

Envío a la Dirección General de Bibliotecas:
para difundir en formato electrónico e impresa
el contenido de mi trabajo receptivo.
NOMBRE: Marcos Orozco
Calderón
FECHA: 19 nov 2002
FIRMA: [Firma manuscrita]

01163
6



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

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

**INTERACCIÓN DINÁMICA EN UN SISTEMA
ESTRUCTURA-CIMENTACIÓN MIXTA
CON PILOTES DE FRICCIÓN
EN SUELOS ARCILLOSOS BLANDOS**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS
PRESENTA:

MARCOS OROZCO CALDERÓN

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



DIRECTOR DE TESIS:
M.I. MANUEL J. MENDOZA LÓPEZ

Ciudad Universitaria
México, D. F., 2002



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.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

1900 EIBET
1900 EIBET

CONTENIDO

RESUMEN

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

1.1	Presentación	1-1
1.2	Antecedentes	1-1
1.3	Alcance y objetivos de la tesis	1-4
		1-5

Capítulo 2

MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA INTERACCIÓN DINÁMICA

SUELO-ESTRUCTURA

2.1	Aspectos generales	2-1
2.2	Evaluación de los movimientos de campo libre en depósitos de suelos estratificados horizontalmente	2-1
2.3	Interacción inercial y cinemática	2-2
2.4	Métodos para el cálculo de la interacción dinámica suelo-estructura	2-4
2.4.1	<i>Criterio del comportamiento del sistema suelo-estructura</i>	2-5
2.4.2	<i>Ecuaciones de movimiento</i>	2-5
2.4.3	<i>Método de la subestructura</i>	2-6
	<i>Método de frontera rígida</i>	2-8
	<i>Método de volumen flexible</i>	2-9
2.4.3	<i>Métodos completos o directos</i>	2-10
2.4.4	<i>Métodos basados en modelos</i>	2-13
		2-14

Capítulo 3

DESCRIPCIÓN DEL MODELO PARA LA INTERACCIÓN SÍSMICA

SUELO-CIMENTACIÓN-ESTRUCTURA

3.1	Método de subestructura	3-1
3.2	Interacción cinemática	3-1
3.3	Interacción inercial	3-3
3.3.1	<i>Modelo considerado</i>	3-6
3.3.2	<i>Funciones de impedancia</i>	3-6
3.3.3	<i>Funciones de impedancia para un cajón de cimentación</i>	3-8
	<i>Rigideces estáticas</i>	3-9
	<i>Coefficientes de rigidez y amortiguamiento</i>	3-9
3.4	Programación del método	3-10
		3-11

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Capítulo 4

CASO HISTORIA: APOYO No. 6 DEL PUENTE IMPULSORA	4-1
4.1 Descripción de la cimentación del apoyo No. 6 del puente Impulsora	4-1
4.2 Estratigrafía del sitio	4-8
4.3 Propiedades estáticas y dinámicas del subsuelo	4-8
4.4 Transductores sismogeotécnicos instalados	4-17
4.5 Acelerómetros instalados sobre el cajón de cimentación	4-19
4.6 Acelerómetros instalados en la superficie del terreno de campo libre	4-19
4.7 Acelerómetros instalados al fondo de un pozo en depósitos profundos del terreno de campo libre	4-22
4.8 Acelerómetros instalados en las trabes del puente	4-23
4.9 Comportamiento del apoyo No. 6 durante eventos sísmicos	4-25
4.10 Sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999	4-27
4.10.1 <i>Espectros de respuesta de las aceleraciones registradas en trabe, cajón de cimentación, superficie libre y pozo</i>	4-32
4.11 Sismo de la costa de Guerrero-Michoacán del 9 de agosto de 2000	4-34
4.11.1 <i>Espectros de respuesta de las aceleraciones registradas en el cajón de cimentación y campo libre en superficie y pozo</i>	4-35
4.11.2 <i>Historia de las variables geotécnicas durante el evento sísmico</i>	4-40
4.11.3 <i>Cargas sobre los pilotes durante el sismo</i>	4-40
4.11.4 <i>Presiones en el contacto losa de cimentación-suelo durante el sismo</i>	4-41
4.11.5 <i>Presión de poro inducida por la acción del sismo</i>	4-42

Capítulo 5

INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-CIMENTACIÓN-ESTRUCTURA	
DEL CASO HISTORIA: MEDIDA Y CALCULADA	5-1
5.1 Caracterización del sitio para fines de su respuesta sísmica y modelo utilizado	5-1
5.1.1 <i>Modelo de comportamiento dinámico no lineal de los suelos</i>	5-3
5.2 Modelación del depósito de suelo para fines del cálculo de la interacción Dinámica suelo-cimentación-estructura	5-6
5.2.1 <i>Periodo dominante del sitio del puente Impulsora</i>	5-6
5.2.2 <i>Cimentación cilíndrica equivalente y sitio modelado</i>	5-10
5.3 Movimientos medidos y calculados del sistema suelo-cimentación-estructura para el sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999	5-10
5.3.1 <i>Movimientos de campo libre</i>	5-10
5.3.2 <i>Espectros de Fourier de las aceleraciones registradas</i>	5-13
5.3.3 <i>Funciones de transferencia de las aceleraciones registradas en trabe, cajón de cimentación, superficie libre y pozo</i>	5-18
5.3.4 <i>Movimientos calculados aplicando el modelo de interacción dinámica</i>	5-21



5.4	Movimientos medidos y calculados del sistema suelo-cimentación-estructura para el sismo de la costa de Guerrero-Michoacán del 9 de agosto de 2000	5-25
5.4.1	<i>Movimientos de campo libre</i>	5-25
5.4.2	<i>Espectros de Fourier de las aceleraciones registradas y variables geotécnicas</i>	5-27
5.4.3	<i>Funciones de transferencia de las aceleraciones registradas en trabe, cajón de cimentación, superficie libre y pozo</i>	5-28
5.4.4	<i>Movimientos calculados aplicando el modelo de interacción dinámica</i>	5-29
Capítulo 6		
CONCLUSIONES		6-1
6.1	Líneas de investigación	6-3
REFERENCIAS		R-1

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

100 1000
1000 10 1000

RESUMEN

Se describe la instrumentación sísmica instalada en la cimentación mixta del apoyo No. 6 del puente vehicular y peatonal Impulsora. La cimentación consiste de un cajón rígido y pilotes de fricción desplantada en la primera formación arcillosa de la Zona de Lago, en la ciudad de México. La instrumentación también como finalidad monitorear bajo condiciones estáticas y sísmicas las principales variables geotécnicas que condicionan el comportamiento de las cimentaciones mixtas, tales como: cargas en los pilotes, presión en el contacto losa de cimentación-suelo, presión de poro, además de las aceleraciones de la cimentación, superestructura del puente y las de campo libre (superficie y a 60 m de profundidad). Se trata de la primera experiencia de instrumentación en este tipo de cimentación en México.

