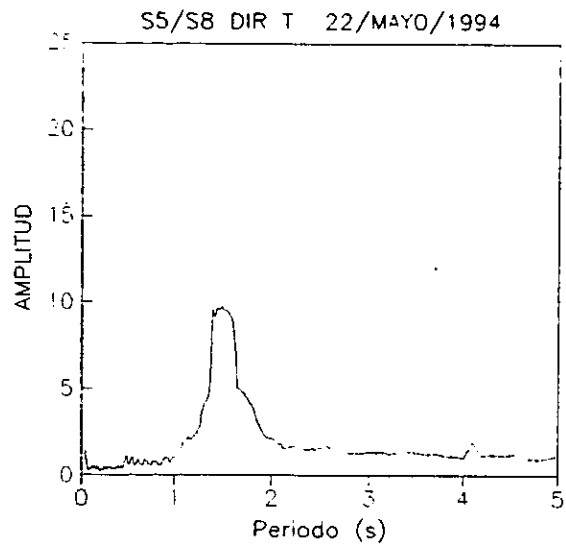


FIGURA 15. FUNCIONES DE TRASFERENCIA CUERPO CENTRAL AZOTEA-CAMPO LIBRE

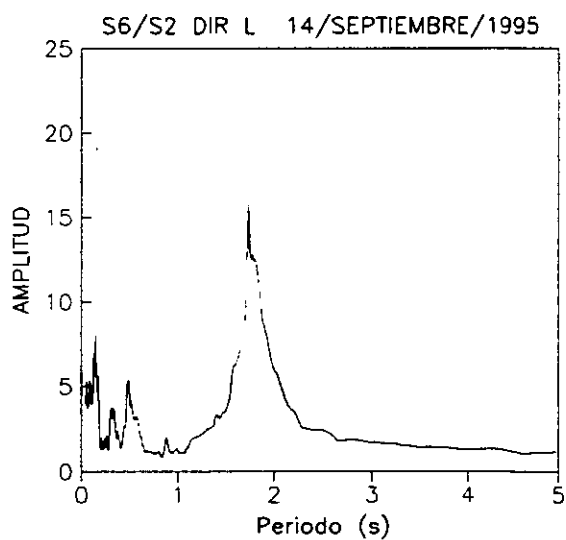
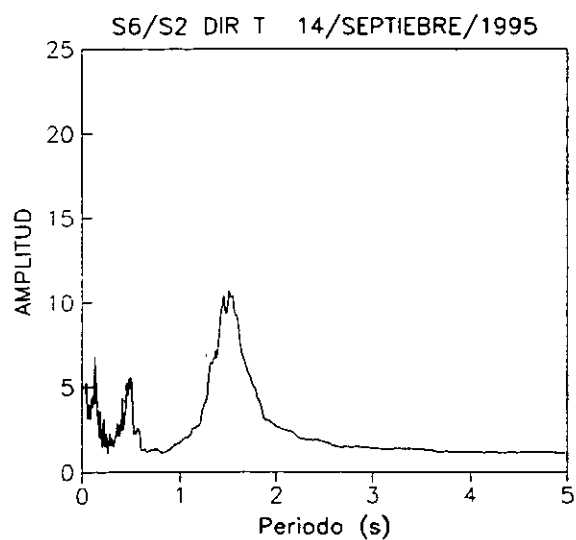
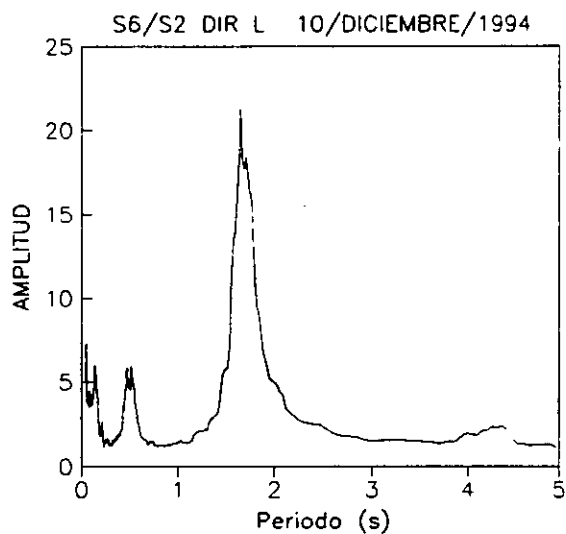
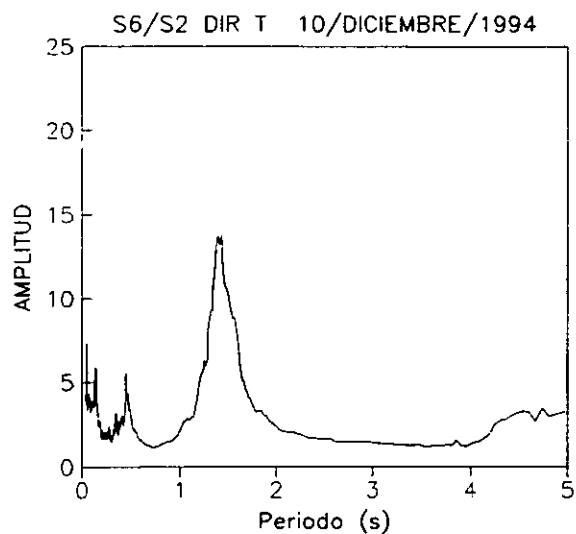
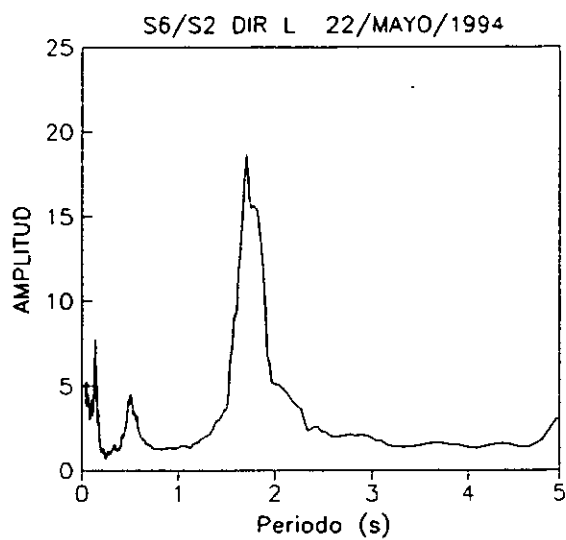
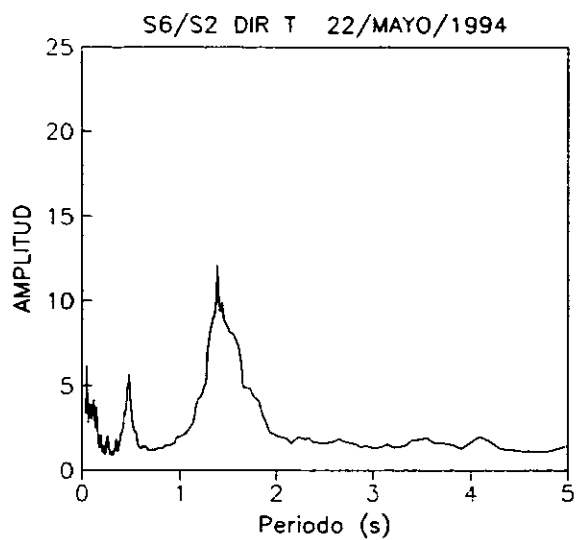


FIGURA 16. FUNCIONES DE TRASFERENCIA CUERPO LATERAL AZOTEA-SÓTANO

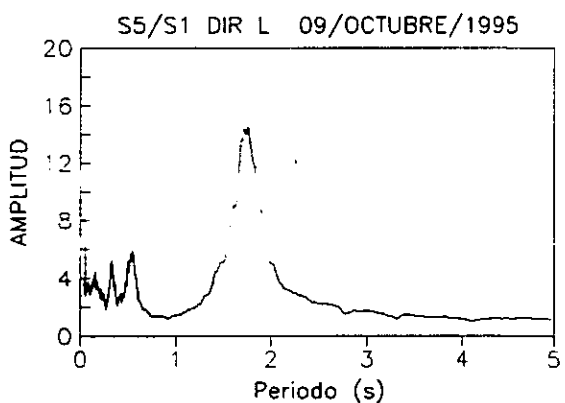
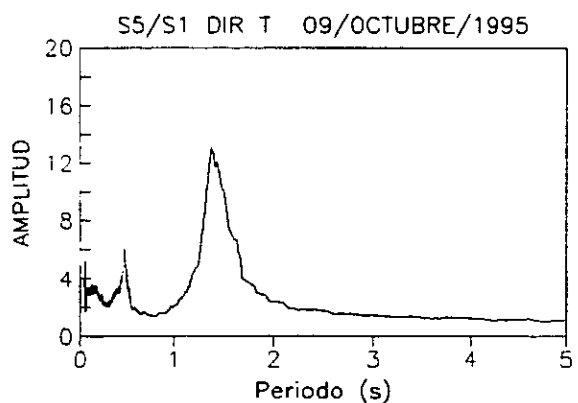
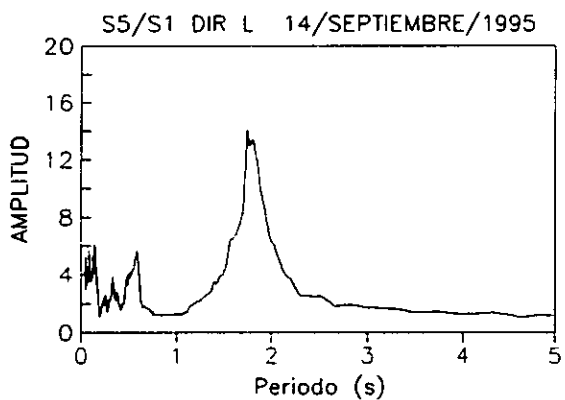
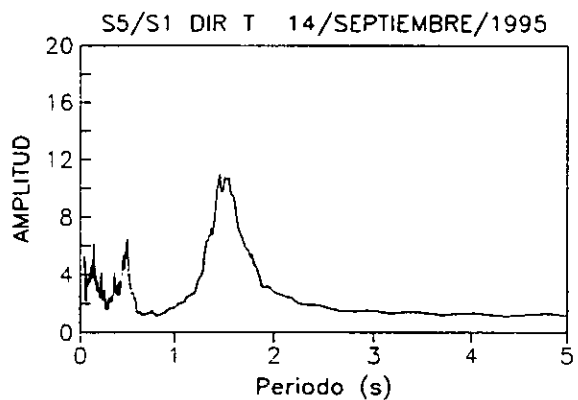
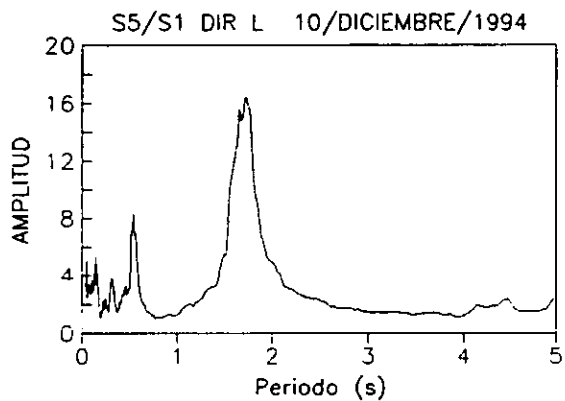
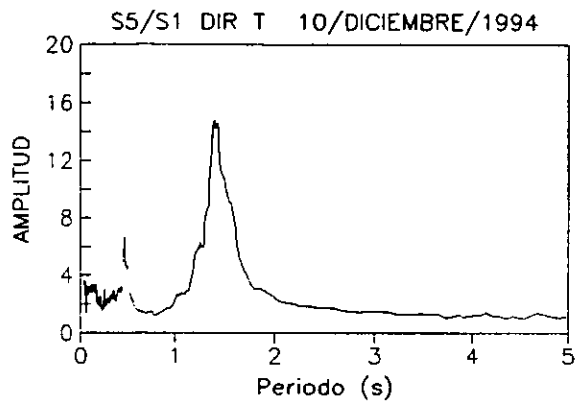
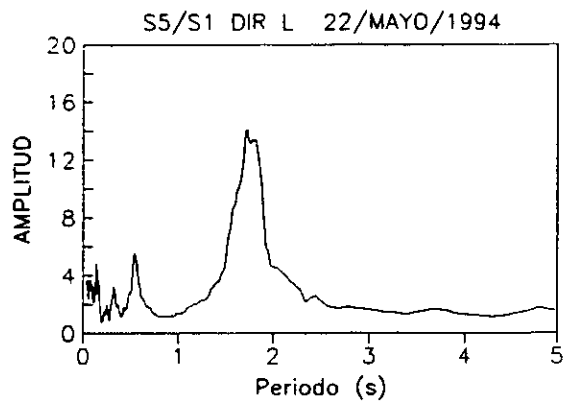
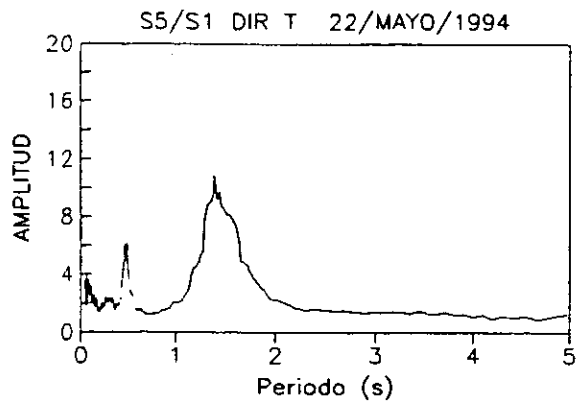


FIGURA 17. FUNCIONES DE TRASFERENCIA CUERPO CENTRAL AZOTEA-SÓTANO

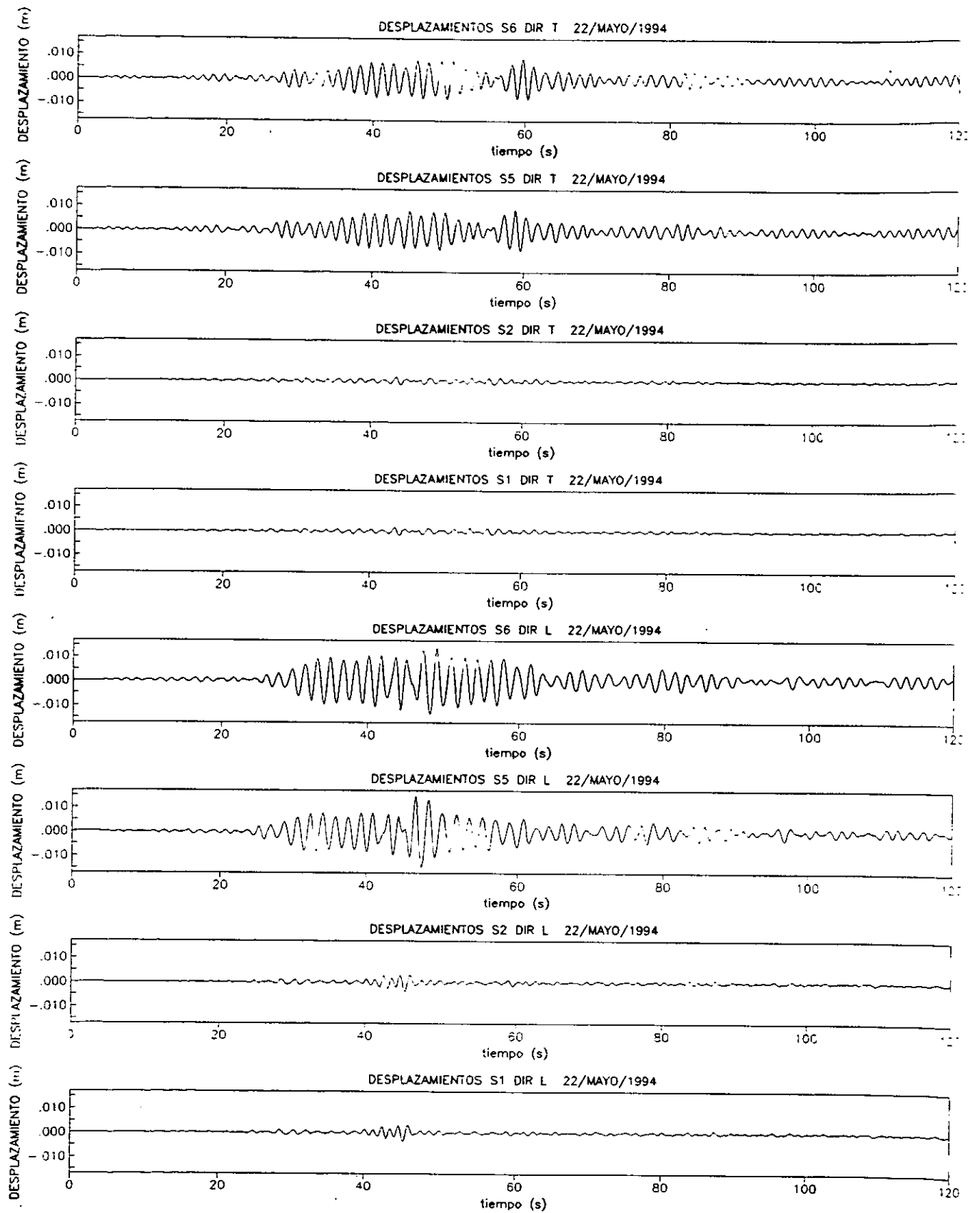


FIGURA 18. HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS PARA EL SISMO DEL 22 DE MAYO DE 1994

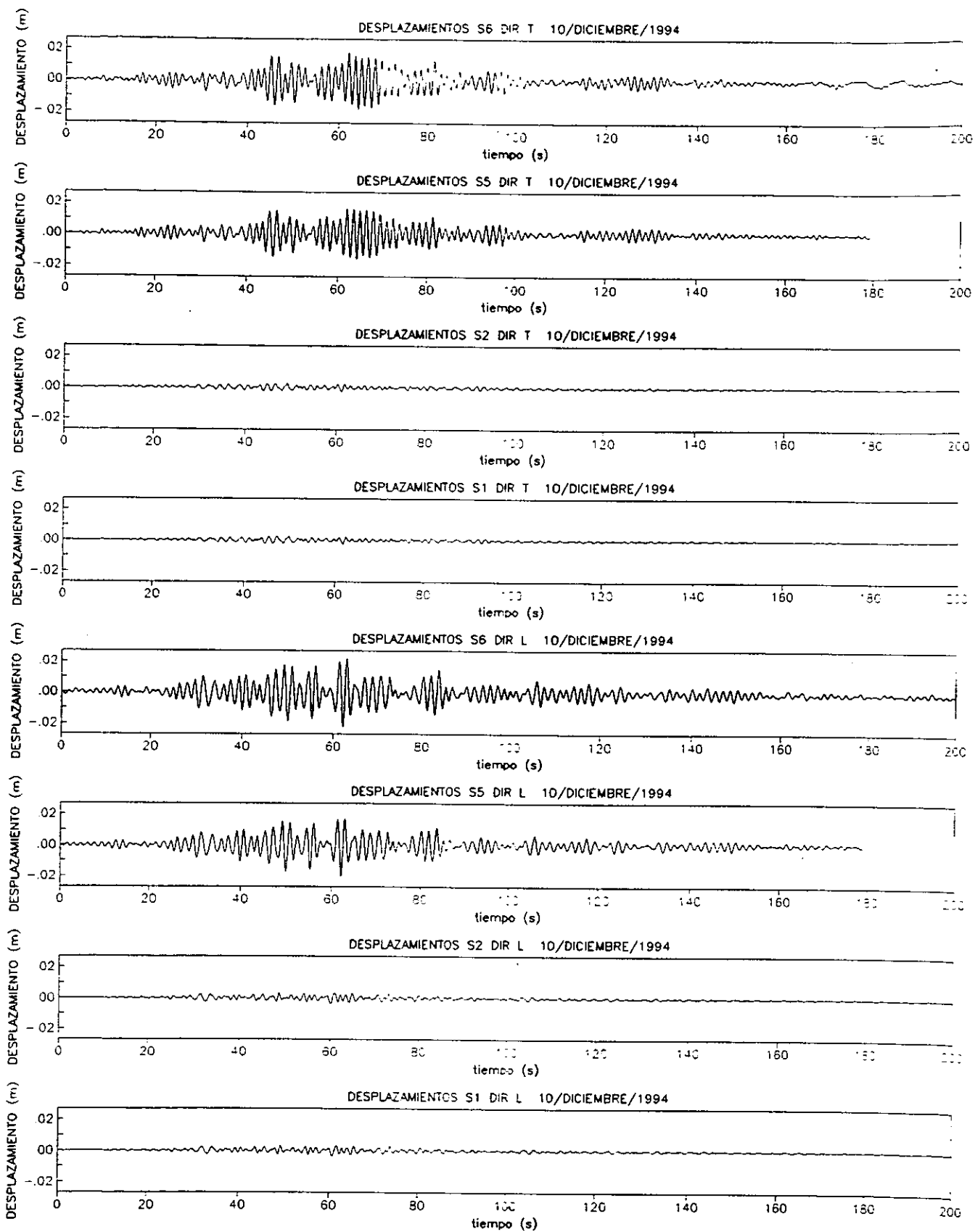


FIGURA 19. HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS PARA EL SISMO DEL 10 DE DICIEMBRE DE 1994