Se presenta un modelo para calcular la interacción dinámica suelo-cimentación-estructura y se compara con los resultados medidos. La tesis también muestra la interacción dinámica suelo-cimentación-estructura por medio del análisis de las aceleraciones registradas durante eventos sísmicos. Los sismos analizados corresponden a dos de los más intensos registrados en los últimos años. El primero ocurrido el 15 de junio de 1999 ($M_w = 7.0$) cuyo epicentro se localizó a solo 216 km de la ciudad de México y que también se le llama sismo de Tehuacán, y el segundo localizado frente a las costas de Guerrero-Michoacán del 9 de agosto de 2000 cuya magnitud fue de $M = 7.0$.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1950
1951
1952
1953
1954
1955
1956
1957
1958
1959
1960

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Presentación

Durante los eventos sísmicos del 19 y 20 de septiembre de 1985 se tuvo evidencia de la vulnerabilidad de las cimentaciones mixtas con cajón y pilotes de fricción construidas en la ciudad de México. Típicamente estas cimentaciones contaban con pilotes en número, longitudes, materiales y secciones transversales muy diversas, hincados en la Formación Arcillosa Superior (FAS), con un cajón rígido de concreto reforzado y desplantado a profundidades típicas de entre 3 y 5 m. Los daños que más sufrieron las edificaciones sobre cimentaciones mixtas como las descritas fueron desde desplomos, asentamientos muy significativos, y hasta un caso de volcamiento total de un edificio por falta de capacidad de su cimentación, Fig. 1.1. Investigaciones posteriores al sismo pusieron en evidencia que el 13% de la totalidad de edificios, de 5 a 15 pisos, construidos en la parte central de la ciudad de México tuvieron deficiencias atribuibles directamente a su cimentación (Auvinet y Mendoza, 1986; Mendoza, 1987).; la mayor parte de ellas, a base de pilotes de fricción.

Como consecuencia del deficiente comportamiento de cimentaciones mixtas, en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (DDF, 1987 y 1995) se impuso una normatividad más conservadora para revisar su seguridad estructural que la entonces vigente. También fue necesario revisar los procedimientos utilizados, y desarrollar nuevos métodos de análisis y diseño, que reflejaran mejor el comportamiento físico del problema.

Aunque ingenieros mexicanos han hecho esfuerzos para mejorar el diseño de las cimentaciones mixtas, mejorando y proponiendo soluciones analíticas y determinando con mayor cuidado las propiedades mecánicas y dinámicas de los suelos, tanto en campo como en laboratorio, se tienen que enfrentar con el subsuelo de la Zona del Lago cuyas características son: alta compresibilidad, baja resistencia al esfuerzo cortante, grandes espesores de arcilla; pero no es todo, el problema se incrementa al considerar el

hundimiento regional y más aún por la gran amplificación de los movimientos durante eventos sísmicos.

Por lo anterior, se han requerido cajones rígidos de cimentación que tienen como propósito el de compensar parcial o totalmente las cargas propias de la estructura y de su cimentación. Alternativamente, se han usado losas rígidas superficiales donde los depósitos de suelo están constituidos por materiales más resistentes y de menor compresibilidad. En la Fig. 1.2 se muestran las cimentaciones más usuales en la ciudad de México. Las cimentaciones mixtas constituidas por un cajón o losa de cimentación, y pilotes de fricción han surgido ante la necesidad de evitar que las profundidades de desplante sean muy grandes, y que la punta de los pilotes no toque la primera capa dura, evitando así la aparente emersión de las cimentaciones (Zeevaert, 1957). Cuando se diseñan apropiadamente las cimentaciones mixtas, son una solución segura y eficiente para resolver los problemas tan complejos que se tienen en la Zona del Lago. Estas cimentaciones siguen el asentamiento regional y pueden reducir los asentamientos debidos a las sobrecargas aplicadas. Estos sistemas de cimentación mixtos se reconocen mundialmente por la conveniencia de reducir tanto los asentamientos totales como los diferenciales (Randolph, 1994). Como se ha señalado, a las condiciones geotécnicas difíciles se añaden ambientes sísmicos severos, ya que las propiedades dinámicas de las arcillas junto con su espesor, producen una gran amplificación de los movimientos sísmicos, lo que determina un muy marcado efecto de sitio (Romo y Seed, 1986). Si se suma a este efecto las características naturales de vibración de ciertos edificios, dieron como resultado lo ocurrido en 1985, y por supuesto la falta de mantenimiento de las construcciones ayudaron a que se diera la falla de las mismas.



Fig. 1.1 Colapso total por volcamiento de un edificio cimentado con pilotes de fricción (Mendoza, 1987)

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

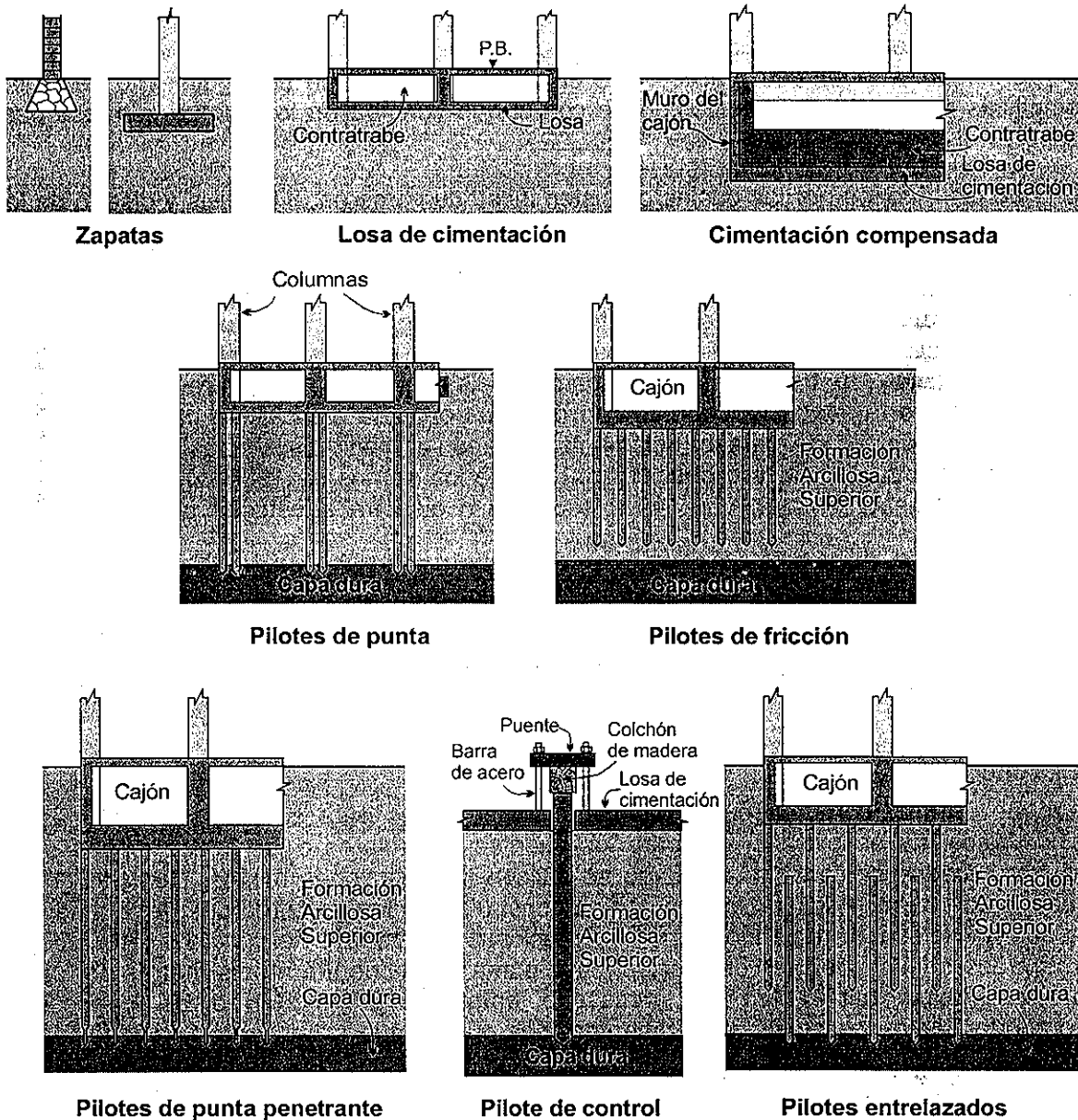


Fig. 1.2. Cimentaciones típicas empleadas en la ciudad de México (Auvinet, 1990)

Para el diseño de cimentaciones mixtas se han reconocido (Auvinet y Mendoza, 1987) dos enfoques: *i)* los pilotes soportan la carga total impuesta por el edificio, tanto bajo acciones estáticas como dinámicas; y *ii)* tanto pilotes como losa de cimentación contribuyen a soportar tales cargas, y aquellos están orientados sólo a reducir asentamientos. En este segundo enfoque, los asentamientos de la cimentación pueden conservarse dentro de límites tolerables, manteniendo la presión en el contacto losa-suelo por debajo de la ejercida por el propio suelo antes de la excavación, tomando ventaja del concepto conocido de

compensación del peso (Zeevaert, 1957 y 1973); un enfoque equivalente a éste, conocido como *creep piles*, se ha usado en Suecia (Hansbo, 1984). La segunda alternativa es atractiva desde el punto de vista económico, aunque las incertidumbres acerca de los mecanismos de transferencia de carga entre pilotes, losa y suelo, a corto y a largo plazo persisten. En la ingeniería práctica este enfoque se traduce en el seguimiento de reglas empíricas en relación con el porcentaje con el que contribuyen los pilotes y la losa para soportar el peso del edificio.

Una de las razones por las cuales persisten incertidumbres en el análisis y diseño de las cimentaciones mixtas es porque a menudo se desconocen las variables internas que controlan su comportamiento tales como las cargas sobre los pilotes, las presiones en el contacto losa-suelo, las presiones de poro en el subsuelo de apoyo y las aceleraciones durante los eventos sísmicos en sus diferentes componentes. Lo anterior resulta porque con frecuencia se sobresimplifica el análisis, ya que no se hace un esfuerzo por modelar los mecanismos de transferencia de cargas y las interacciones entre losa, pilotes y subsuelo. Pero tampoco se cuentan con recursos o se da disposición para medir en el campo las variables de estado, solamente se llegan a medir los efectos, tales como los asentamientos superficiales o desplomos. Durante los sismos de 1985 no existía ninguna cimentación instrumentada, que diera respuesta o alentara a estudiar las fallas de las mismas.

Para solventar algunas interrogantes que prevalecían en las cimentaciones mixtas, en la versión 1987 del Reglamento de Construcciones del DDF (DDF, 1987) la capacidad de carga de los pilotes de fricción fue afectada por factores de reducción significativos. Ya para la versión vigente (DDF, 1995) los factores de reducción son menos drásticos.

1.2 Antecedentes

Aunque es muy común recurrir a cimentaciones mixtas para edificaciones de más de cinco pisos, no es extraño que para los puentes vehiculares o las líneas elevadas del Metro ubicadas en la Zona del Lago se utilicen cimentaciones mixtas. Delgado (1996) reporta que desde 1967 a 1996 se habían construido 15 km de la red del metro mediante la solución elevada, teniendo como cimentación a una zapata de concreto reforzado de 1.2 m de espesor y pilotes de fricción, cuya punta se encuentra a seis metros por arriba de la primera capa dura. Es necesario enfatizar la importancia de conocer el comportamiento de este tipo de cimentaciones puesto que en el Programa Maestro del Metro se ha contemplado que para año 2020 deberán construirse 300 km de la red, de los cuales por lo menos 50 km serán con una solución elevada; ya sea con un cajón o losa de cimentación y pilotes de fricción.; ello determina que se deberán construir del orden de un millar de apoyos cuyas cimentaciones se resolverán con pilotes de fricción.

Con los números anteriores, parecería a primera vista que acerca de este sistema mixto de cimentación se cuenta con amplio conocimiento, teorías probadas y experiencia, y que su solución no conlleva incertidumbres ni riesgos. Sin embargo, es preciso recordar que los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985 evidenciaron su vulnerabilidad en un ambiente sísmico. Así mismo, debe reconocerse que a través de los años se han puesto de manifiesto diversos comportamientos indeseables en ciertas líneas elevadas, estaciones del Metro o puentes vehiculares. Los significativos asentamientos totales y diferenciales entre

apoyos, así como las aparentes emersiones de otros han provocado incluso dificultades para la operación del sistema. Se concluye entonces que los enfoques y soluciones deben revisarse para cumplir de mejor manera las metas futuras antes mencionadas.

Para mejorar el conocimiento acerca del comportamiento de las cimentaciones mixtas y revisar la normatividad vigente sobre la verificación de la seguridad, se ha instrumentado un prototipo para medir las variables que controlan su comportamiento a largo plazo, y medir las mismas durante sismos intensos. Para ello, se llevó a cabo la instrumentación sismogeotécnica del Apoyo No. 6 que constituye el soporte oriente del claro central del puente Impulsora, situado en la zona metropolitana de la ciudad de México, aunque ya en el municipio de Nezahualcóyotl, Estado de México. Se trata de un puente vehicular que cruza la Línea B del Metro (con solución superficial en este tramo) y que da acceso peatonal a la estación Impulsora de la misma línea. Con la instrumentación mencionada ha sido posible aportar información para que los diferentes enfoques de diseño actualmente en uso puedan confrontarse con lo más cercano a la realidad, que es a través de la medición de las variables que controlan su comportamiento.