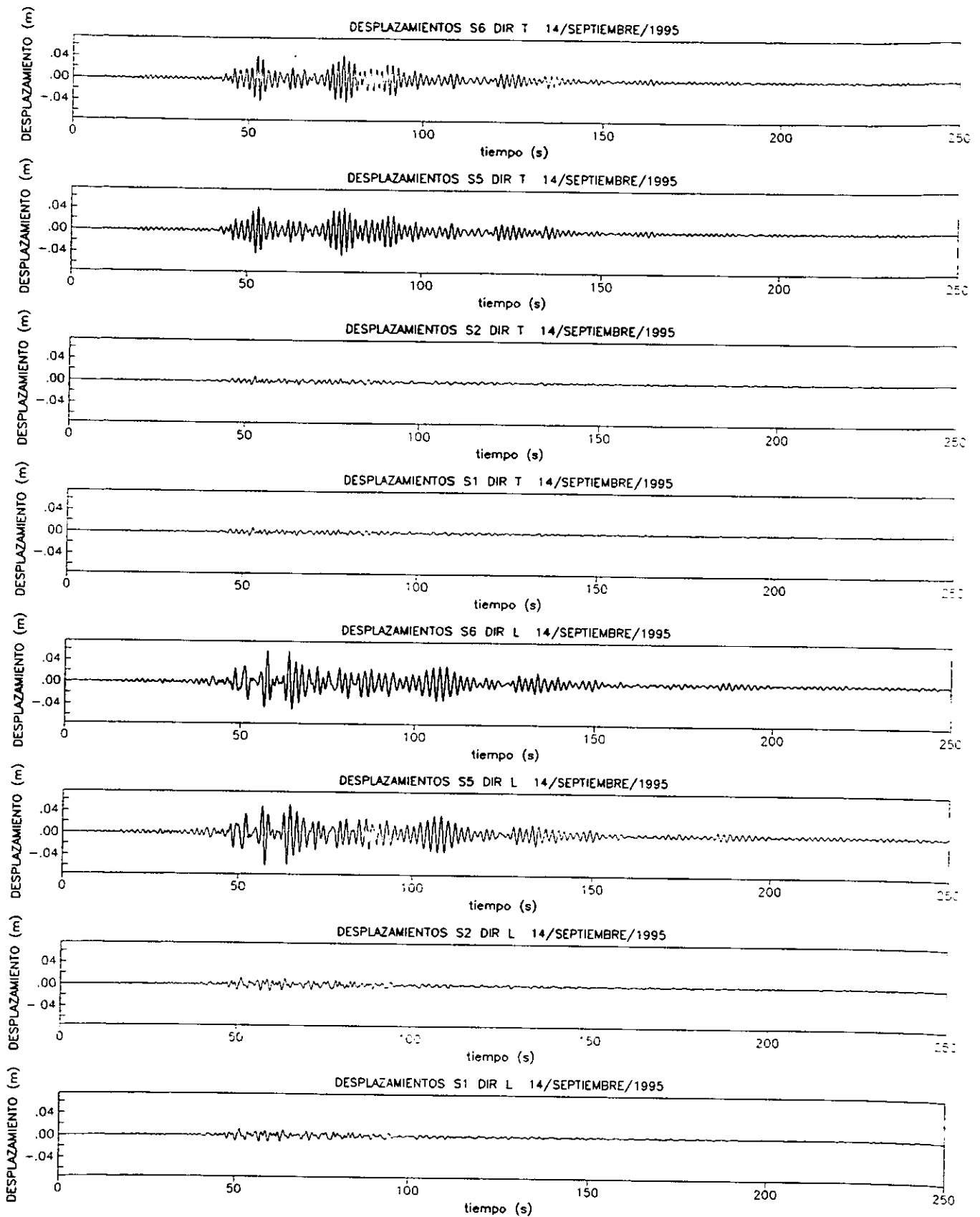


FIGURA 20. HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS PARA EL SISMO DEL 14 DE SEPTIEMBRE DE 1995

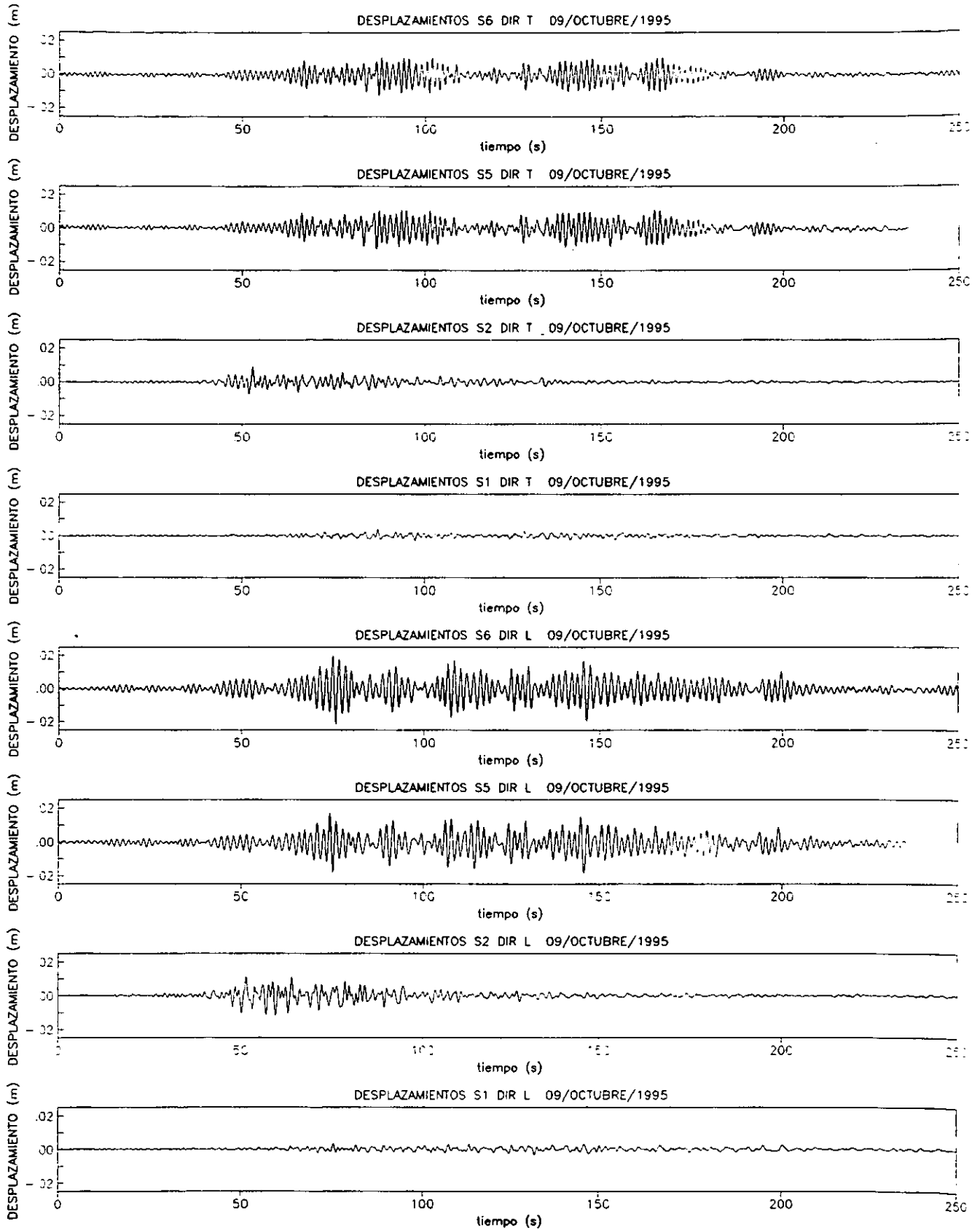


FIGURA 21. HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS PARA EL SISMO DEL 9 DE OCTUBRE DE 1995

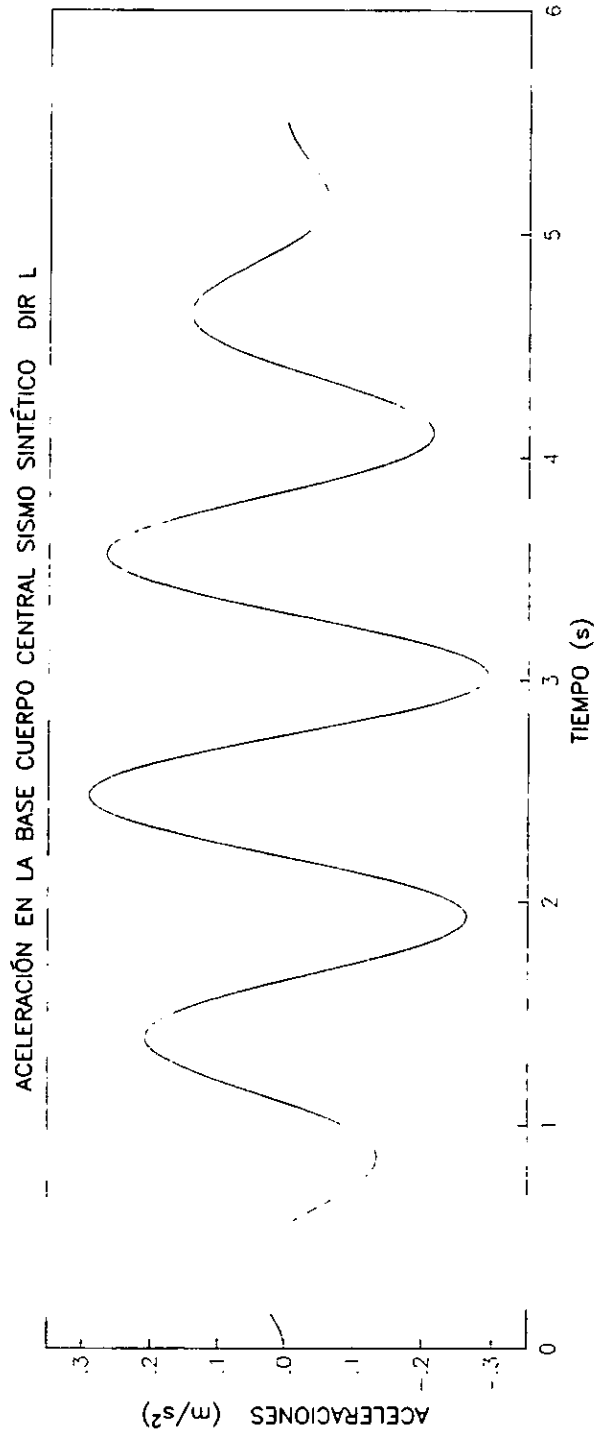
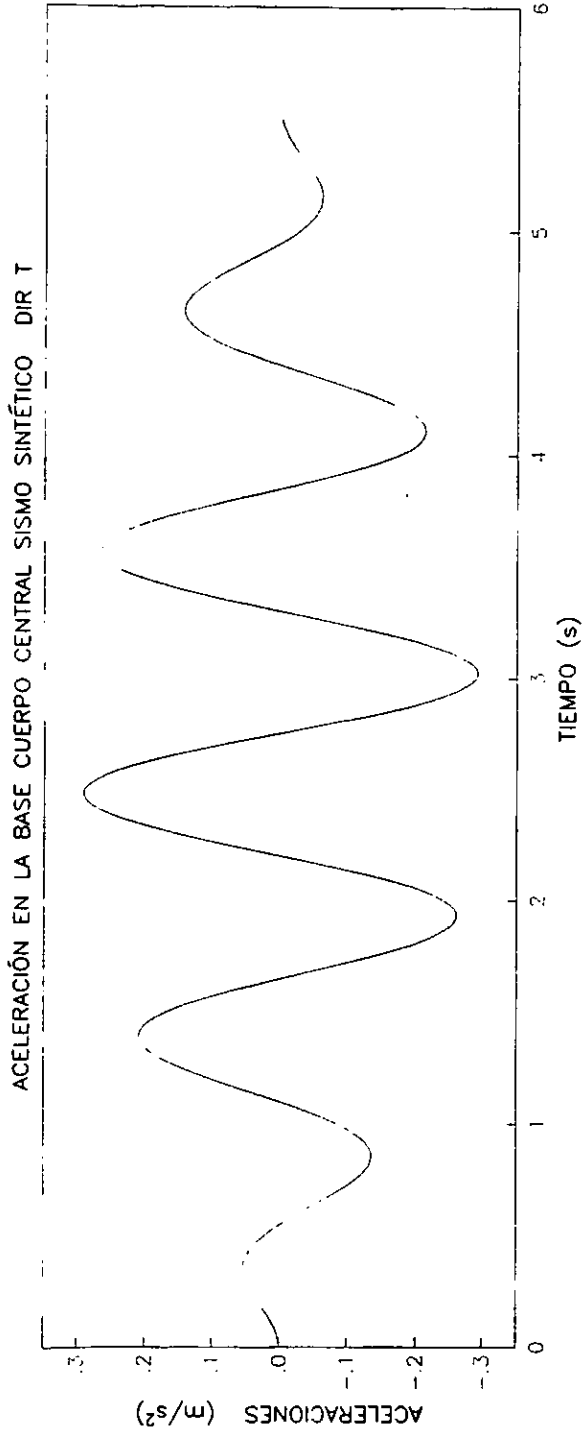


FIGURA 22. ACELEROGRAMA SINTÉTICO DE SITIO

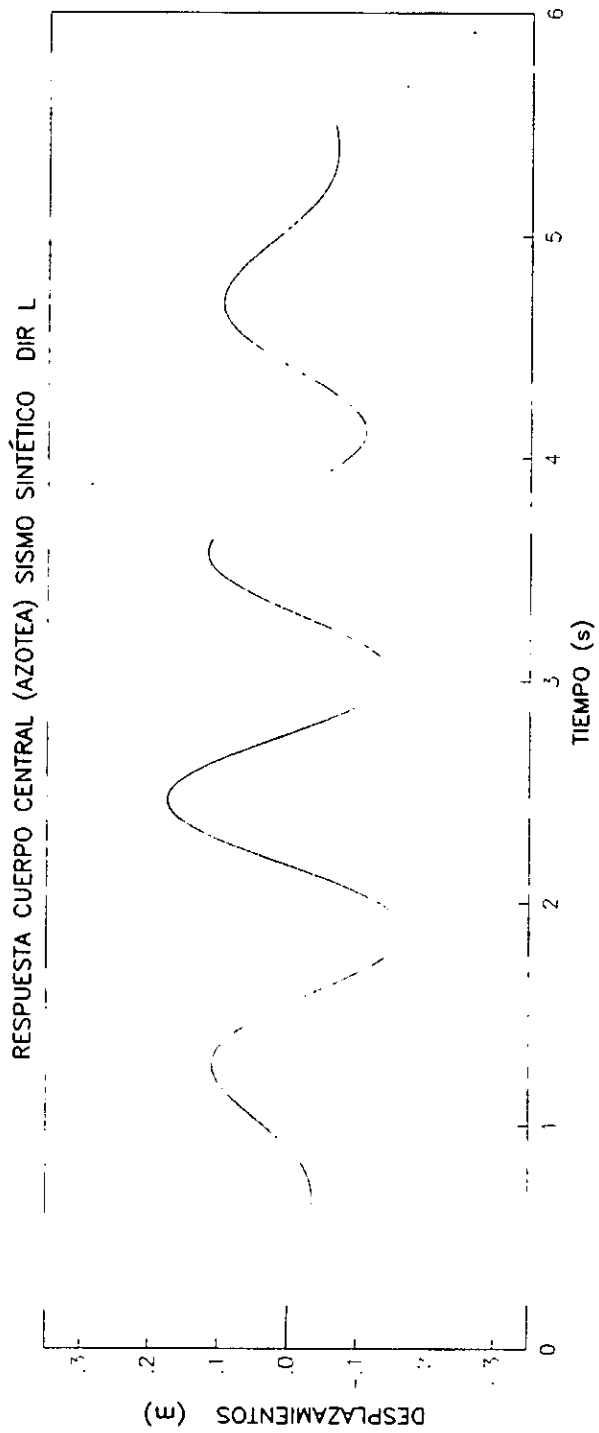
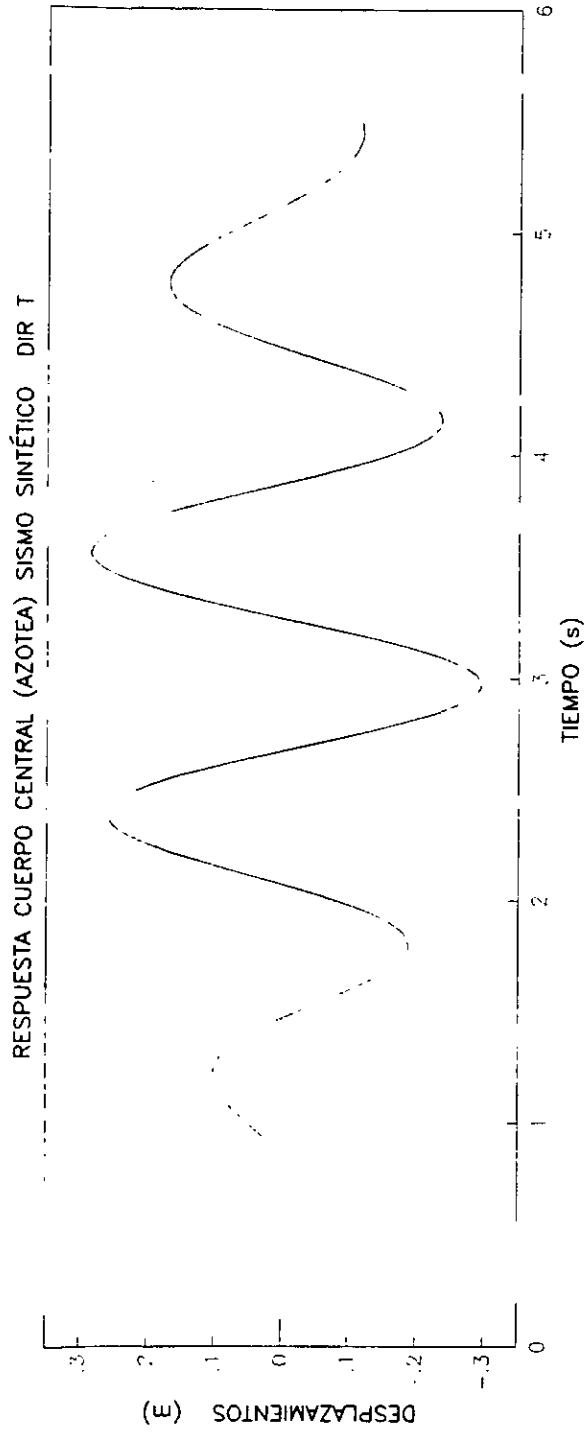
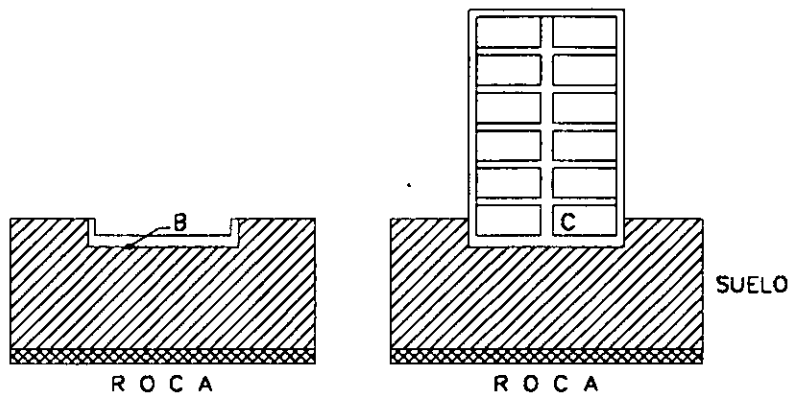
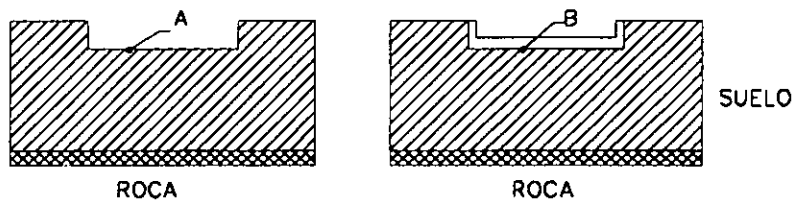