La instrumentación de cimentaciones mixtas de prototipos se han reportado en la literatura técnica, orientados solamente a monitorear el comportamiento estático a largo plazo. Cook *et al.* (1981) estudió el comportamiento de cimentaciones en la arcilla preconsolidada de Londres; o bien, los edificios departamentales desplantados sobre losas de cimentación y pilotes de fricción en arcillas marinas de diferentes ciudades en Suecia (Hansbo, 1984). Otros casos son las mediciones en la arcilla de Frankfurt, para un edificio alto provisto de una losa de cimentación piloteada (Sommer *et al.*, 1985) que fue instrumentada en losa, pilotes y suelo; o bien, el de un edificio pequeño descrito por Yamashita y Kakurai (1991) desplantado en depósitos arcillosos coluviales en Japón. En los últimos dos casos reportan mediciones de las presiones en el contacto losa-suelo, cargas sobre los pilotes, presiones de poro y deformaciones en las cimentaciones; sin embargo, todos los datos corresponden sólo a condiciones de operación bajo carga estática, sin ninguna medición bajo sismo o viento. Se conocen otros casos de cimentaciones instrumentadas para el registro durante eventos sísmicos, orientados a la medición de aceleraciones en pilotes y superestructura (Abe *et al.*, 1984) o presiones laterales de tierra y aceleraciones en cimentaciones no piloteadas (Onimaru *et al.*, 1996), pero no se han encontrado antecedentes en la literatura técnica sobre mediciones sismogeotécnicas en cimentaciones mixtas prototipo.

En el valle de México se han realizado pruebas con pilotes de fricción aislados que no formaban parte de una cimentación, bajo carga no dinámica (Reséndiz, 1964; Auvinet y Hanell, 1981), así como otras series de ensayos bajo carga cíclica (Jaime *et al.*, 1988) que han dado luz a la explicación de fricción negativa o del mismo comportamiento de los pilotes bajo carga dinámica.

1.3 Alcance y objetivos de la tesis

Esta tesis tiene por objetivos utilizar un modelo que explica el fenómeno de la interacción dinámica suelo-cimentación-estructura, y se aplica a un prototipo instrumentado, que como ya se ha comentado corresponde al apoyo No. 6 del puente vehicular Impulsora. Se

analiza también la interacción dinámica del puente Impulsora por medio del análisis de señales sísmicas.

El continuo monitoreo de los sensores sismo-geotécnicos en la cimentación del Apoyo No. 6 del puente Impulsora, ha permitido conocer su desempeño a lo largo de poco más de seis años de haberse iniciado su construcción, tanto en condiciones estáticas como también durante varios sismos. La interpretación de las variables geotécnicas queda fuera del alcance de esta tesis.

El trabajo se divide en seis capítulos. En el primero se da una introducción y se presentan los objetivos ya señalados. En el segundo se ilustran diferentes metodologías para el cálculo de la interacción dinámica suelo-cimentación-estructura, discutiéndose la conveniencia de cada uno de ellos. No se pretende dar todos los detalles de los métodos, sino presentar su utilidad y potencialidad. Se incluye un caso historia reportado en la literatura técnica con el fin de cuantificar la interacción cinemática.

En el tercer capítulo se describe el modelo para la interacción sísmica suelo-cimentación-estructura, que consiste de un oscilador de un grado de libertad en traslación horizontal con amortiguamiento y cuya cimentación cuenta con dos grados de libertad (traslación horizontal y rotación). El suelo se sustituye por resortes y amortiguadores equivalentes que representan su rigidez y amortiguamiento. El sistema representado se excita en la base de su cimentación con una historia de aceleraciones producto de ondas de corte que inciden verticalmente. Para fines de esta tesis y como primera aproximación no se considera la presencia de los pilotes con que cuenta la cimentación.

En el cuarto capítulo se describe la cimentación del apoyo No. 6 del puente vehicular Impulsora, junto con la instrumentación sísmica instalada en la superestructura y la que se encuentra en campo libre. Se da cuenta de la estratigrafía del sitio, en particular de los *parámetros que permiten modelar al depósito para fines del cálculo de la interacción dinámica*. Se incluye la historia de las aceleraciones registradas en el cajón de cimentación, superestructura y de campo libre (en superficie y a 60 m de profundidad) para dos sismos medianamente intensos. Los sismos analizados corresponden al del 15 de junio de 1999, al que se le llama sismo de Tehuacán, y del 9 de agosto de 2000 cuyo epicentro se localizó frente a las costas de Guerrero-Michoacán, de magnitudes $M_w=7$ y $M=7$, respectivamente.

En el quinto capítulo se aplica el modelo de interacción dinámica presentado en el capítulo tres para el apoyo No. 6 del puente Impulsora, utilizando los dos sismos mencionados anteriormente, y se compara lo calculado con lo medido. Se incluye el análisis de la interacción dinámica suelo-estructura por medio del análisis de las señales sísmicas registradas en el sistema suelo-cimentación estructura. Además, se demuestra que las variables geotécnicas registradas durante un sismo varían en fase con los movimientos que la cimentación.

Finalmente en el capítulo sexto se dan las conclusiones del trabajo y algunas líneas de investigación contempladas a seguir.

MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

2.1 Aspectos generales

En la Fig. 2.1 se ilustra una estructura que se encuentra cimentada sobre roca y se compara con la misma estructura pero cimentada sobre suelo blando, éste sobreyace a la roca. Ambas estructuras se encuentran sometidas al mismo ambiente sísmico, bajo ondas sísmicas horizontales que se propagan verticalmente (SH).

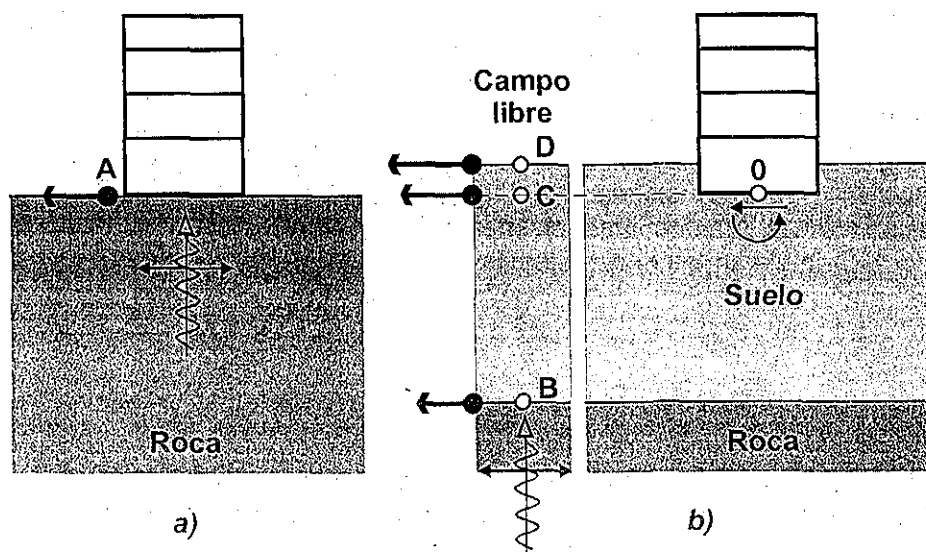


Fig. 2.1 Respuesta sísmica de estructuras (Wolf, 1994)