FIGURA 23. RESPUESTA DEL OSCILADOR AL ACELEROGRAMA SINTÉTICO



Modificación del movimiento por interacción inercial



Modificación del movimiento por interacción cinemática

FIGURA 24. MODIFICACIÓN DEL MOVIMIENTO POR INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

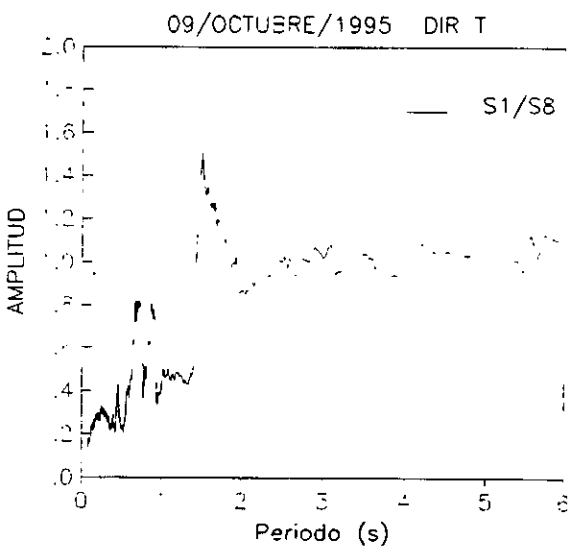
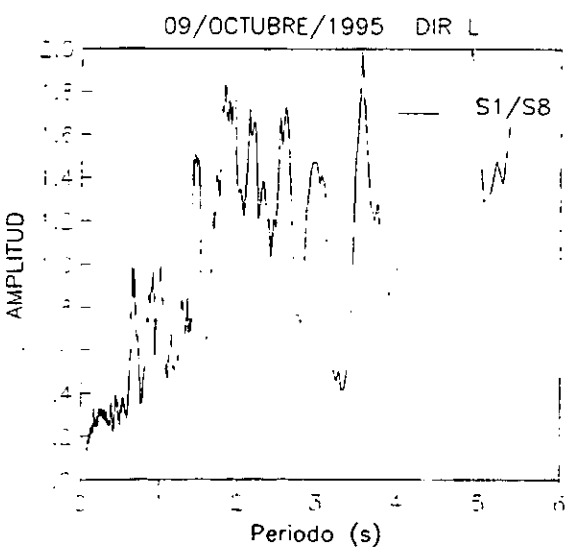
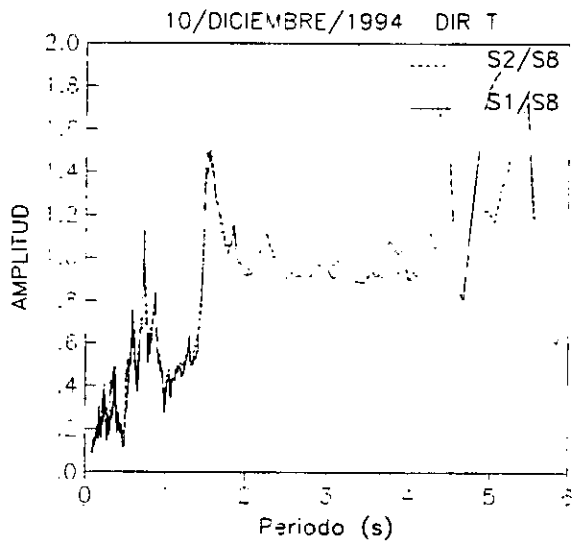
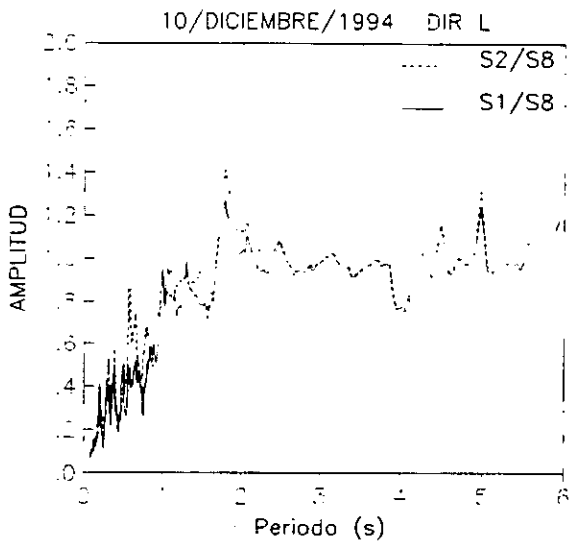
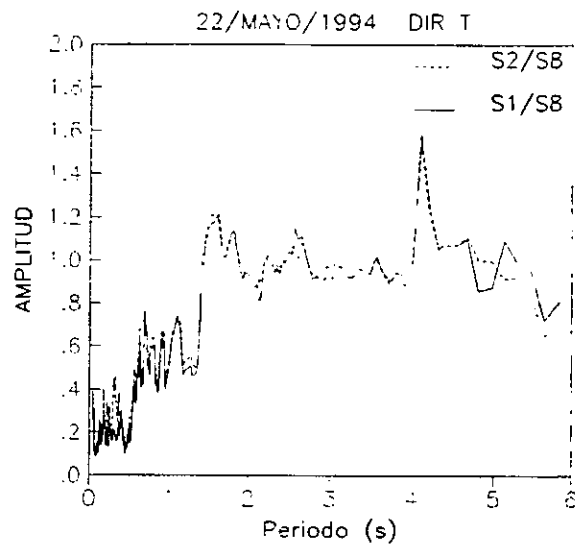
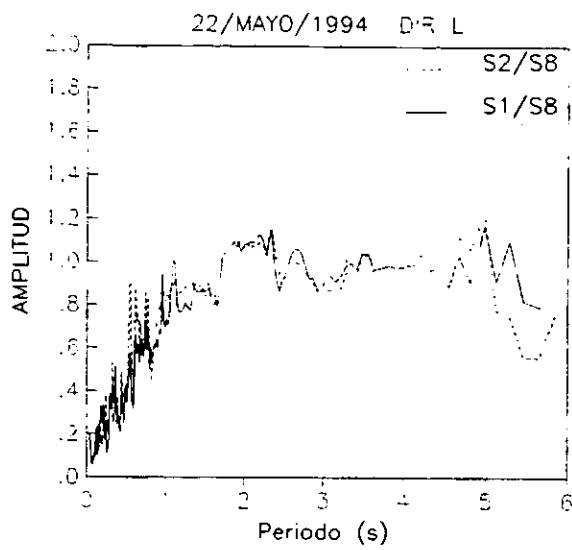


FIGURA 25. FUNCIONES DE TRASFERENCIA DE PISO O COCIENTES ESPECTRALES ENTRE SÓTANO Y CAMPO LIBRE

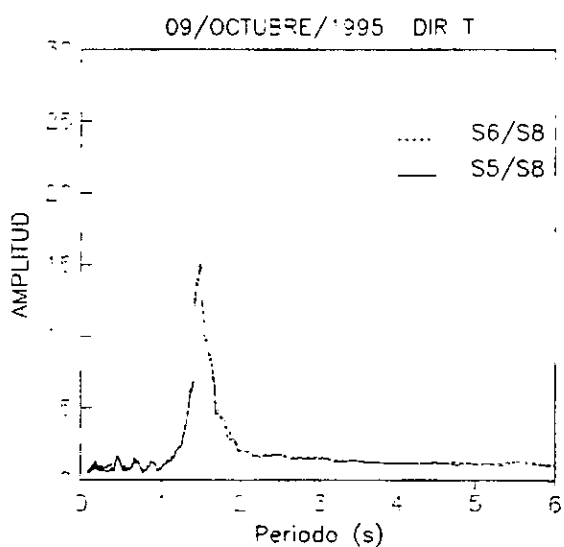
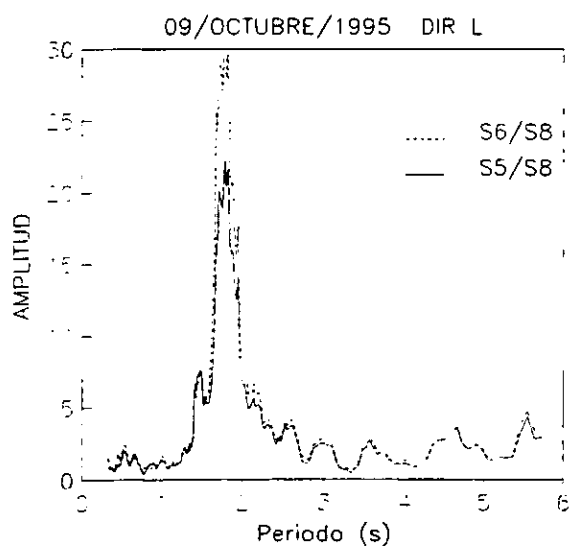
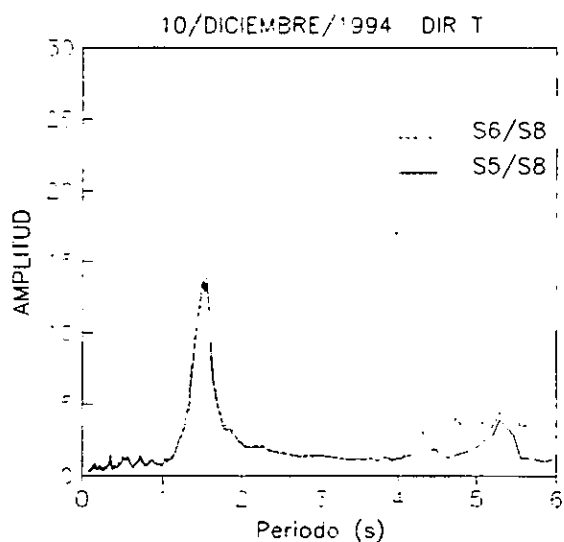
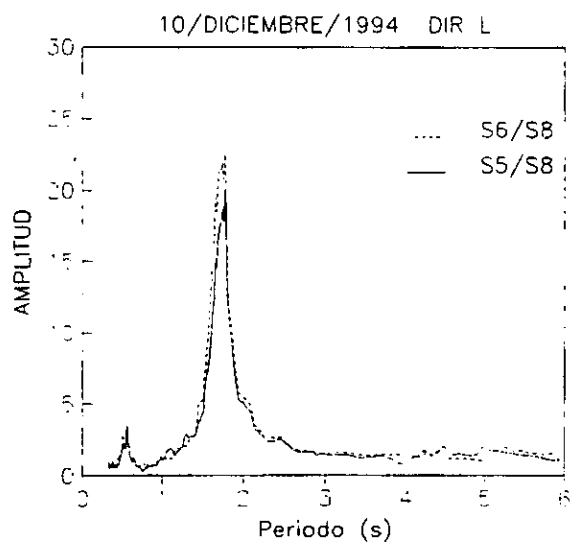
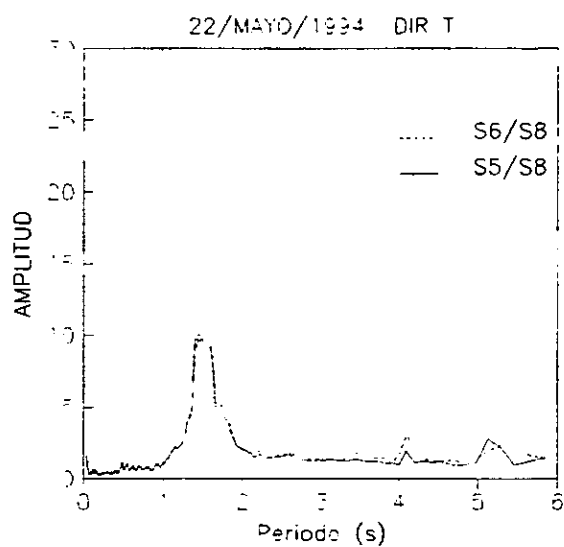
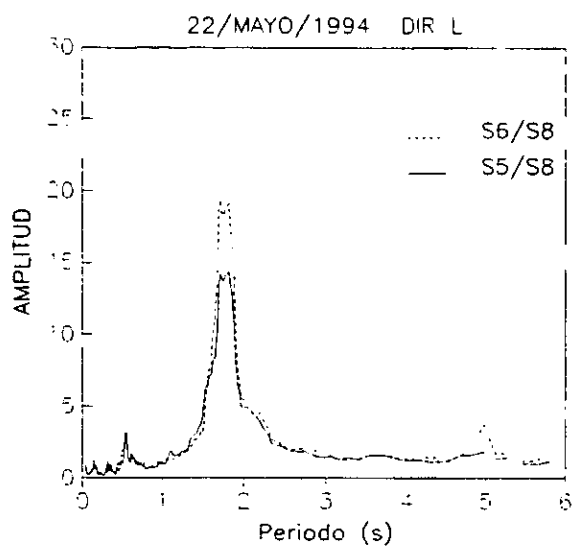


FIGURA 26. FUNCIONES DE TRASFERENCIA DE AZOTEAS RELATIVAS AL CAMPO LIBRE

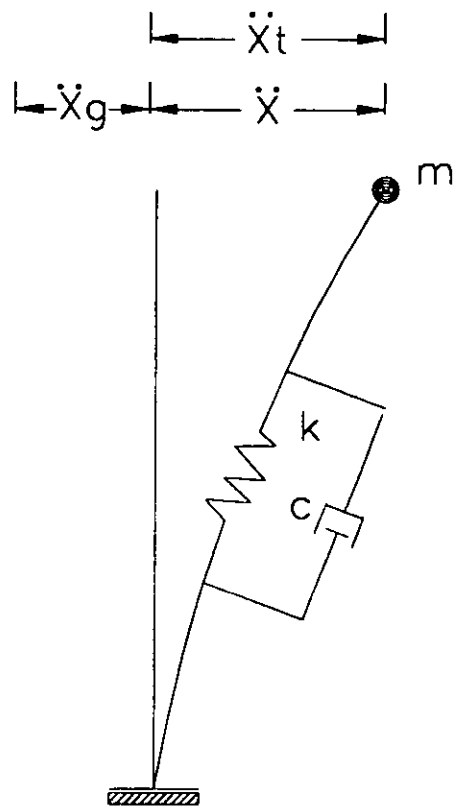


FIGURA 27. IDEALIZACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO

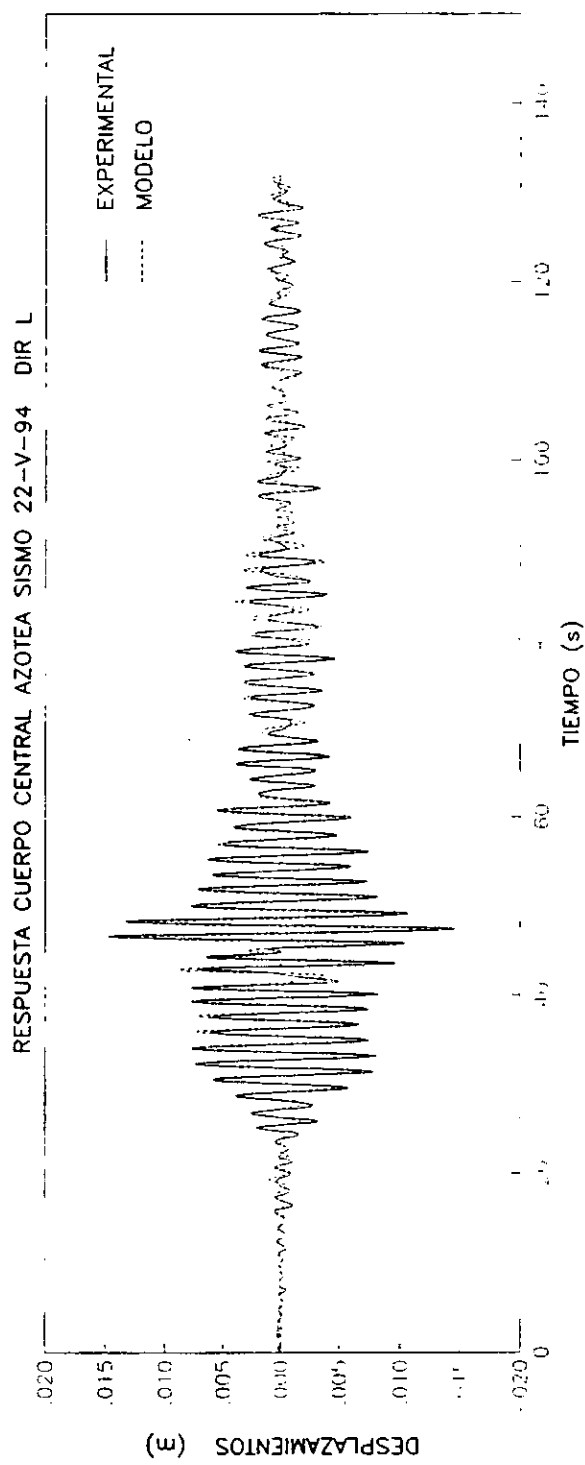
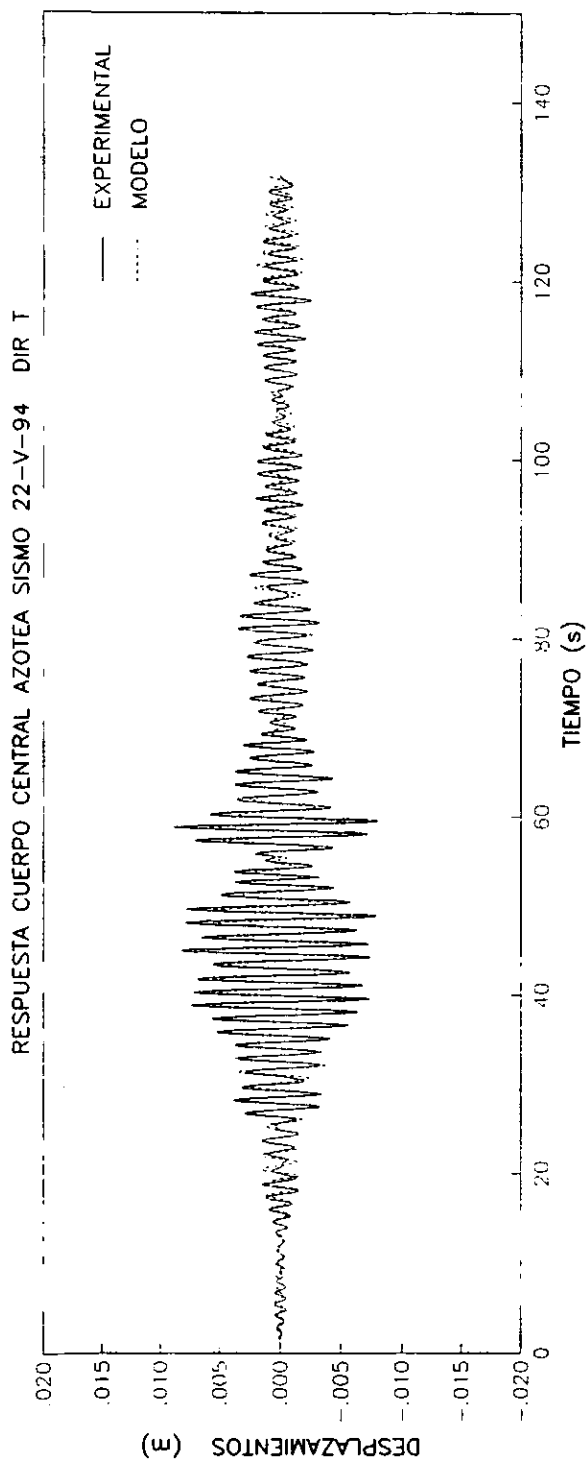
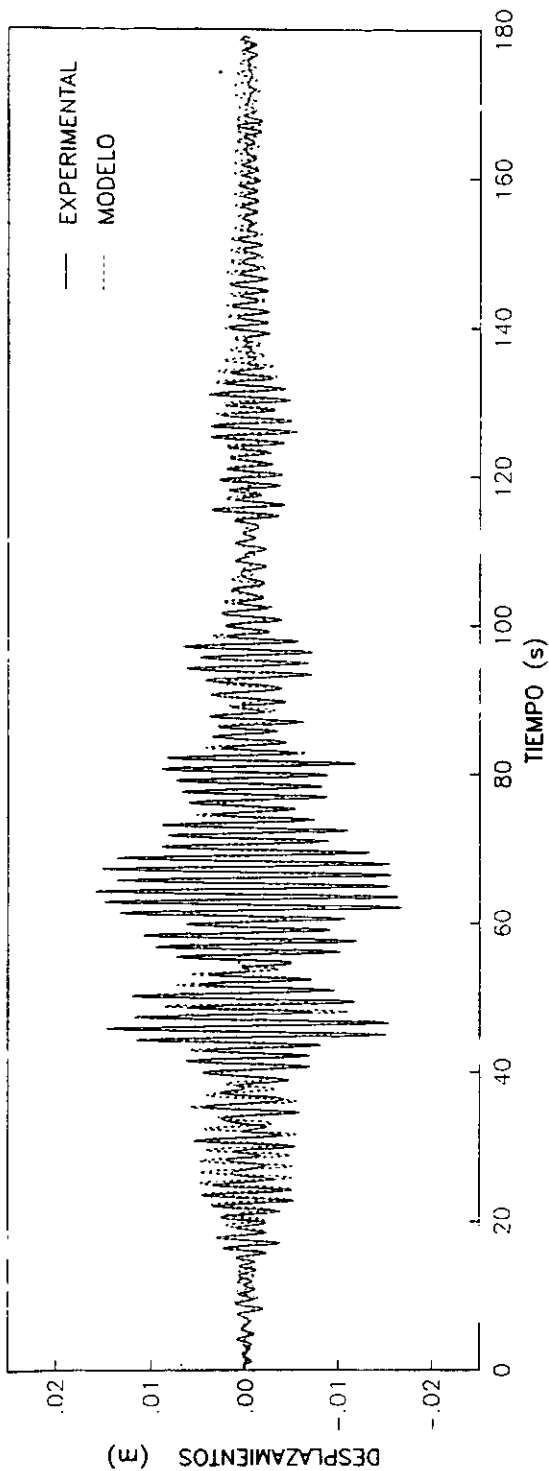


FIGURA 28. COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA EN AZOTEA PARA EL SISMO 22-V-94

RESPUESTA CUERPO CENTRAL AZOTEA SISMO 10-XII-94 DIR T



RESPUESTA CUERPO CENTRAL AZOTEA SISMO 10-XII-94 DIR L

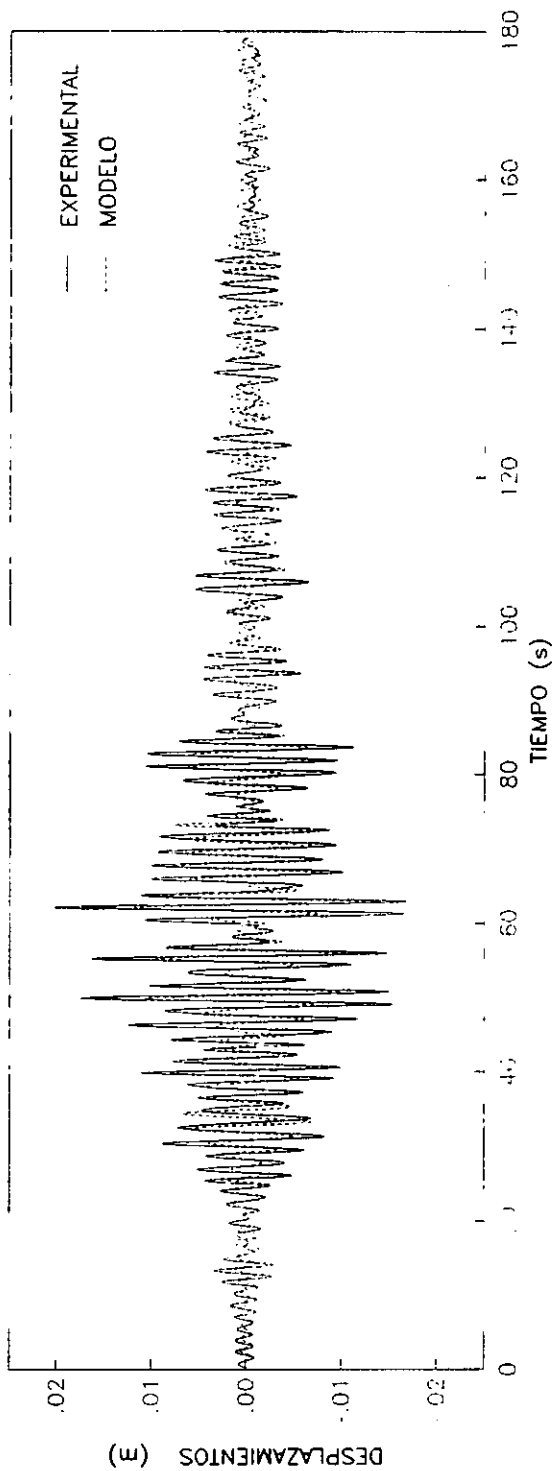
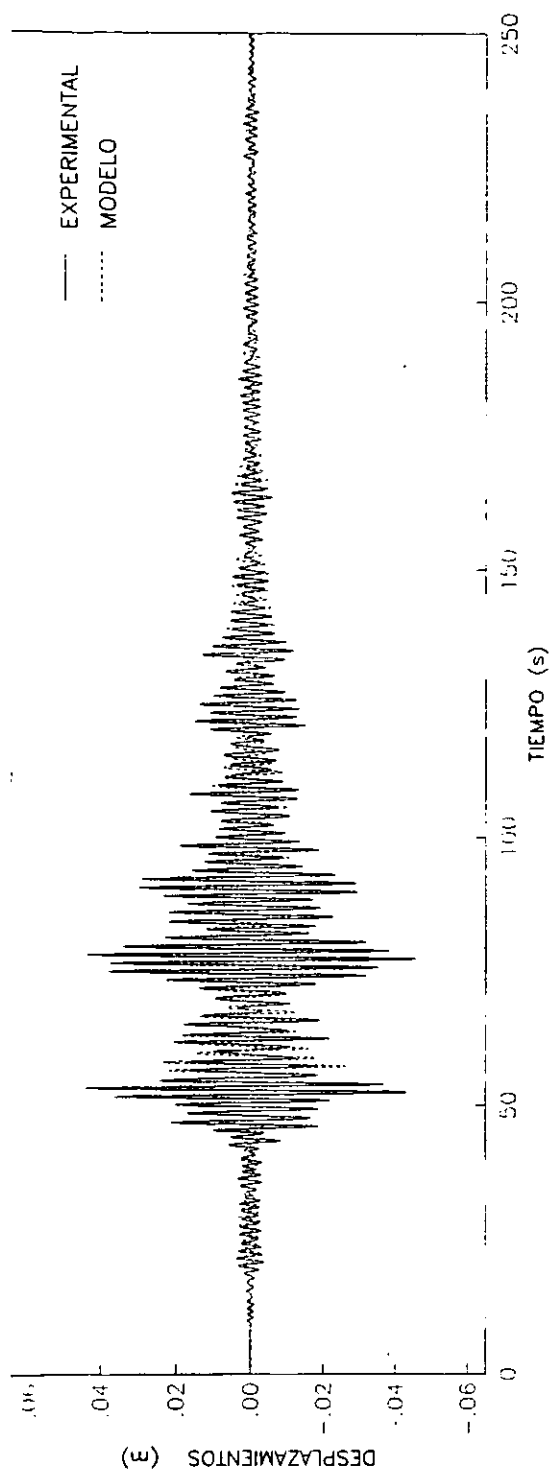


FIGURA 29. COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA EN AZOTEA PARA EL SISMO 10-XII-94

RESPUESTA CUERPO CENTRAL AZOTEA SISMO 14-IX-95 DIR T



RESPUESTA CUERPO CENTRAL AZOTEA SISMO 14-IX-95 DIR L

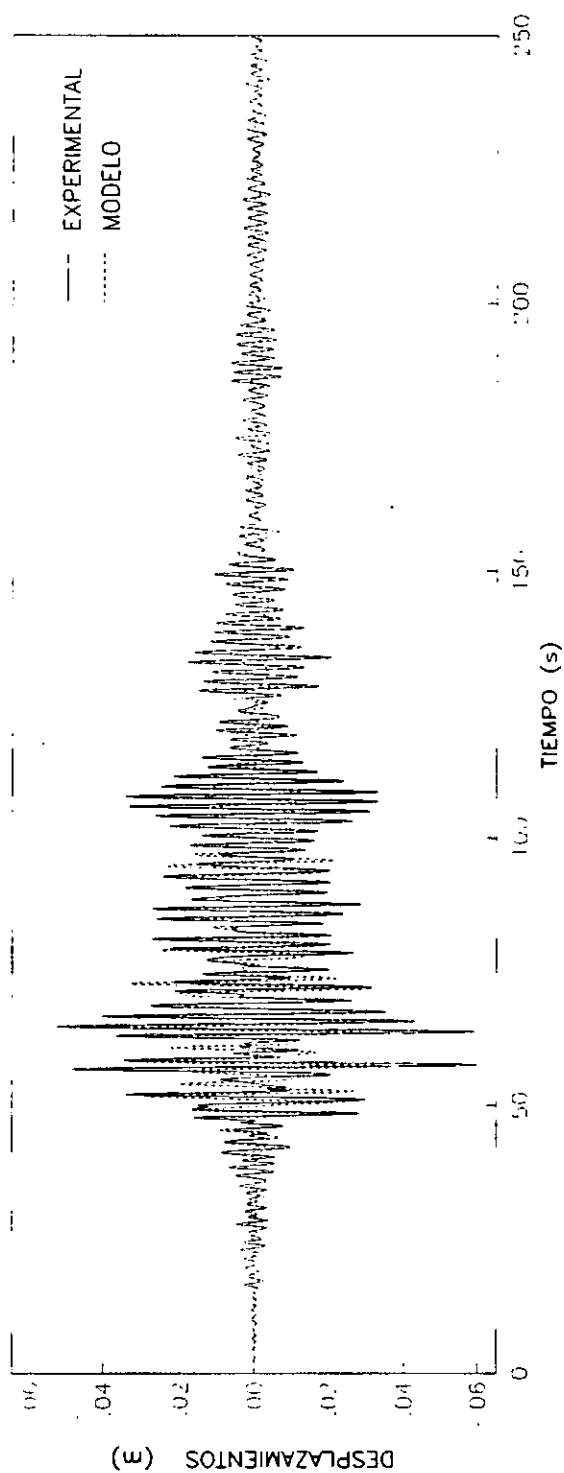


FIGURA 30. COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA EN AZOTEA PARA EL SISMO 14-IX-95

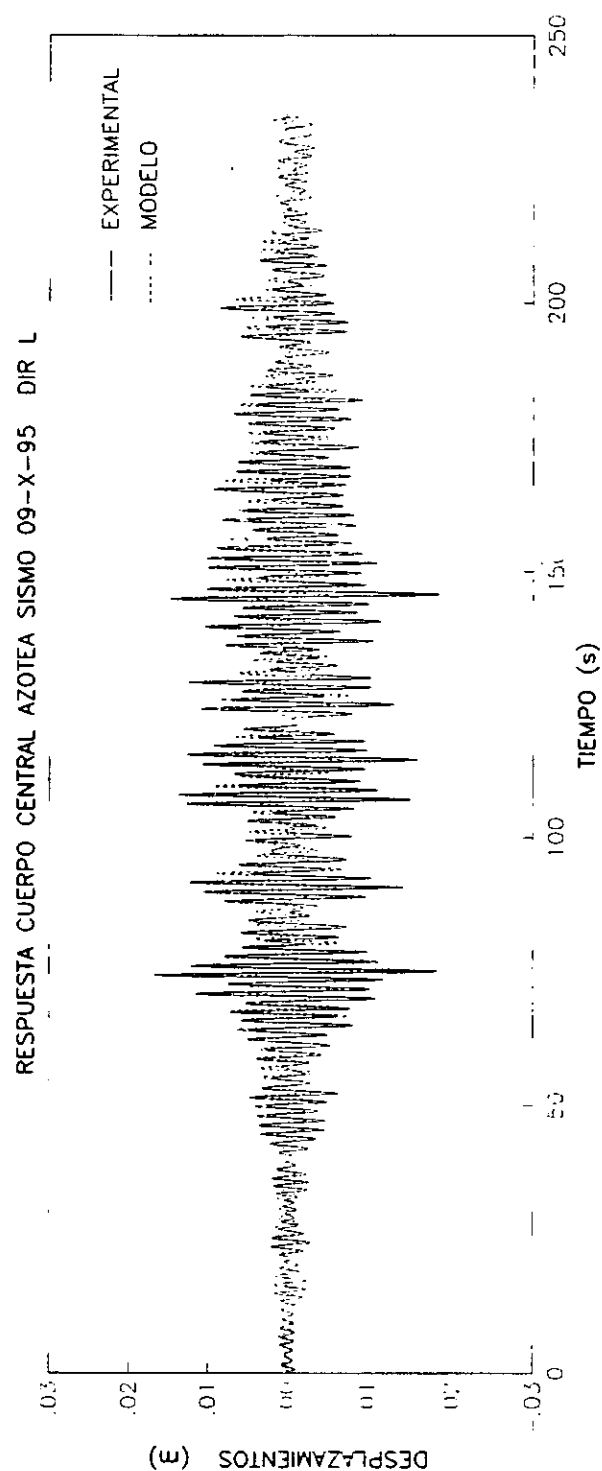
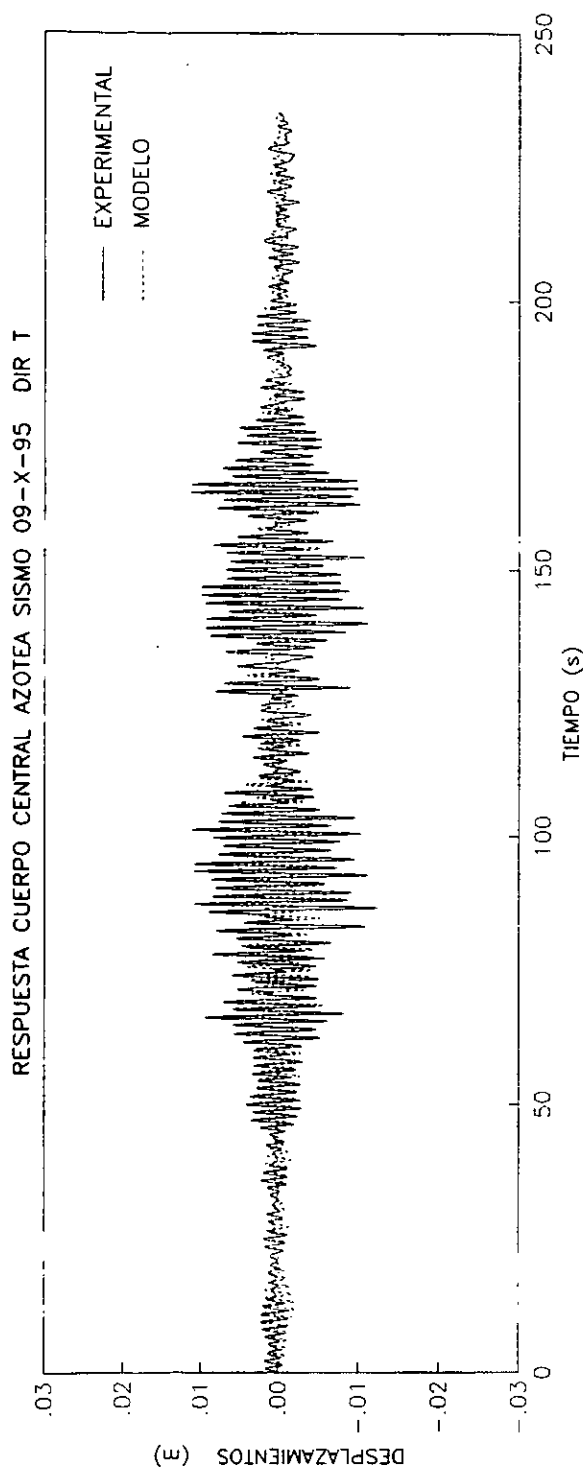


FIGURA 31. COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA EN AZOTEA PARA EL SISMO 9-X-95