En la estructura cimentada sobre roca (Fig. 2.1a) la excitación sísmica del punto A, llamado punto de control, puede aplicarse directamente en la base de la estructura. Durante el sismo, el momento de volteo y la fuerza cortante al nivel de desplante se desarrollaran pero no se presentarán deformaciones en la interfaz cimentación-roca y los desplazamientos horizontales resultantes de la base serán iguales a los movimientos del punto de control A.

Para la estructura cimentada sobre los depósitos blandos (Fig. 2.1b), el movimiento en la base de la estructura en el punto 0 será diferente del punto de control. En este caso se tienen que considerar tres aspectos importantes que afectan la respuesta de la estructura:

- i) *respuesta de campo libre*, el movimiento del sitio será diferente en ausencia de la estructura o de cualquier excavación y en términos generales será diferente al de control. Si no existiera depósito de suelo, el movimiento en el punto B sería igual al del punto A. Los movimientos de los puntos C y D pertenecientes al campo libre usualmente son amplificados.
- ii) La excavación y posteriormente la colocación de una cimentación mucho más rígida que el suelo modifica los movimientos. La base o losa de cimentación experimentará un promedio de movimientos y un componente por volteo.
- iii) Cuando la masa de la estructura se toma en cuenta, se generan fuerzas de inercia por la vibración de la misma, provocando entonces fuerzas de cortante en la base, fuerzas axiales y momentos; estos últimos incrementan las presiones de contacto en el suelo de cimentación y como consecuencia deformaciones en el suelo, punto 0.

Resumiendo, el objetivo fundamental del análisis de interacción dinámica suelo-estructura (ISE) corresponde a la determinación de los movimientos de una o varias construcciones de un sitio en particular, para un ambiente sísmico conocido.

2.2 Evaluación de los movimientos de campo libre en depósitos de suelos estratificados horizontalmente

La ocurrencia de un sismo se manifiesta principalmente por los movimientos en la superficie del terreno, pero sin lugar a dudas existen dentro del terreno. Para poder evaluar los movimientos sísmicos del sitio en estudio generalmente se requiere la identificación de las fuentes potencialmente activas, la estimación de la influencia del terreno por donde viajan las ondas sísmicas, las características de éstas y el cálculo de la respuesta dinámica de los depósitos de suelo (Fig. 2.2). Las peculiaridades del movimiento se deben a las condiciones geotécnicas, geológicas y topográficas del terreno, Tabla 2.1.

Existen diferentes metodologías para evaluar las características de los movimientos de campo libre, actualmente gracias a los avances de las técnicas numéricas permiten en principio tomar en cuenta el origen del evento sísmico, aunque ciertamente alejados de la práctica ingenieril. La experiencia ha demostrado que el uso de un modelo unidimensional (además de que es el más usado en forma práctica) en sitios donde la rigidez del depósito aumenta con la profundidad, la consideración de la propagación vertical de ondas de

cortante a través de estratos horizontales es bastante razonable. Este modelo reproduce con buena aproximación los movimientos sísmicos en la ciudad de México (Romo y Jaime, 1986; y Seed *et al.*, 1987) y de otros sitios. SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972) es un programa unidimensional que resuelve el problema de la propagación de ondas para un medio estratificado horizontalmente.

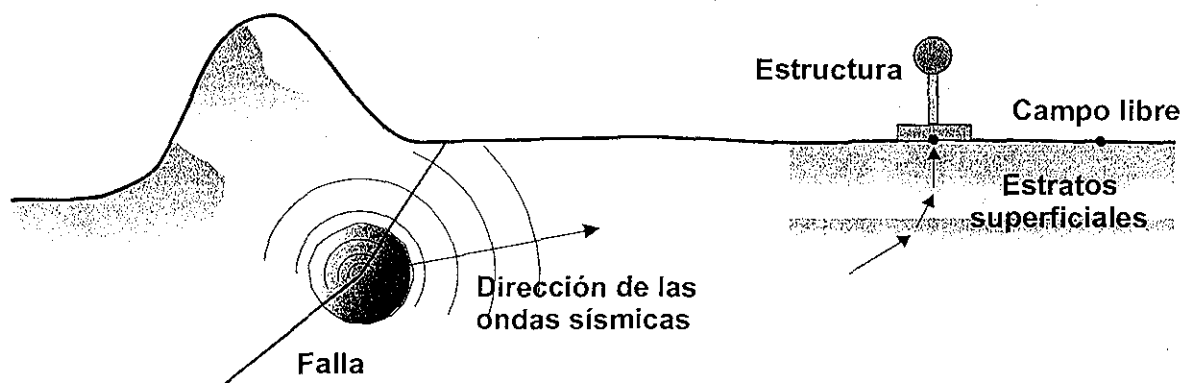


Fig. 2.2 Factores que influyen en la interacción suelo-estructura

Tabla 2.1 Factores principales que influyen en los efectos de sitio (Romo *et al.*, 2000)

Sismológicos	<ul style="list-style-type: none"> • Características de la intensidad y frecuencia de los movimientos de la roca basal. • Duración de los movimientos de la roca basal.
Geológicos	<ul style="list-style-type: none"> • Estructura geológica local. • Tipo de roca de la base. • Espesor de los depósitos de suelo. • Características estratigráficas. • Tipos de suelo en la estratigrafía.
Geotécnicos	<ul style="list-style-type: none"> • Características de la vibración elástica de los suelos del depósito. • Contraste entre las impedancias del semi-espacio y los depósitos superiores. • Comportamiento no lineal de los suelos que forman la estratigrafía.
Geométricos	<ul style="list-style-type: none"> • Estratos inclinados en el depósito. • Topografía del semi-espacio. • Configuración de la cuenca. • Otras inclusiones que inducen geometrías bi o tridimensionales.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Es importante señalar que la amplificación del movimiento depende de las características de los depósitos de suelo; se ha demostrado que la respuesta no lineal de un depósito arcilloso depende mayormente de las propiedades $G/G_{max}-\gamma$ y $\lambda-\gamma$, aunque también influye la presión de confinamiento, relación de vacíos, el índice de plasticidad PI , entre otros (Dobry, 1994).