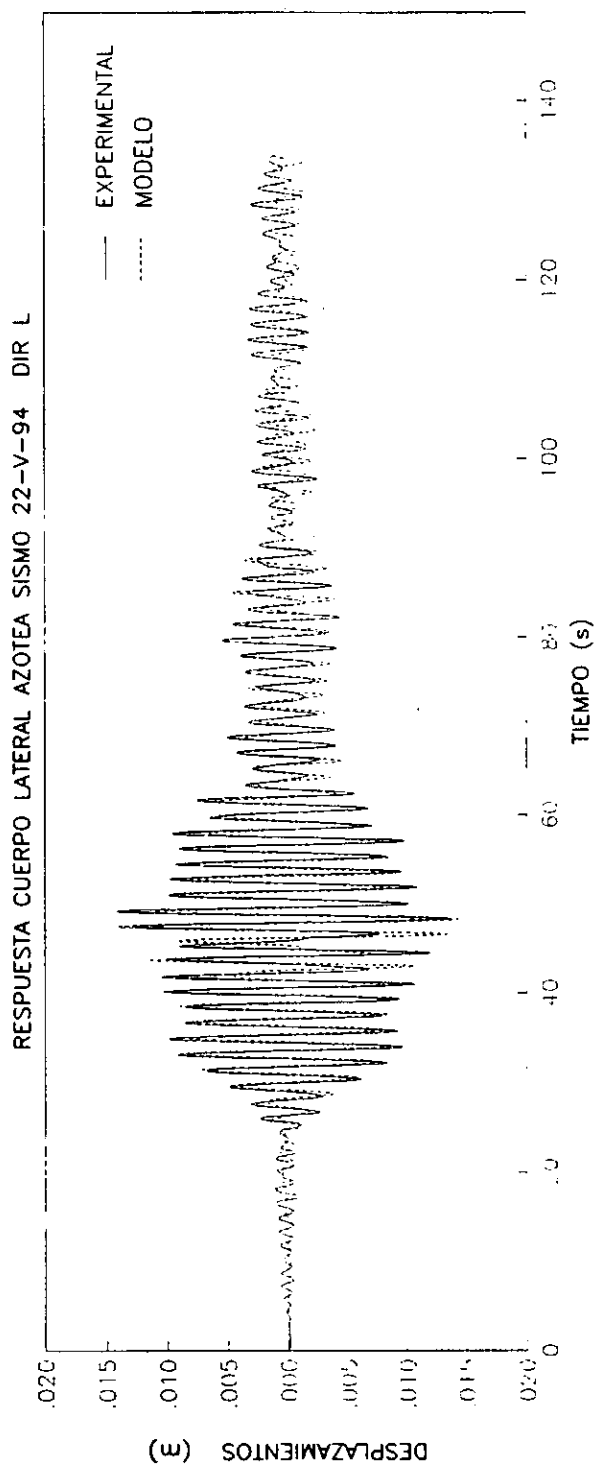
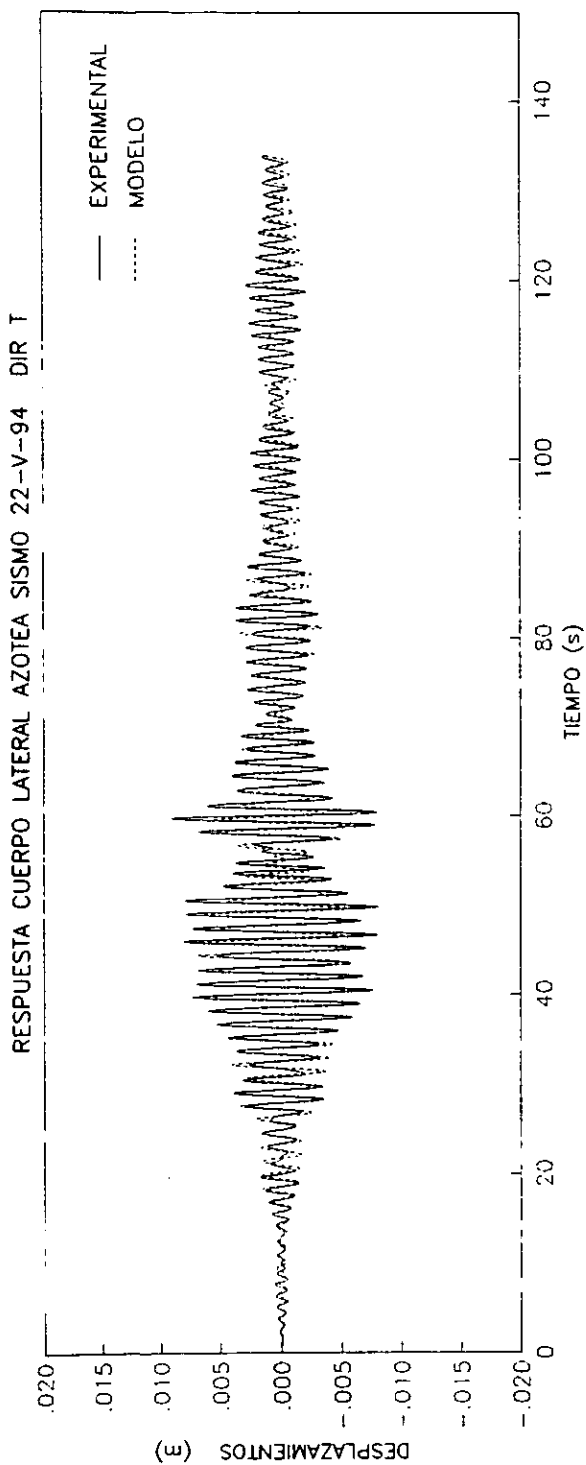
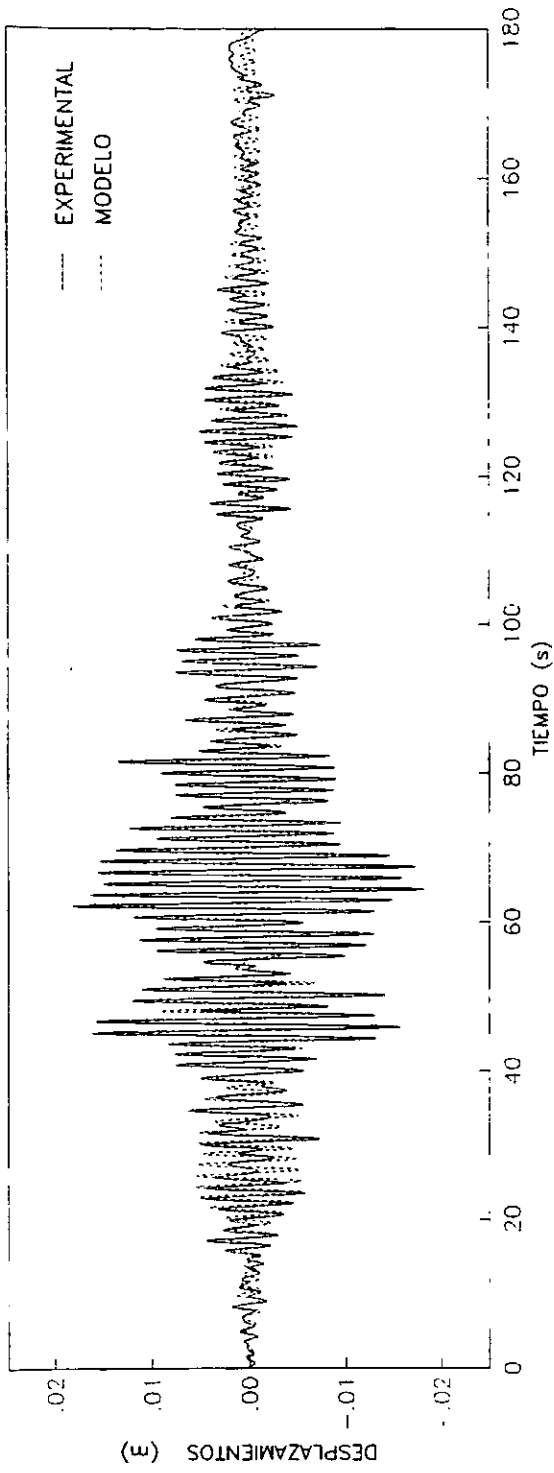


FIGURA 32. LA RESPUESTA EN AZOTEA CUERPO LATERAL PARA EL SISMO 22-V-94

RESPUESTA CUERPO LATERAL AZOTEA SISMO 10-XII-94 DIR T



RESPUESTA CUERPO LATERAL AZOTEA SISMO 10-XII-94 DIR L

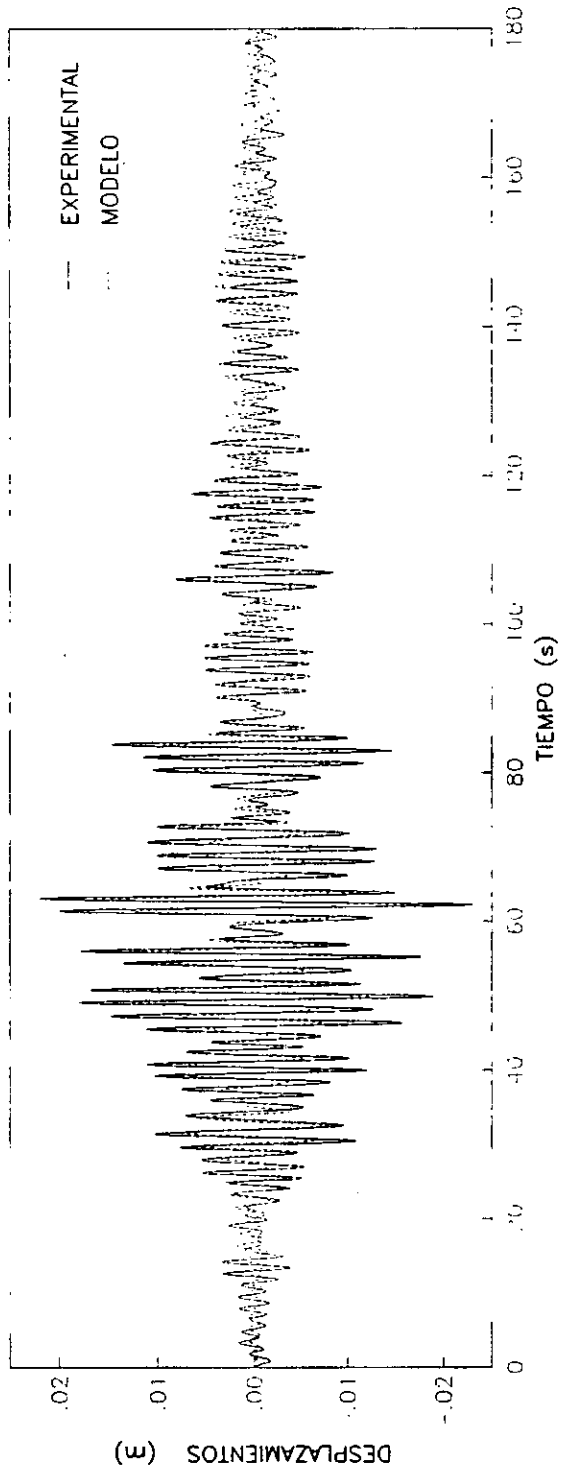
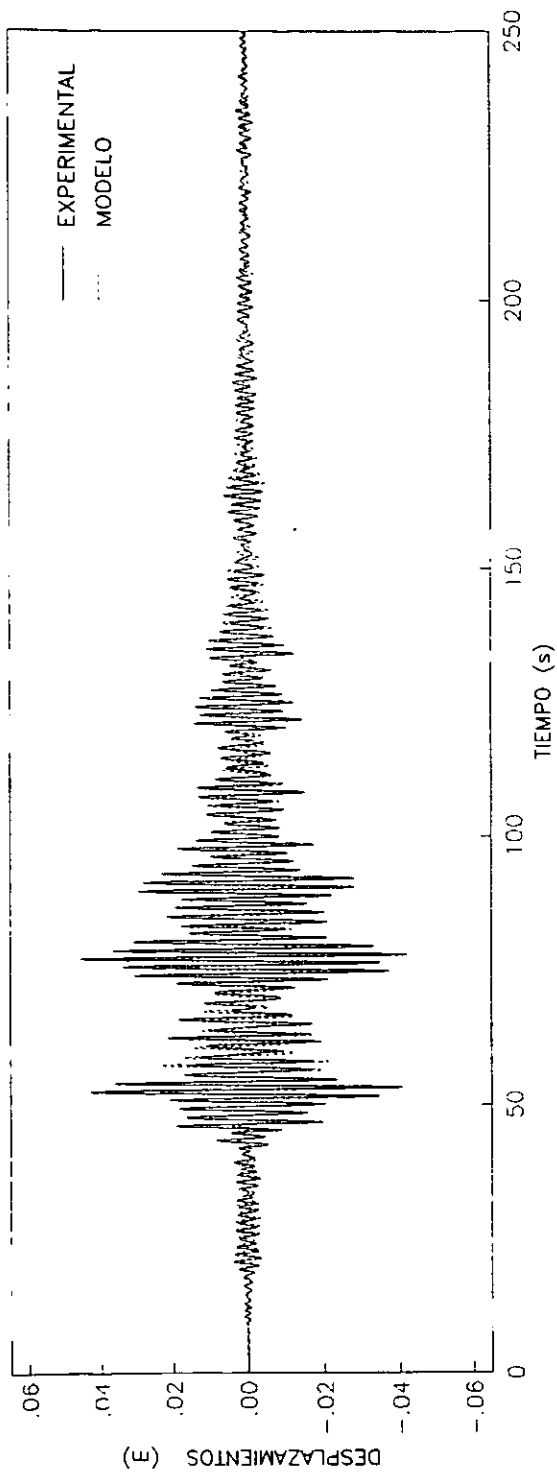


FIGURA 33. LA RESPUESTA EN AZOTEA CUERPO LATERAL PARA EL SISMO 10-XII-94

RESPUESTA CUERPO LATERAL AZOTEA SISMO 14-IX-95 DIR T



RESPUESTA CUERPO LATERAL AZOTEA SISMO 14-IX-95 DIR L

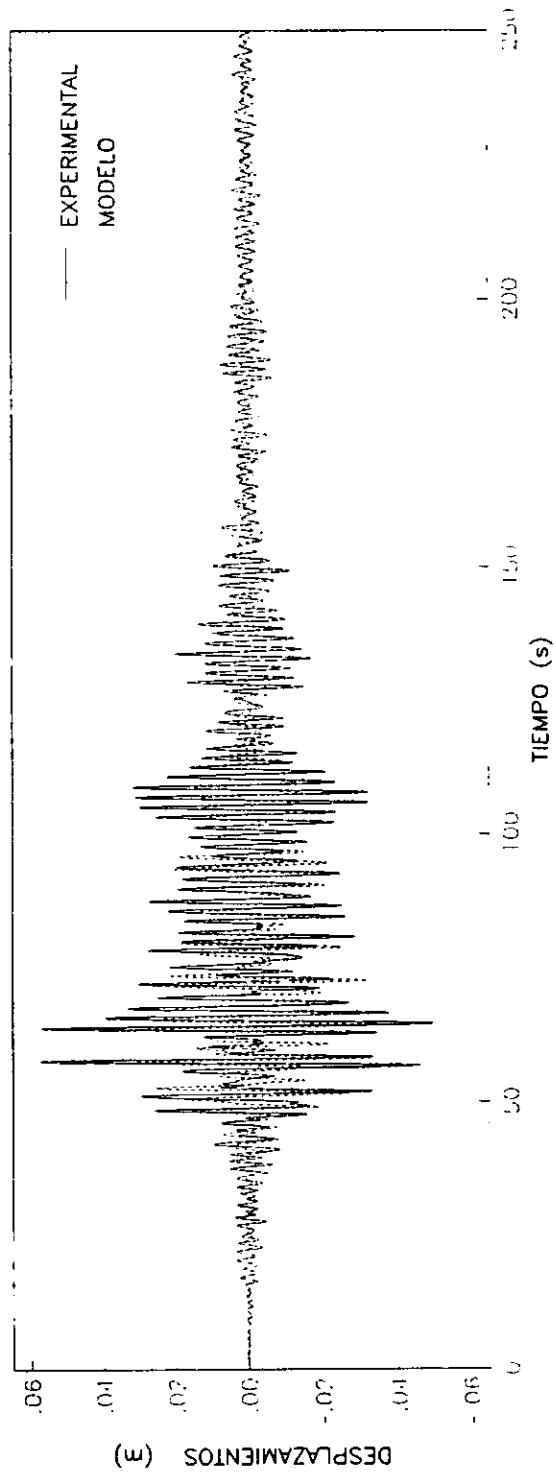
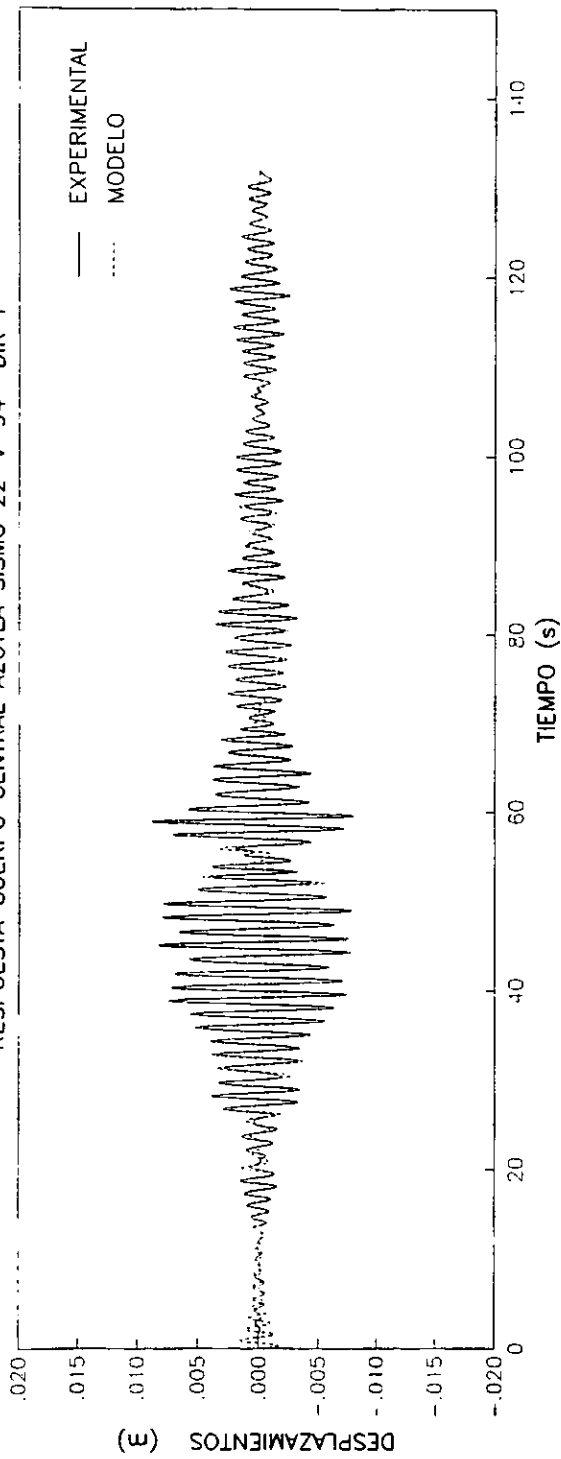


FIGURA 34. LA RESPUESTA EN AZOTEA CUERPO LATERAL PARA EL SISMO 14-IX-95

RESPUESTA CUERPO CENTRAL AZOTEA SISMO 22-V-94 DIR T



RESPUESTA CUERPO CENTRAL AZOTEA SISMO 22-V-94 DIR L

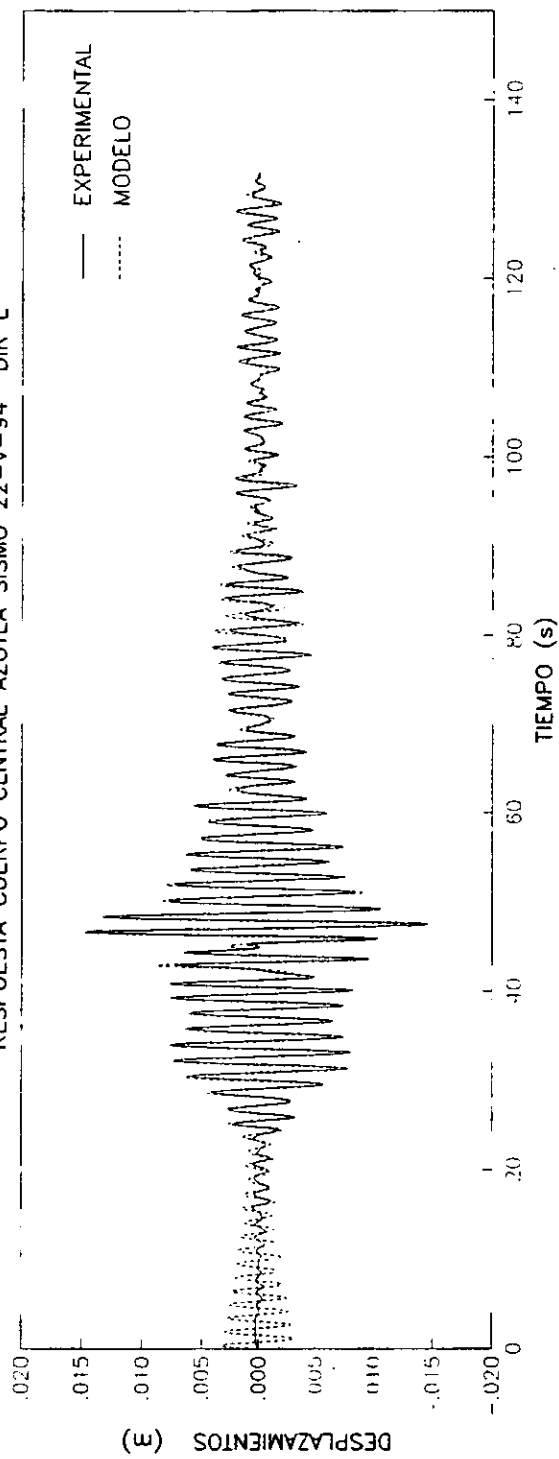
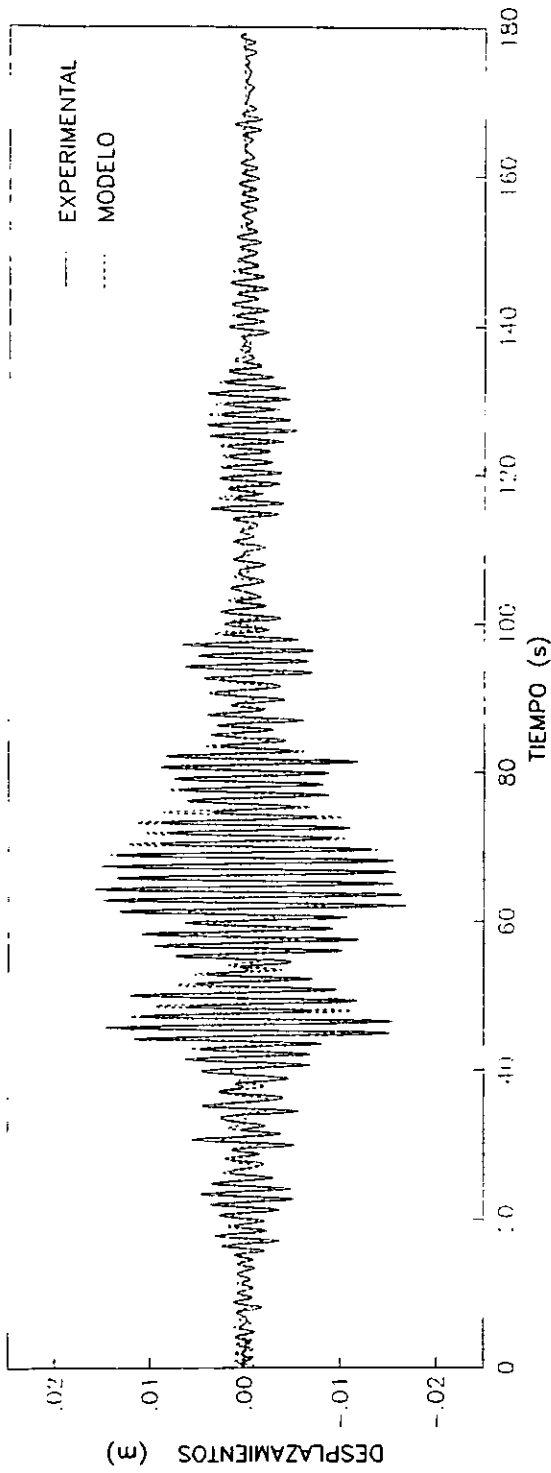