Actualmente se han desarrollado métodos para investigar la influencia de las condiciones de fronteras sobre la respuesta de valles confinados, considerando geometrías simples y material homogéneo (Trifunac, 1971, Sánchez-Sesma, 1983).

2.3 Interacción inercial y cinemática

Se ha comentado que la interacción entre el sistema cimentación-estructura y el suelo que lo soporta produce esencialmente dos mecanismos que modifican a los movimientos de campo libre. El primero se refiere a las fuerzas cortantes y momentos de volteo que generan las fuerzas de inercia por su propia vibración, usualmente llamado *interacción inercial*. Para un cierto tren de ondas sísmicas los movimientos de una cimentación sin masa (sin ninguna estructura sobre ella) serán iguales a aquellos cuando se encuentre en la superficie, pero pueden ser diferentes si el tren de ondas tiene un cierto ángulo de incidencia, si la cimentación se encuentra embebida o por movimientos incoherentes; por el efecto de alguno de los puntos anteriores o su combinación se presenta la *interacción cinemática*.

En la Fig. 2.3a se observa que la rigidez a la flexión de la cimentación impide seguir los movimientos verticales de campo libre, en la Fig. 2.3b la rigidez de la cimentación embebida y carente de masa impide que siga los movimientos horizontales y finalmente la rigidez axial de la cimentación superficial impide la aparición movimientos incoherentes de campo libre. La interacción inercial induce diferentes modos de vibrar en una estructura. En el caso de que la cimentación esté sujeta a la propagación de ondas verticales cuya longitud sea igual a la profundidad de desplante, se puede presentar un momento de volteo, Fig. 2.4a. causando al mismo tiempo volteo y desplazamiento a pesar de que los movimientos incidentes sean totalmente de traslación. Para diferente frecuencia y longitud de onda el momento de volteo puede ser despreciable y solamente tener traslación, Fig. 2.4b.

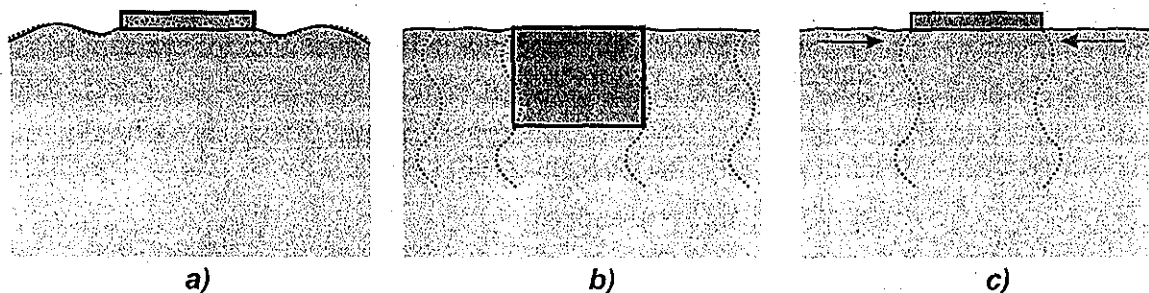


Fig. 2.3 Interacción cinemática con los movimientos de campo libre, indicados con la línea discontinua (Kramer, 1996)

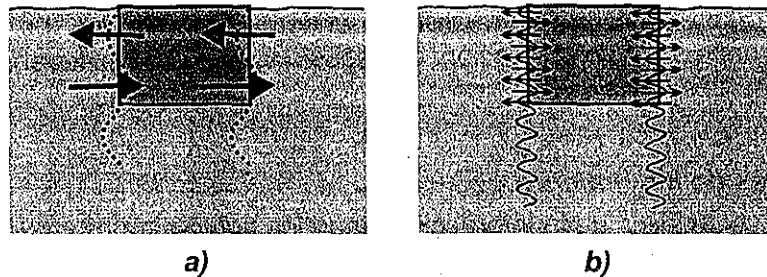


Fig. 2.4 Cimentación embebida sujeta a la propagación de ondas de corte verticales

2.4 Métodos de análisis de la interacción dinámica suelo-estructura

Los métodos para calcular la interacción dinámica suelo-estructura toman en cuenta el comportamiento del suelo y la estructura, si la solución es por multi-pasos, utilizando modelos continuos o discretos y finalmente si el análisis se realiza en el dominio del tiempo o frecuencia.

2.4.1 Criterio del comportamiento del sistema suelo-estructura

La primera clasificación utilizada para los métodos de cálculo de la interacción dinámica suelo-estructura se basa en el comportamiento lineal o no lineal del sistema suelo-estructura, en la Tabla 2.2 se resumen y se indica el dominio en que se resuelven.

Tabla 2.2 Dominio del cálculo para los diferentes comportamientos del sistema suelo-estructura

Criterio	Estructura	Suelo	Dominio del cálculo	Aplicaciones
1	Lineal	Lineal	Frecuencia o Tiempo	Plantas nucleares o cimentación de maquinaria.
2	No-lineal	Lineal	Tiempo	Levantamiento parcial de la cimentación o separación de las paredes de una cimentación embebida en el suelo.
3	No-lineal o Lineal	No-lineal	Tiempo	Caso general

En el primer caso tanto el suelo como la estructura tienen un comportamiento lineal y se aplica en los análisis de plantas nucleares. El cálculo de la ISE se realiza en el dominio de la frecuencia, análisis de la respuesta compleja; algunos programas que incluyen este criterio son el SASSI (Lysmer *et al.*, 1981) y el CLASSI (Luco y Wong, 1980), y con pocas excepciones en el dominio del tiempo,

En el segundo caso la estructura puede ser no-lineal con un suelo que permanece lineal. Los métodos de trabajo de este criterio se presentan con rigor en el libro de Wolf (1988).

Para el tercer caso, el sistema suelo-estructura es no-lineal (y como caso especial la estructura puede ser lineal) con su análisis en el dominio del tiempo. La no-linealidad del suelo se puede deber a la propagación bidimensional de ondas superficiales, y de las cuales sus amplitudes no decaen.

2.4.2 Ecuaciones de movimiento

La modelación y el análisis de la interacción dinámica suelo-estructura durante sismos se empezó utilizando el método del elemento finito. Actualmente, otras modelaciones numéricas se han integrado a los métodos de subestructura y el completo o directo para analizar los mecanismos de interacción inercial y cinemático, Lysmer (1974), Romo (1980), Auvinet (1990) y Roesset (1991) los presentan con detalle. En general, el planteamiento matemático para ambos métodos es similar y se presenta a continuación.