FIGURA 35. RESPUESTA EN UNA VENTANA CUERPO CENTRAL PARA EL SISMO 22-V-94

RESPUESTA CUERPO CENTRAL AZOTEA SISMO 10-XII-94 DIR T



RESPUESTA CUERPO CENTRAL AZOTEA SISMO 10-XII-94 DIR L

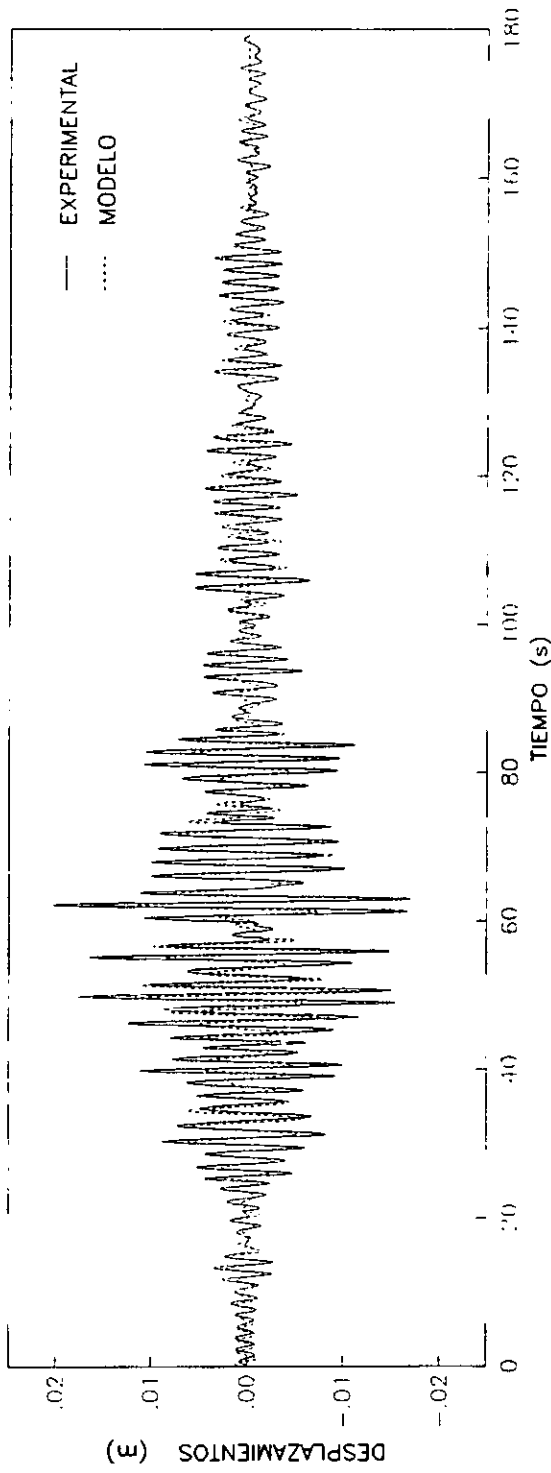


FIGURA 36. RESPUESTA EN UNA VENTANA CUERPO CENTRAL PARA EL SISMO 10-XII-94

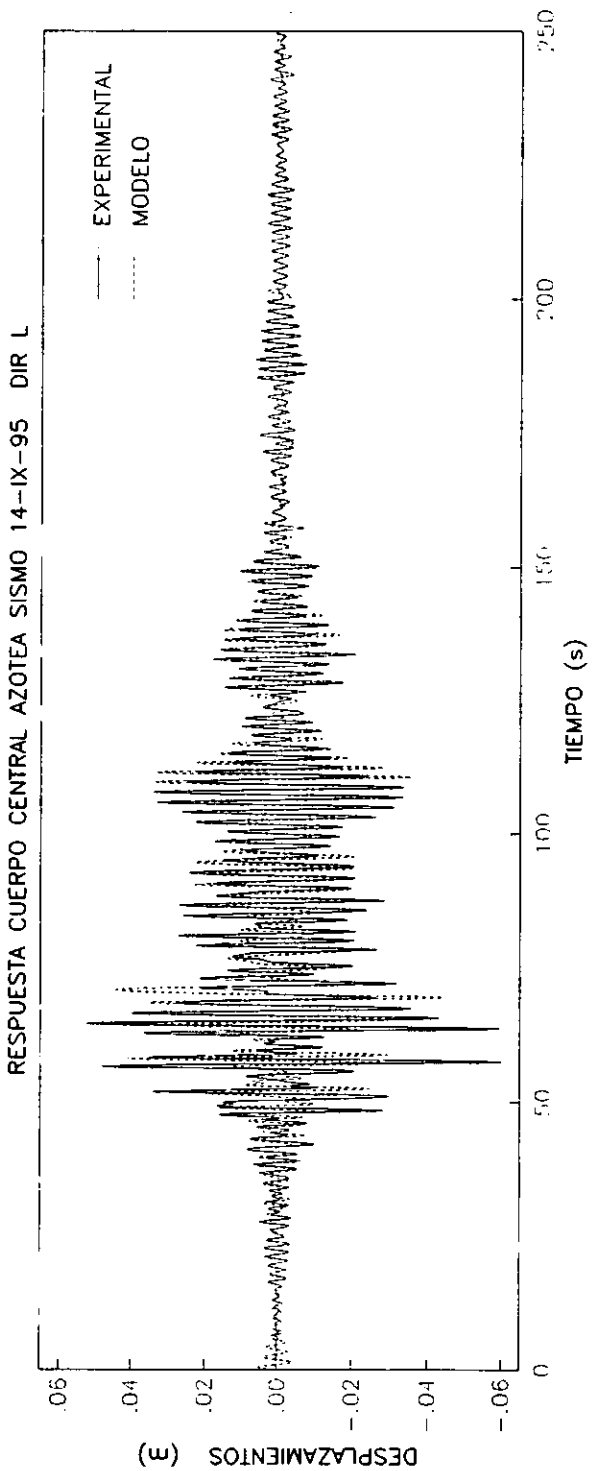
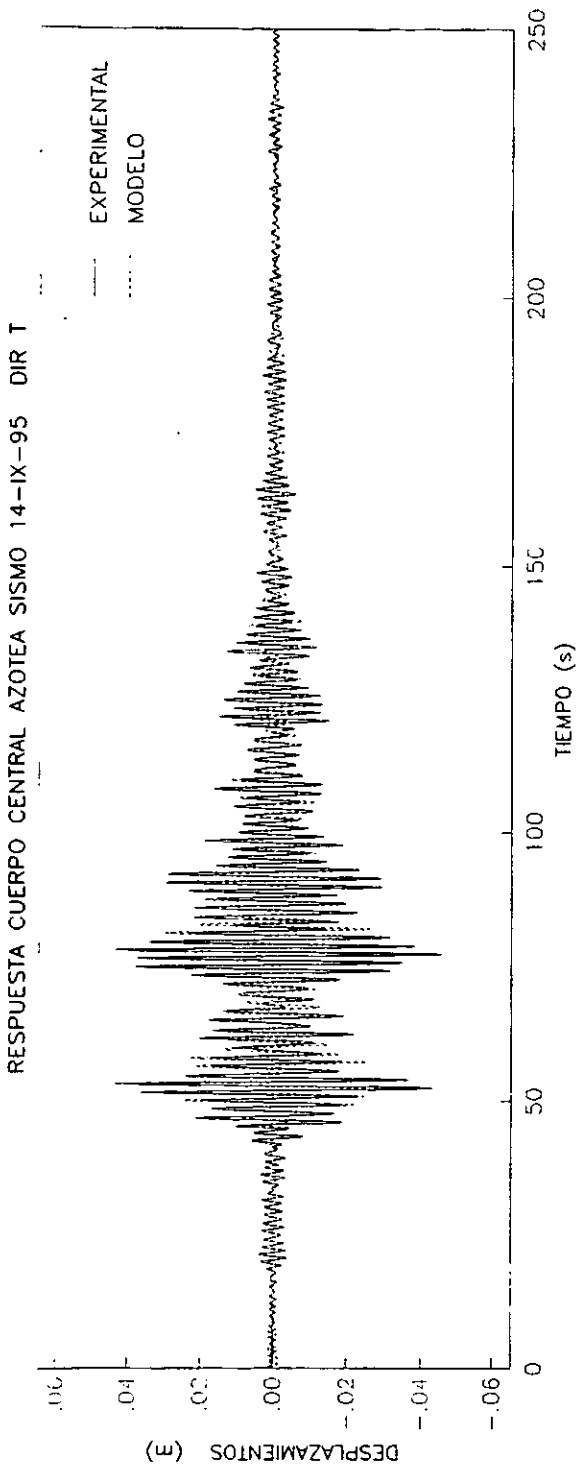


FIGURA 37. RESPUESTA PARA UNA VENTANA CUERPO CENTRAL PARA EL SISMO 14-IX-95

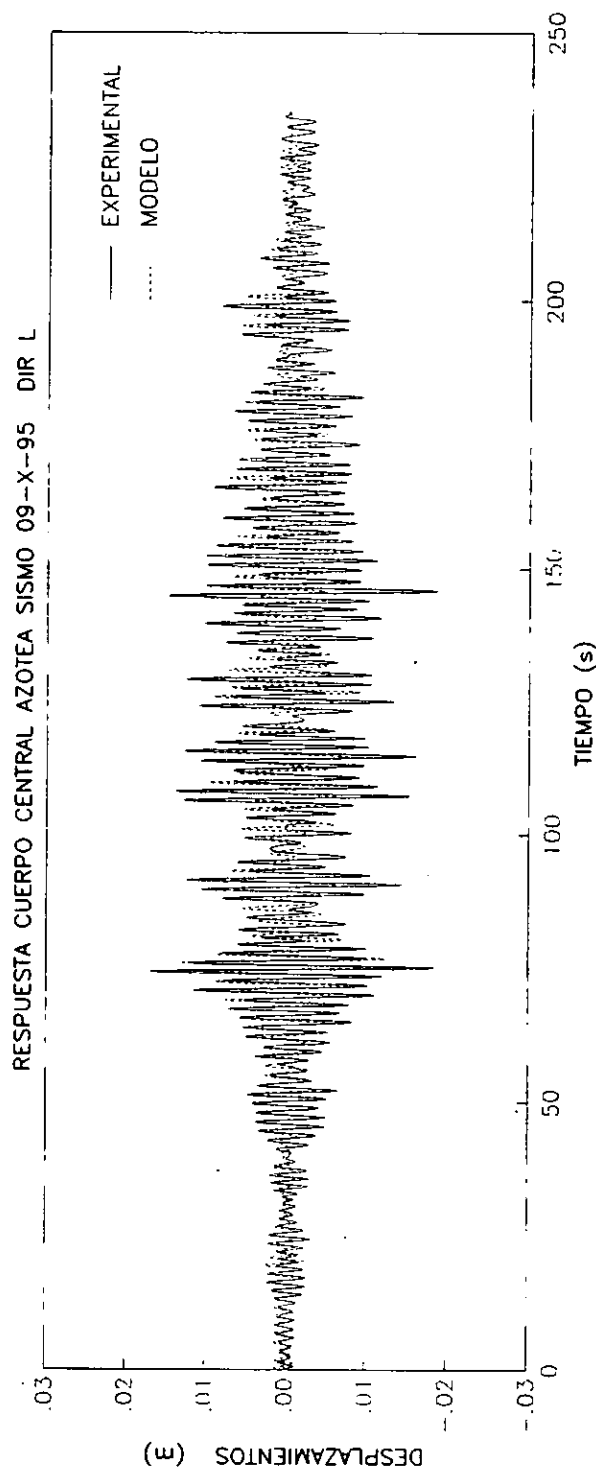
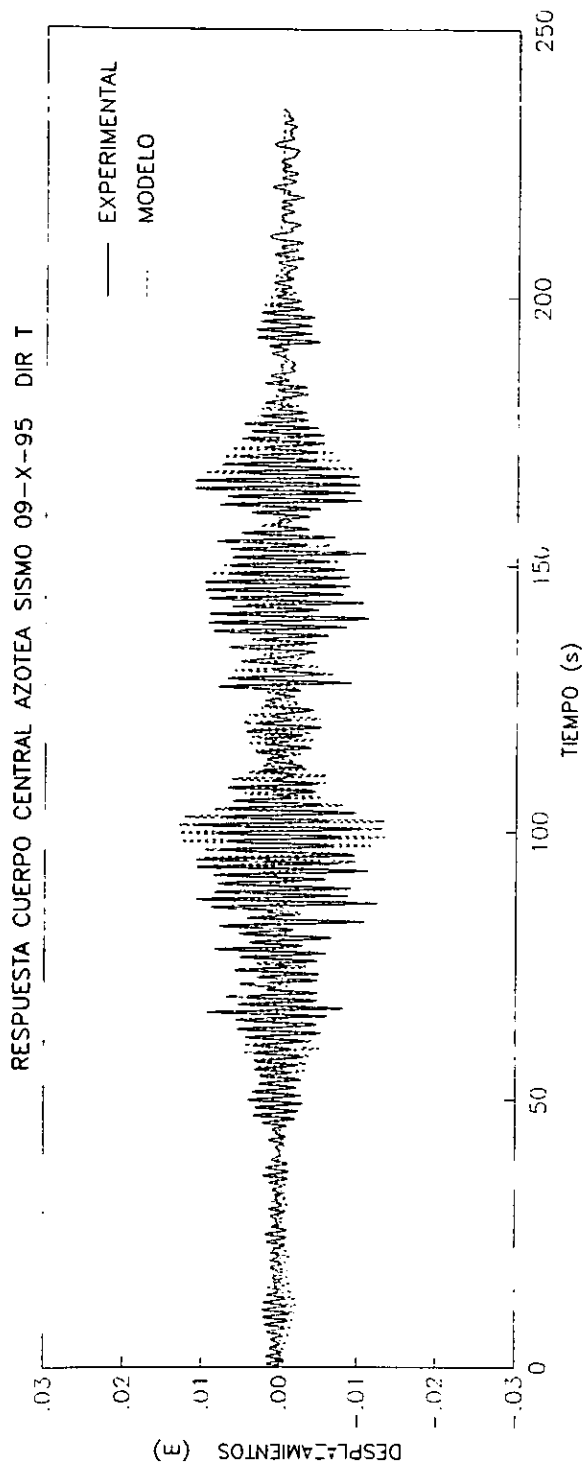
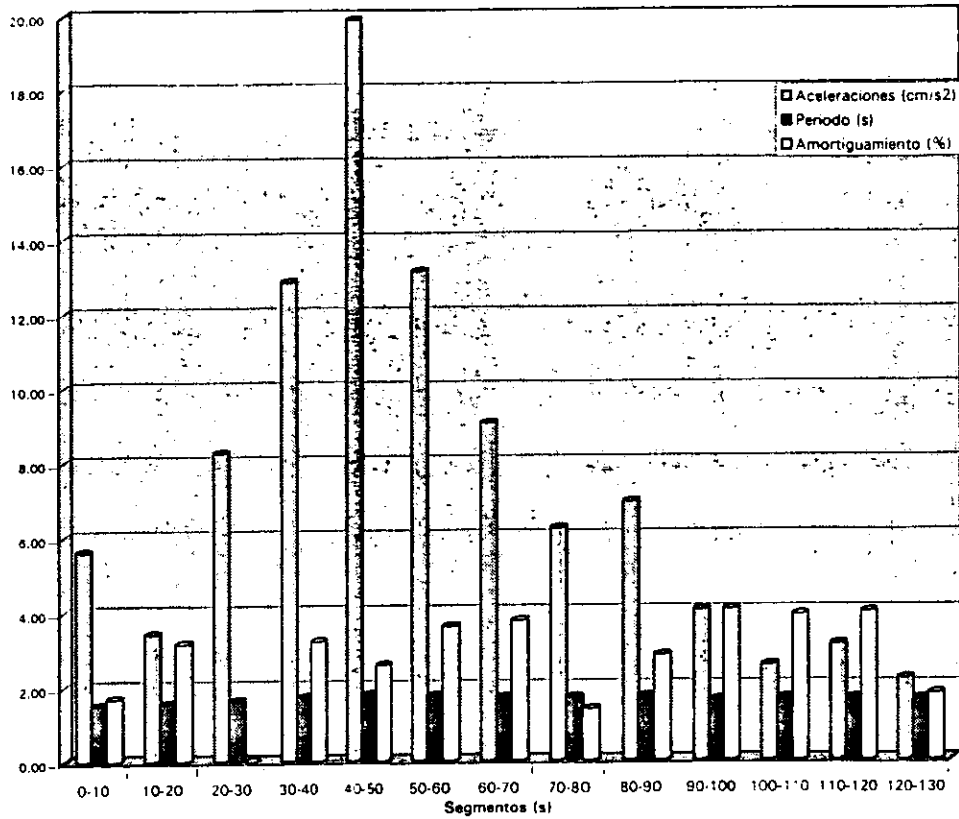