El modelo que se muestra en la Fig. 2.5 consiste de tres regiones principales, que se considera un modelo de deformación plana y con propiedades viscoelásticas lineales: dos zonas laterales representando al suelo semi-infinito estratificado (de campo libre) subyaciendo a una frontera rígida pero no necesariamente fija, y la central; dentro de la cual se pueden tener estratos de geometría irregular (problema de interacción) con frontera inferior que puede ser rígida o flexible; por debajo de esta zona se puede simular la existencia de un semi-espacio elástico.

El problema de interacción dinámica suelo-estructura (Fig. 2.6a) se puede dividir en dos modelos, el de campo libre (Fig. 2.6b) y el incremental que es equivalente al problema de vibración de maquinaria (Fig. 2.6c). Atendiendo a que los materiales son viscoelásticos, se puede utilizar la superposición de las soluciones de ambos métodos para dar finalmente la solución completa del problema. Así, los desplazamientos del sistema suelo-estructura $\{u_i\}$ se obtienen de la siguiente ecuación:

$$\{u_i\} = \{u_o\} + \{u_v\} \quad (2.1)$$

Donde $\{u_o\}$ y $\{u_v\}$ son los desplazamientos del campo libre y del modelo incremental, respectivamente.

Los modelos de la Fig. 2.6 son idénticos en cuanto a que están discretizados con el mismo número de elementos finitos. Las masas y rigideces son las mismas, excepto para la Fig. 2.6b en la cual no tiene masa ni rigidez y los nodos de la superestructura por arriba de la superficie del terreno se suponen fijos.

La ecuación del movimiento para el problema de interacción es

$$[M]\{\ddot{u}_i\} + [C]\{\dot{u}_i\} + [K]\{u_i\} = \{F_i\} \quad (2.2)$$

$[M]$, $[C]$ y $[K]$ son las matrices totales de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente; y $\{F_i\}$ es la excitación dinámica actuando en las fronteras del modelo.

Dado que los nudos fijos en la estructura no afectan la respuesta de campo libre (Fig. 2.6b) la ecuación de movimiento para el problema de campo libre es:

$$[M_0]\{\ddot{u}_0\} + [C_0]\{\dot{u}_v\} + [K_0]\{u_0\} = \{F_i\} \quad (2.3)$$

Donde $[M_0]$, $[C_0]$ y $[K_0]$ son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente, del campo libre.

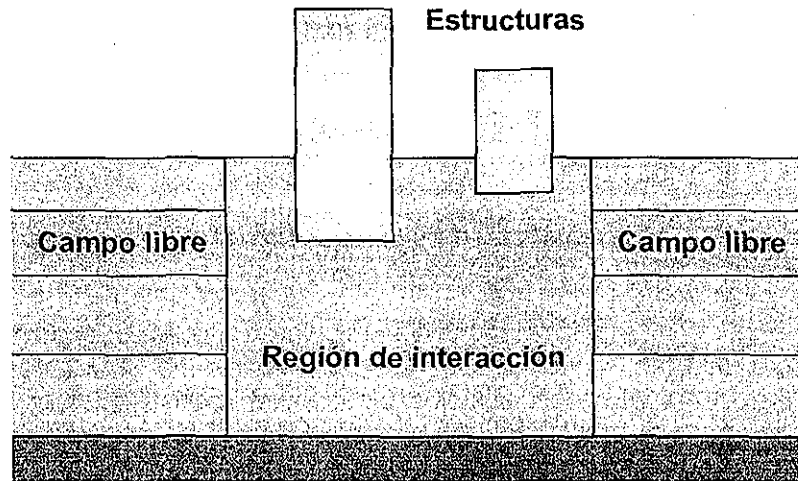


Fig. 2.5 Modelo para el problema de interacción suelo-estructura (Romo, 1980)

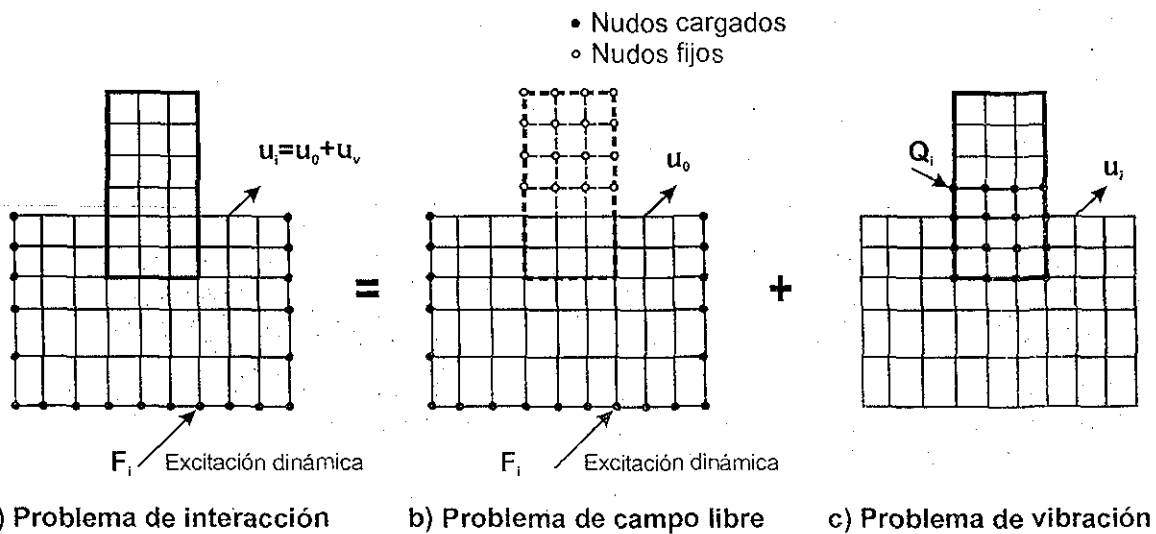


Fig. 2.6 Etapas de superposición para el problema de interacción (Romo, 1980)

Sustituyendo las ecuaciones (2.1) y (2.2) en la ecuación (2.3) se obtiene la ecuación de movimiento para el problema incremental (Fig. 2.6c):

$$[M]\{\ddot{u}_v\} + [C]\{\dot{u}_v\} + [K]\{u_v\} = \{F\} \quad (2.4)$$

Donde

$$\{F\} = ([M_o] - [M])\{\ddot{u}_o\} + ([C_o] - [C])\{\dot{u}_o\} + ([K_o] - [K])\{u_o\} \quad (2.5)$$

es el vector de cargas que puede determinarse de los desplazamientos del campo libre calculados con la ecuación (2.3).

Los desplazamientos totales $\{u_i\}$ del problema de interacción suelo-estructura se calculan por superposición, ecuación (2.1).