FIGURA 38. RESPUESTA PARA UNA VENTANA CUERPO CENTRAL PARA EL SISMO 9-X-95

SISMO DEL 22/V/1994 Dirección L



SISMO del 22/V/1994 Dirección T

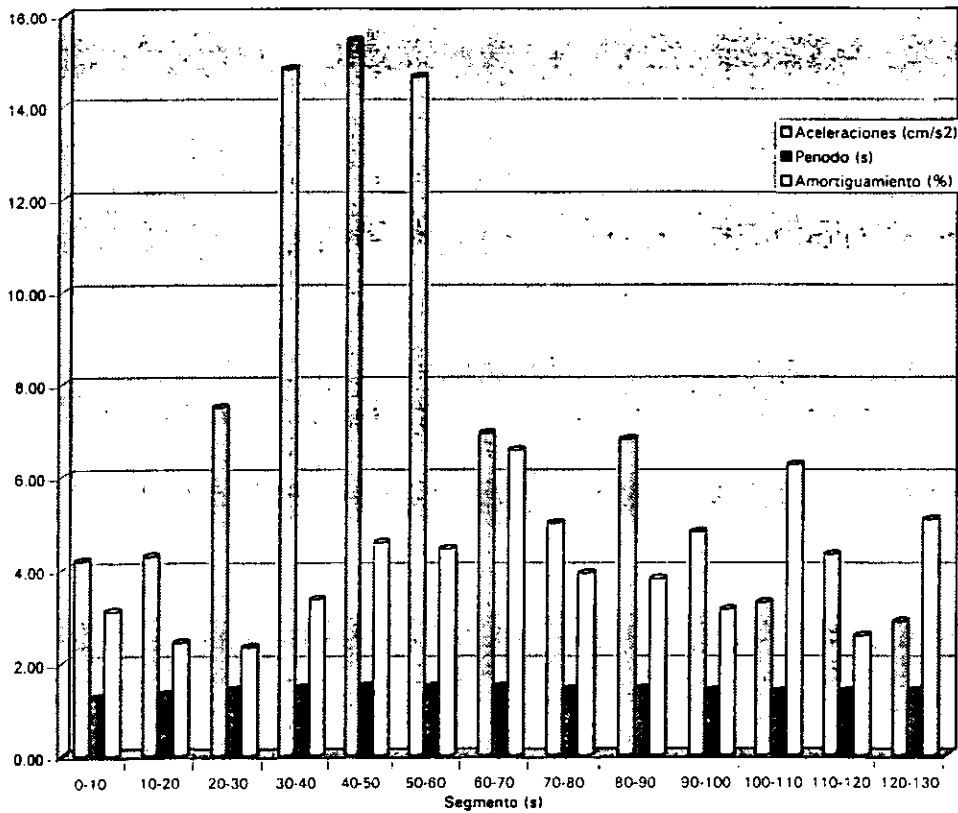
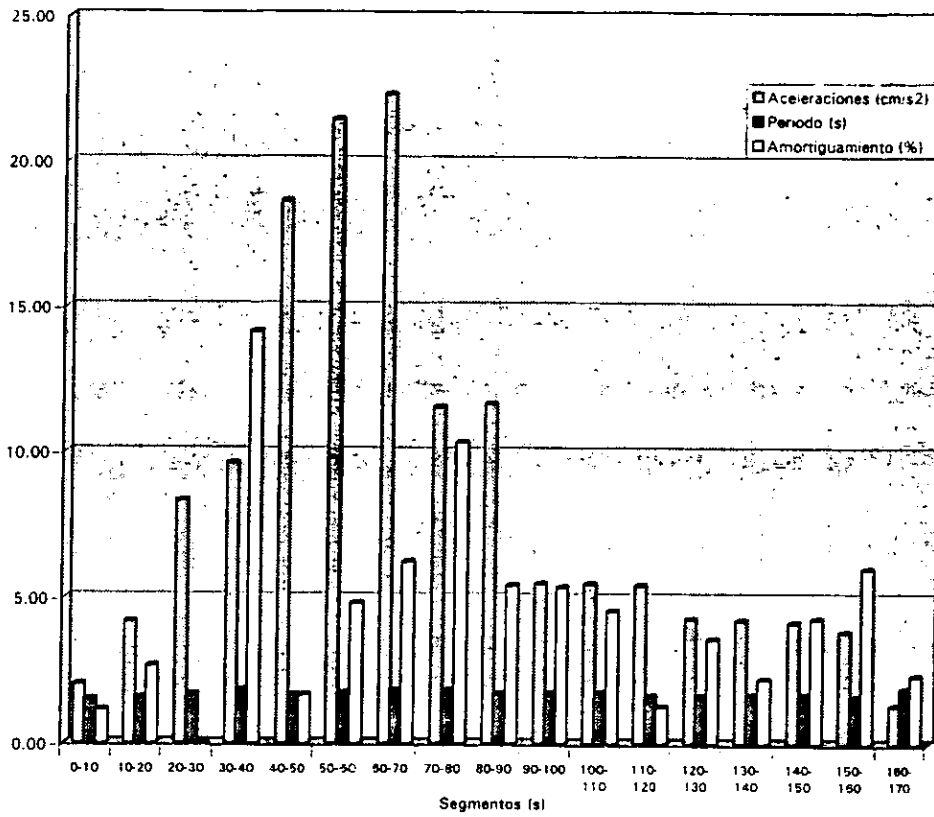


FIGURA 39. VARIACIONES DEL PERIODO, AMORTIGUAMIENTO Y ACELERACIONES MÁXIMAS POR SEGMENTO. SISMO 22-V-94

SISMO DEL 10/XII/1994 Dirección L



SISMO DEL 10/XII/1994 Dirección T

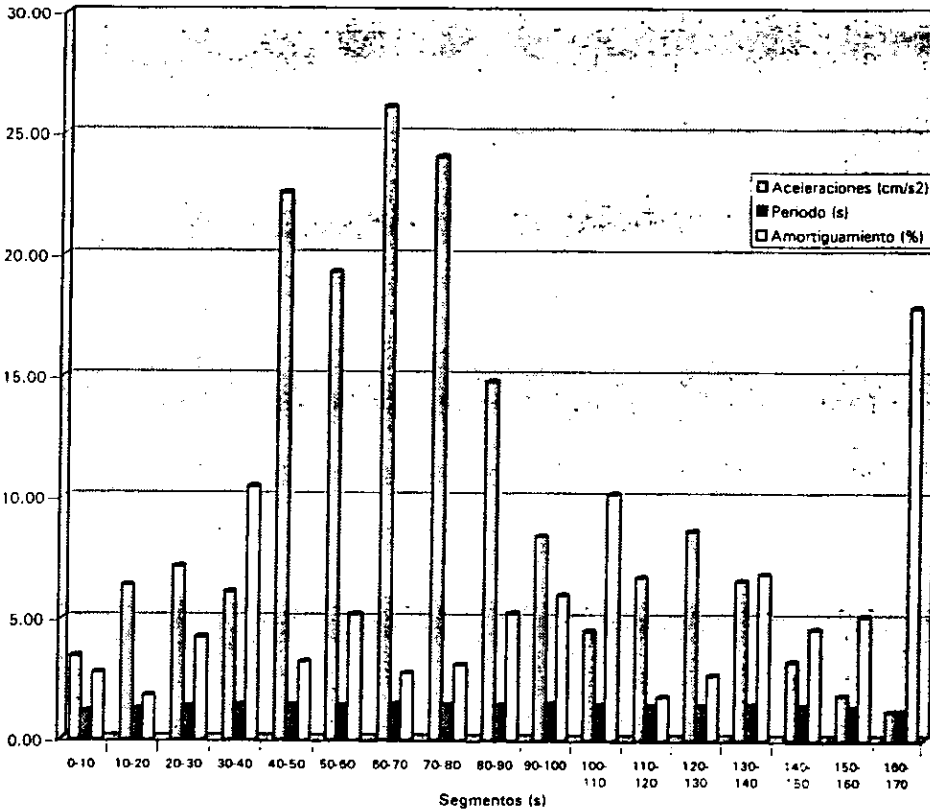
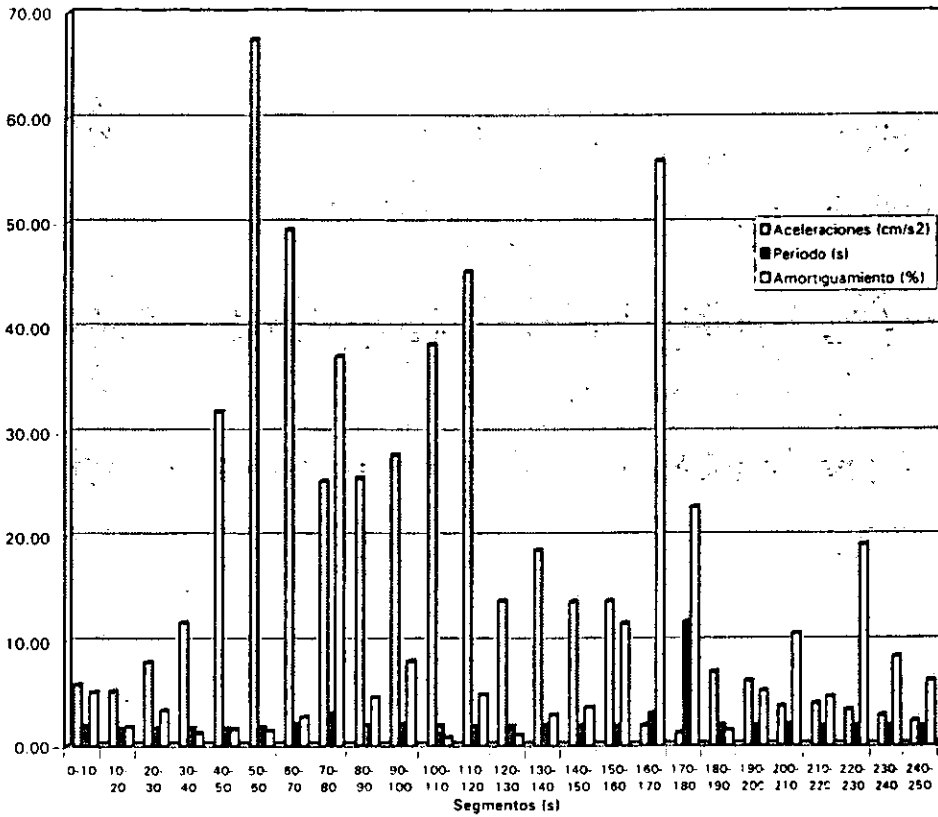


FIGURA 40. VARIACIONES DEL PERIODO, AMORTIGUAMIENTO Y ACCELERACIONES MÁXIMAS POR SEGMENTO. SISMO 10-XII-94

SISMO DEL 14/IX/1995 Dirección L



SISMO DEL 14/IX/1995 Dirección T

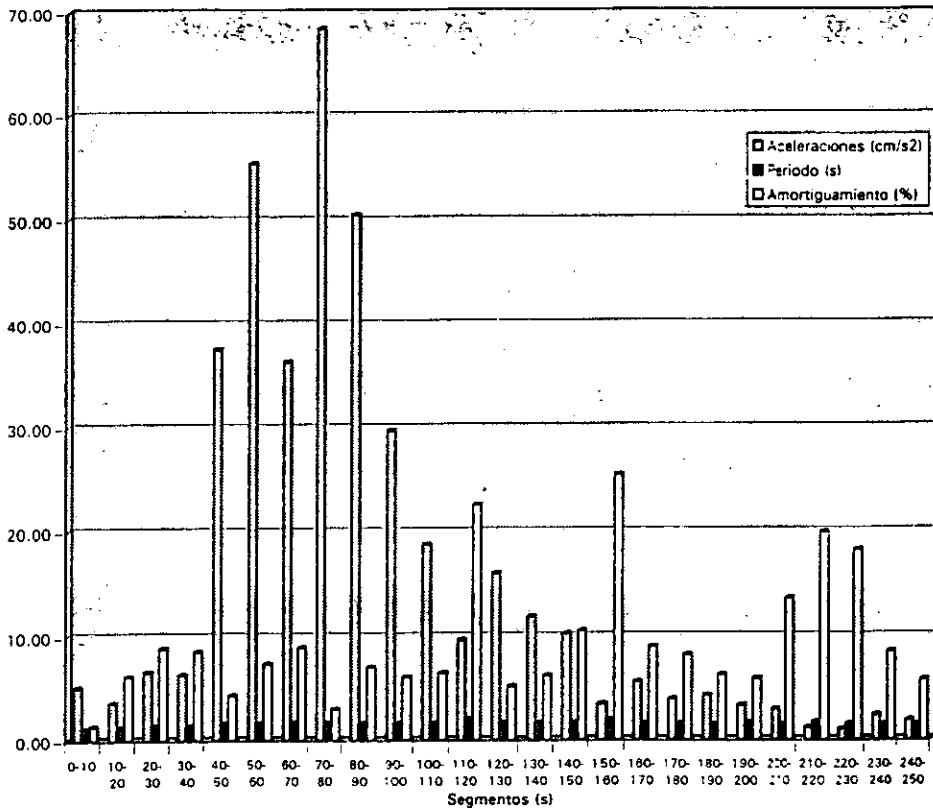
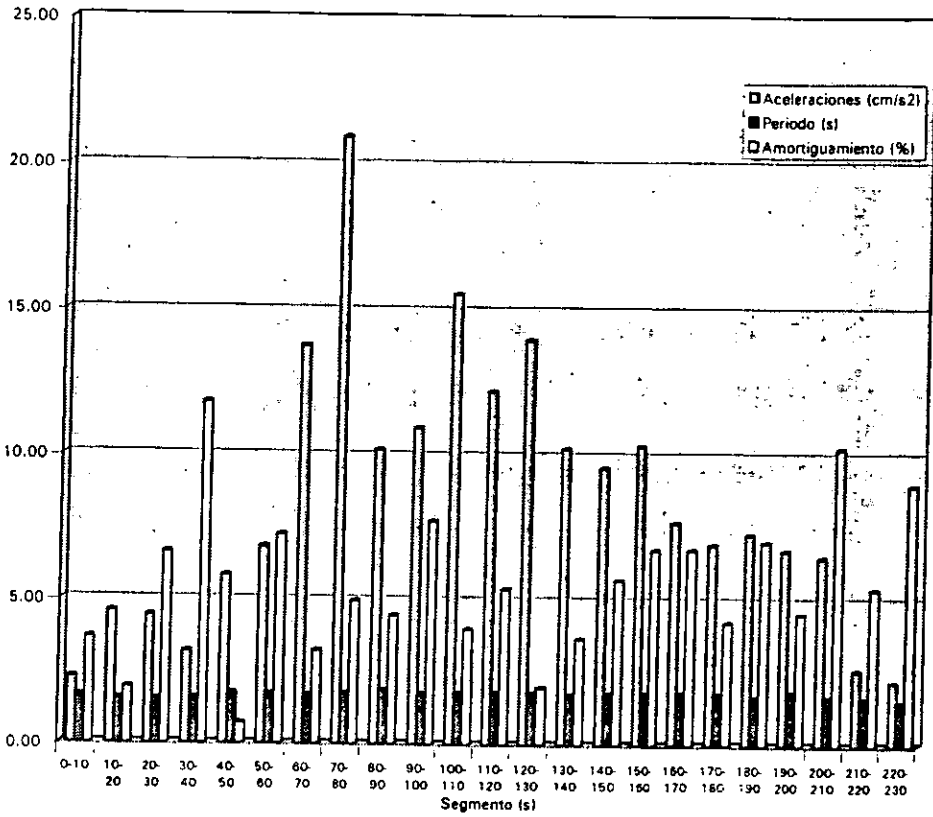


FIGURA 41. VARIACIONES DEL PERIODO, AMORTIGUAMIENTO Y ACCELERACIONES MÁXIMAS POR SEGMENTO. SISMO 14-IX-95

SISMO DEL 09/X/1995 Dirección L



SISMO DEL 09/X/1995 Dirección T

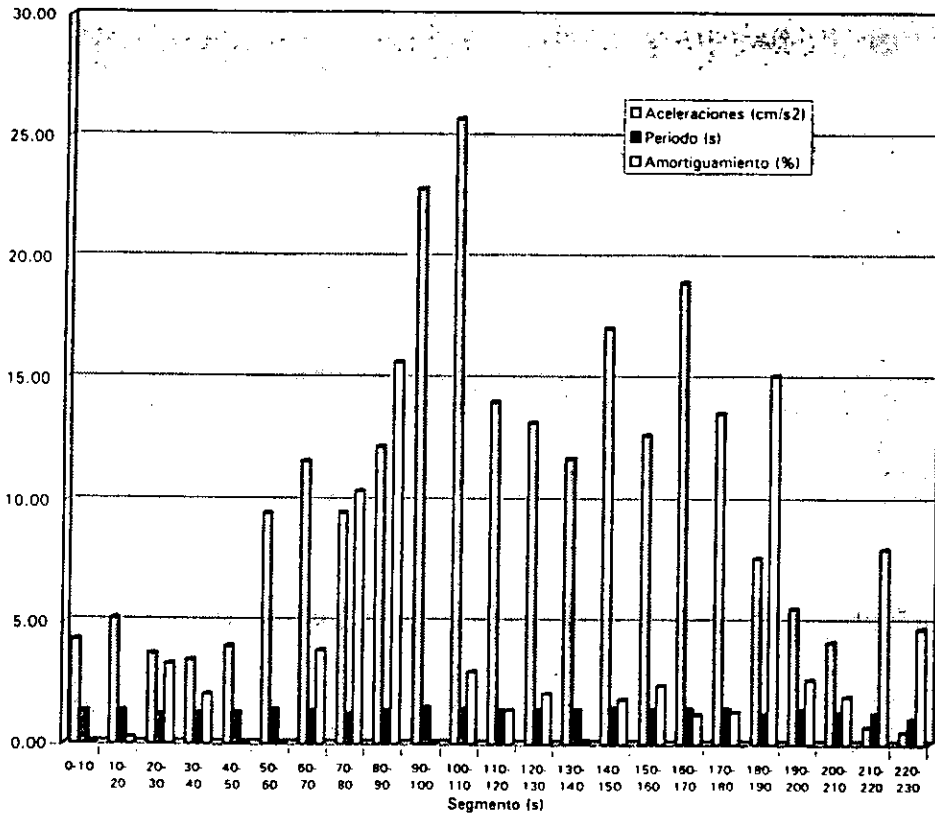
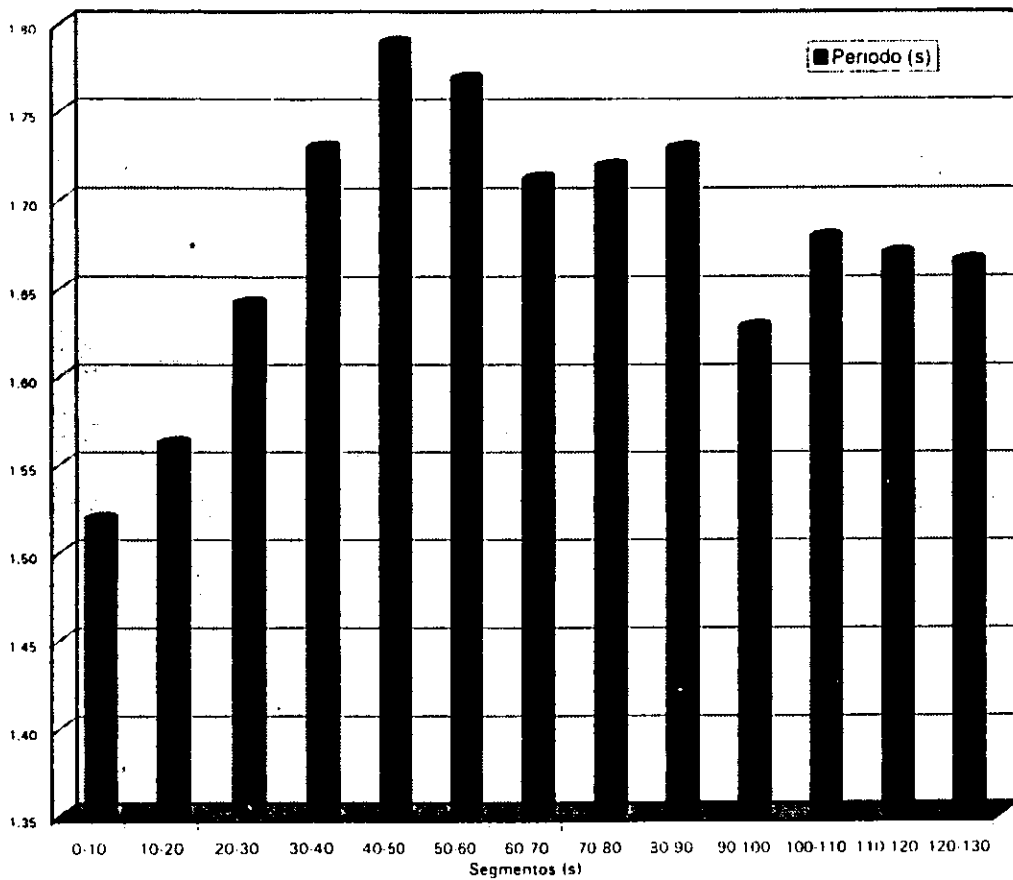


FIGURA 42. VARIACIONES DEL PERIODO, AMORTIGUAMIENTO Y ACELERACIONES MÁXIMAS POR SEGMENTO. SISMO 9-X-95

SISMO DEL 22/V/1994 Dirección L



SISMO del 22/V/1994 Dirección T

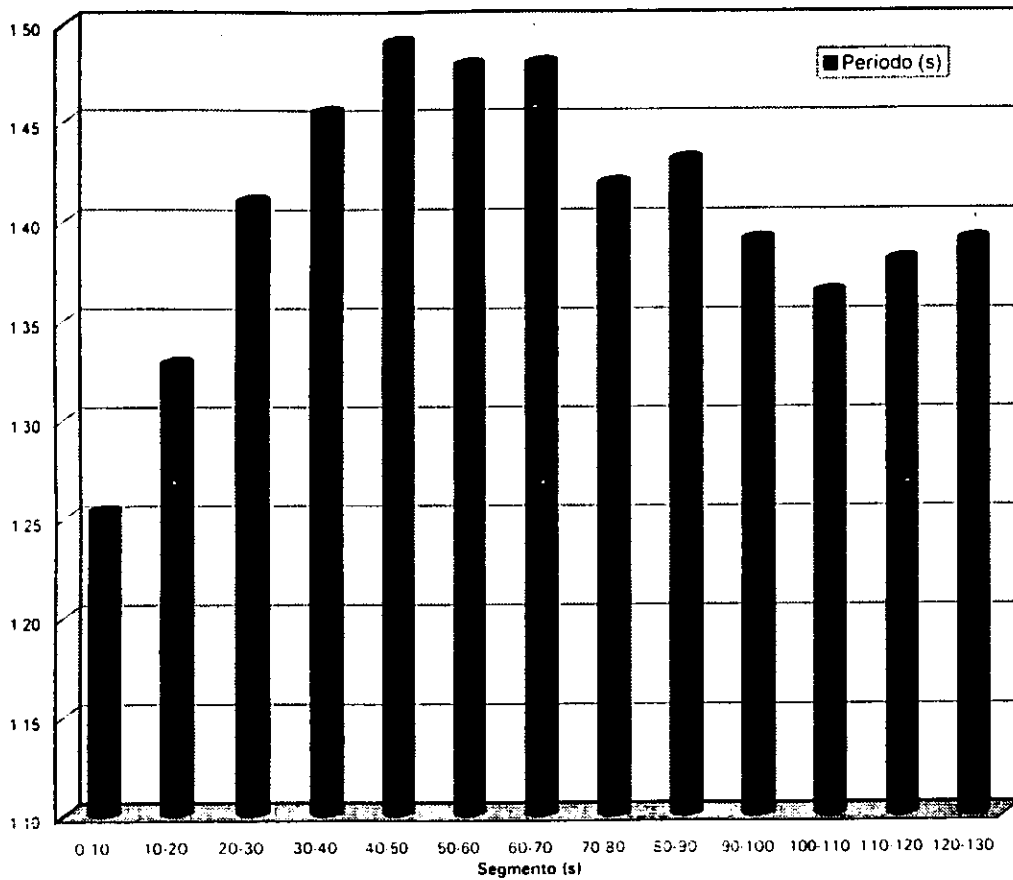
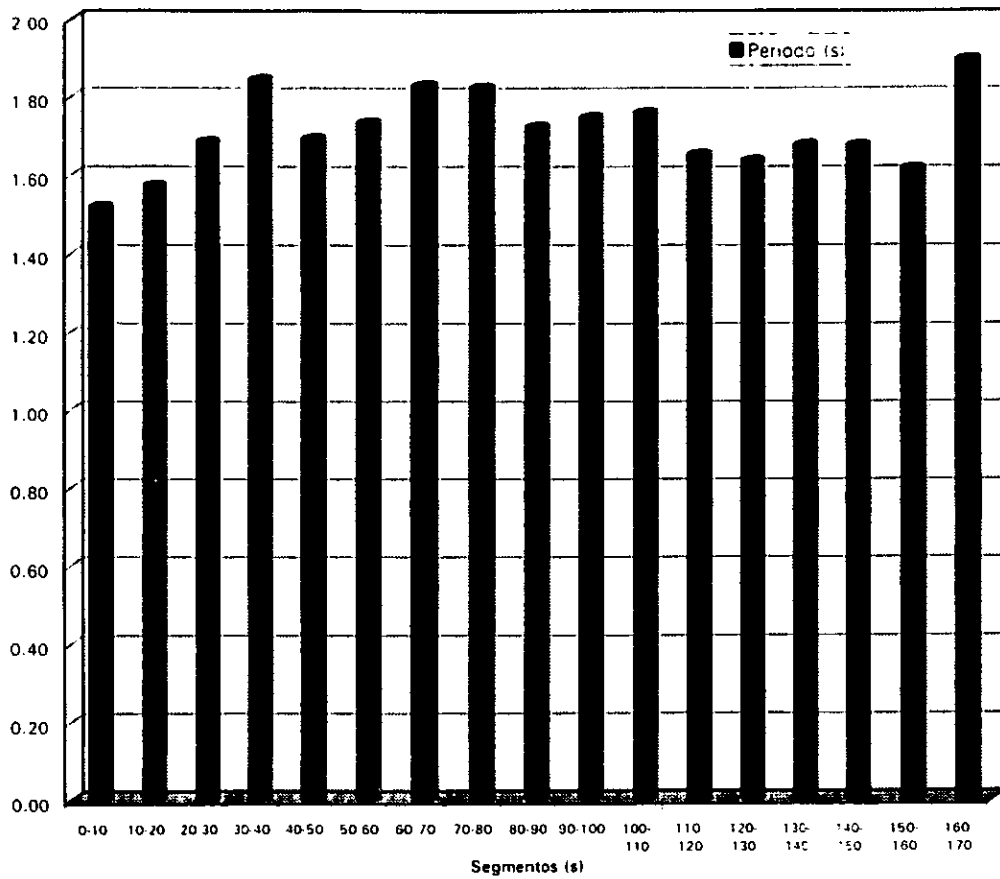


FIGURA 43. VARIACIONES DEL PERIODO POR SEGMENTO. SISMO 22-V-94

SISMO DEL 10/XII/1994 Dirección L



SISMO DEL 10/XII/1994 Dirección T

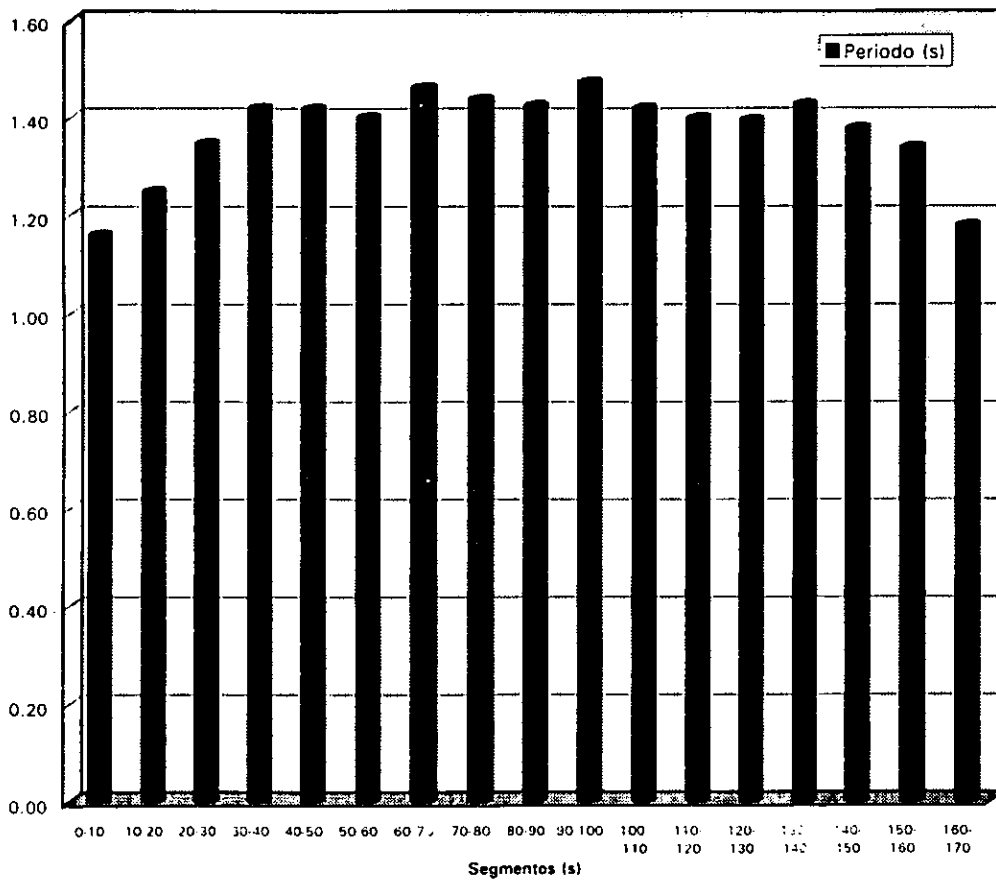
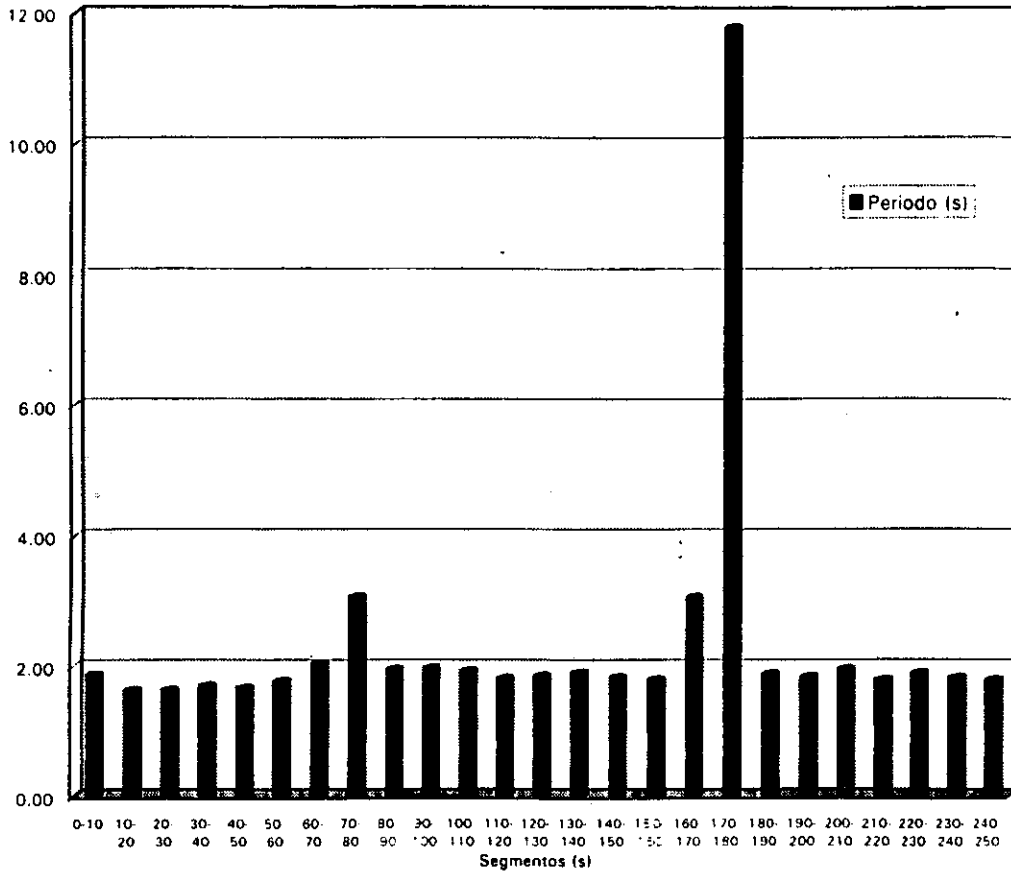


FIGURA 44. VARIACIONES DEL PERIODO POR SEGMENTO. SISMO 10-XII-94

SISMO DEL 14/IX/1995 Dirección L



SISMO DEL 14/IX/1995 Dirección T

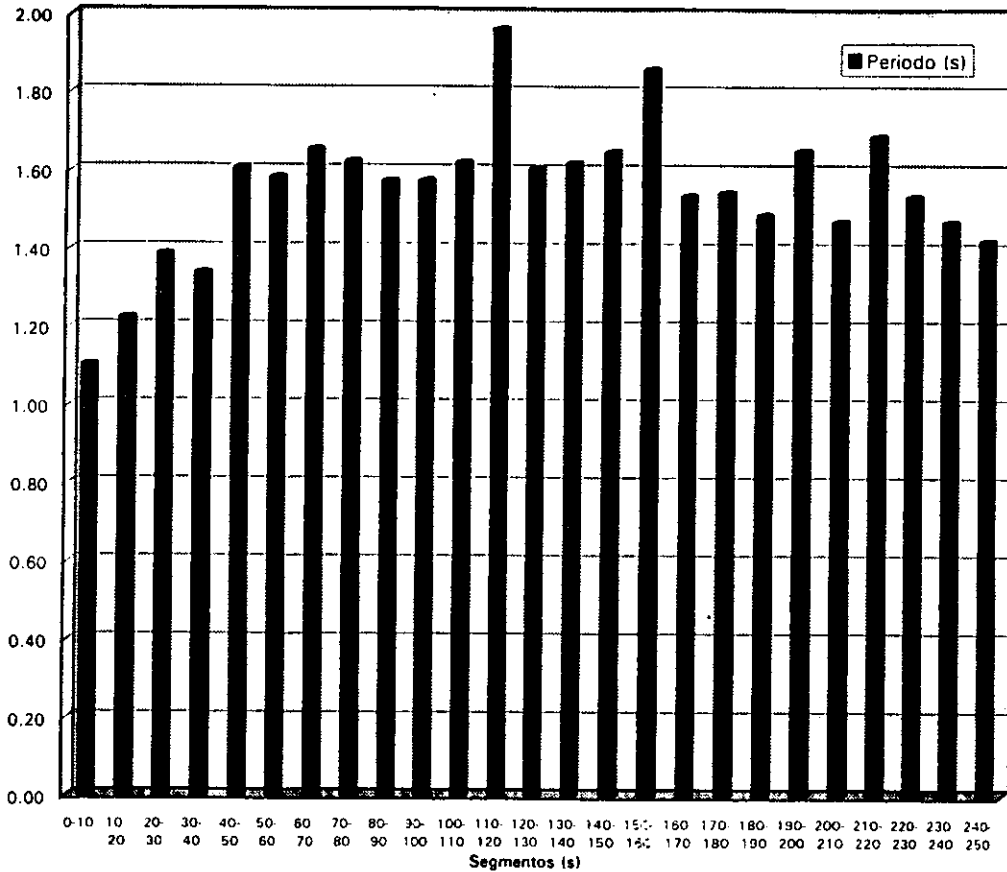
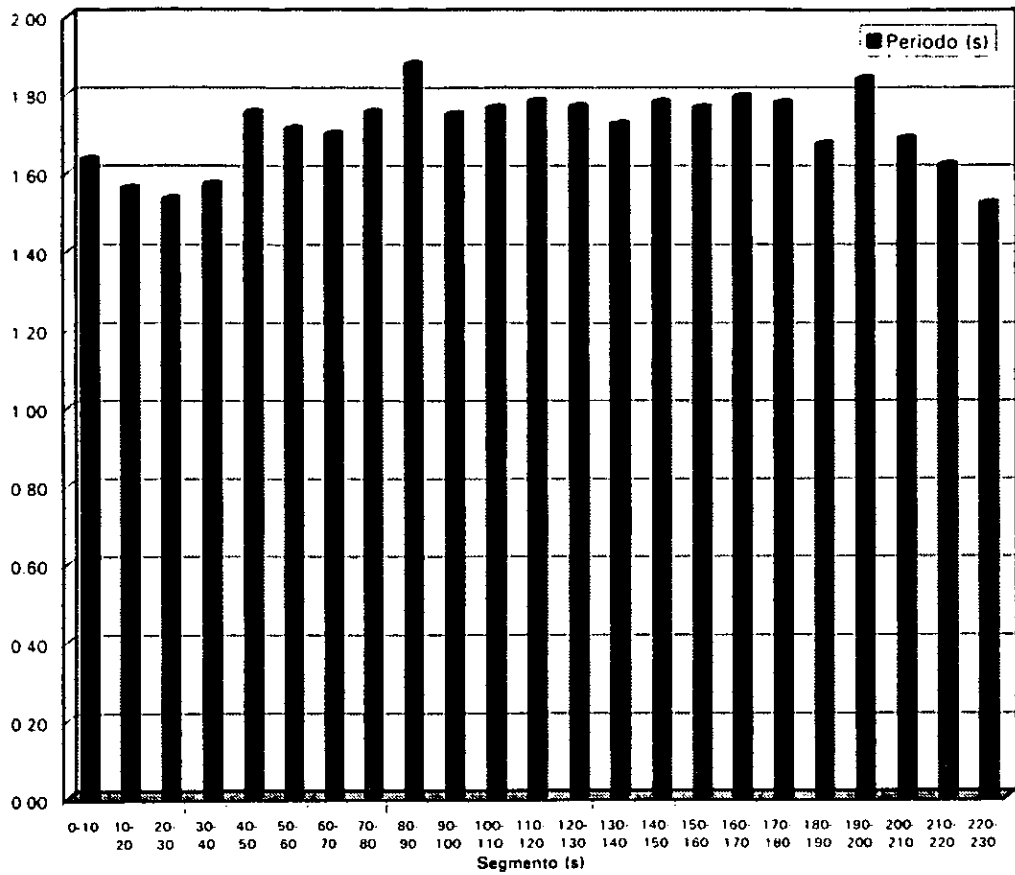


FIGURA 45. VARIACIONES DEL PERIODO POR SEGMENTO. SISMO 14-IX-95



SISMO DEL 09/X/1995 Dirección T

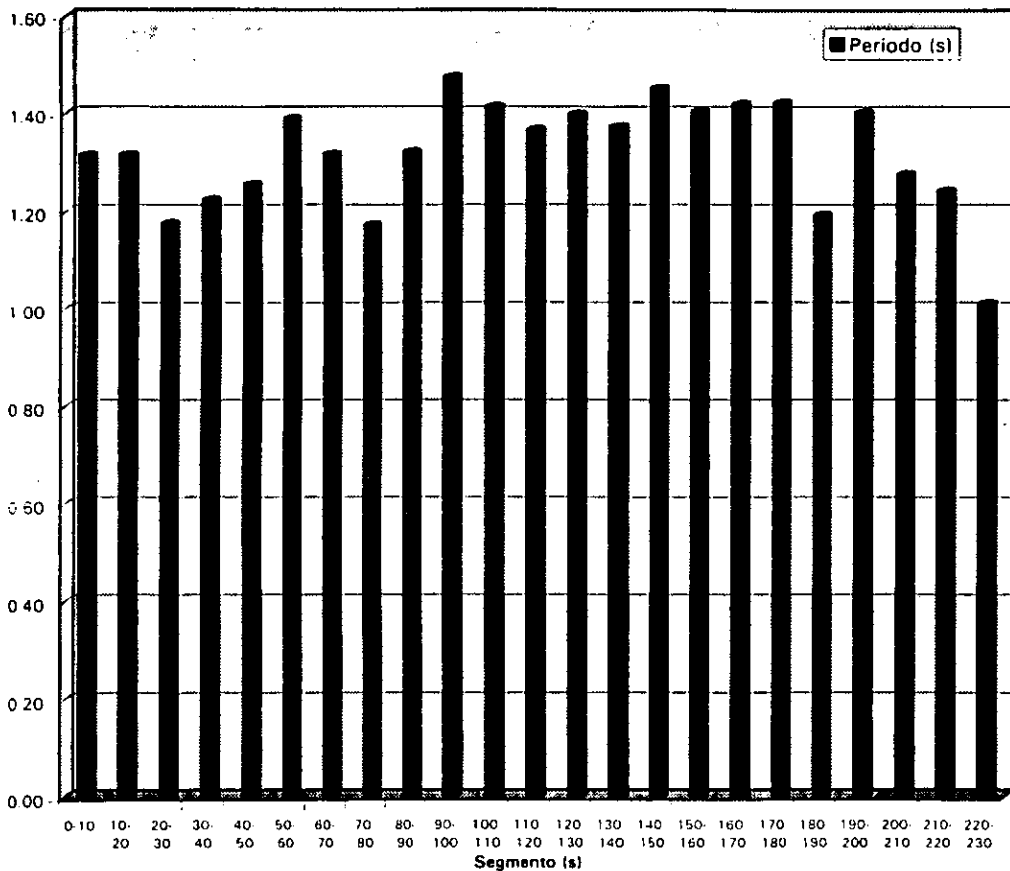


FIGURA 46. VARIACIONES DEL PERIODO POR SEGMENTO. SISMO 9-X-95