Analizando la formulación matemática se pueden observar las siguientes características del fenómeno de interacción:

- a) Para el problema de interacción dinámica se requieren únicamente los movimientos de campo libre que ocurren dentro del volumen de suelo que se excava para el desplante de la estructura. Para el caso de suelos blandos, el análisis de campo libre resulta muy importante para el problema de interacción puesto que los movimientos varían significativamente con la profundidad.
- b) En estructuras desplantadas a cierta profundidad, la interacción depende de la diferencia entre las masas y rigideces de la estructura y del volumen excavado. Si la estructura esta compensada tanto en rigidez como en masa los efectos de interacción no se presentan.
- c) La formulación es válida para sistemas lineales, aunque el efecto no lineal se puede tomar en cuenta por medio del método lineal equivalente. Se resuelve el problema linealmente y se itera en la relación esfuerzo-deformación para tomar en cuenta el cambio de la rigidez del suelo con el nivel de nivel de deformaciones solicitado por la excitación dinámica.

2.4.3 Método de la subestructura

En este procedimiento el problema del interacción suelo-estructura se divide en dos partes: En la primera se analiza el depósito del suelo de cimentación como un semi-espacio continuo, las funciones de impedancia y las características de refracción de las ondas se determinan en la interfaz suelo-estructura. En la segunda parte las propiedades anteriores se usan como condiciones de frontera y se realiza el análisis dinámico de la estructura con las cargas que se obtienen de los movimientos de campo libre. Como se verá más adelante, la principal ventaja de este método es su flexibilidad porque cada paso de análisis es independiente de los otros, así el análisis se puede enfocar en los aspectos más significativos del problema y revisar los resultados en cada etapa.

Algunos métodos que utilizan el principio de la subestructura son los siguientes:

Método de frontera rígida

Kausel y Roeseet (1974) propusieron un método riguroso, que se basa en el principio de superposición, para cimentaciones rígidas y embebidas en el suelo y consta de tres pasos, como se ilustra en la Fig. 2.7. En el primer paso se resuelve el problema de campo libre incluyendo la cimentación rígida pero sin masa e idéntica a la cimentación real, se incluyen los componentes de rotación y traslación (Fig. 2.7b). En el segundo paso se determinan las impedancias del suelo de cimentación (resortes y amortiguadores dependientes de la frecuencia), Fig. 2.7c. En el tercer paso se realiza el análisis de interacción suelo-estructura que corresponde al análisis de la estructura soportada por resortes y amortiguadores equivalentes (del paso dos), sujeta a los movimientos calculados en el paso uno (Fig. 2.7d).

Los programas disponibles (por ejemplo el CLASSI) modelan el suelo utilizando elementos de frontera y a la estructura mediante elementos finitos. El medio donde se aloja la cimentación puede definirse como elástico o viscoelástico, la estructura de cimentación se considera rígida y unida al suelo sin posibilidades de separación; la forma en planta de la cimentación puede ser arbitraria. El medio ambiente sísmico puede definirse por medio de ondas de propagación vertical o inclinadas, ya sean del tipo P, SV o SH con ondas de superficie R y L.

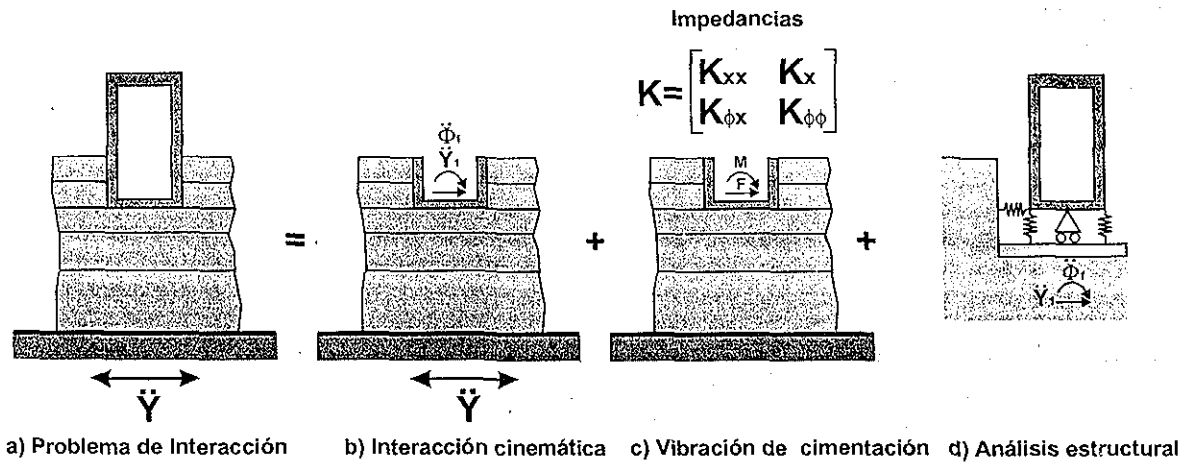


Fig. 2.7 Método de frontera rígida

Método de frontera flexible

Para el caso de que la cimentación sea flexible y se encuentre embebida en el suelo, Gutiérrez (1976) propuso el método de frontera flexible. Se considera al sistema suelo-estructura compuesto por dos subestructuras: la estructura misma y el suelo subyacente. La excitación sísmica se evalúa de forma similar al paso uno del método de la frontera rígida, después se calculan las funciones de impedancia de manera similar al paso dos (Fig. 2.7c) que involucra más grados de libertad, correspondientes a los modos de vibración de la cimentación; como consecuencia las matrices de impedancia son más grandes. El tercer paso es mucho más complicado que el mostrado en la Fig. 2.7d, puesto

que se involucran un mayor número de grados de libertad incluidos en la cimentación. La desventaja del método sigue siendo la evaluación de los movimientos de campo libre incluyendo la cimentación puesto que no se cuentan con soluciones analíticas para todos los casos.

Método de volumen flexible

Los problemas de respuesta del sitio y la obtención de las funciones de impedancia de los dos métodos anteriores se simplifican al incluir un mayor número de grados de libertad entre el semi-espacio y la estructura. Lysmer *et al.* (1981) propusieron el método de volumen flexible que consiste en modelar al suelo y estructura como se muestra en la Fig. 2.8. En esta división, la estructura (Fig. 2.8c) consiste de la superestructura más la cimentación y menos el suelo excavado, mientras que el sistema de la cimentación consiste del sitio original (Fig. 2.8b); notar que el suelo por excavar se incluye en la cimentación. Con esta metodología la interacción entre el suelo y la cimentación ocurre en todos los nudos de la estructura en contacto con el subsuelo. La ecuación de movimiento en el dominio de la frecuencia para el sistema mostrado en la Fig. 2.8a es:

$$[K] - \omega^2[M]\{u\} = \{F\}_b \tag{2.6}$$

aquí $[K]$ es la matriz de rigidez compleja, ω es la frecuencia de la excitación armónica, $[M]$ es la matriz de las masas del sistema total, $\{u\}$ es el vector de desplazamientos en el dominio de la frecuencia y $\{F\}_b$ son las fuerzas externas en el dominio de la frecuencia.

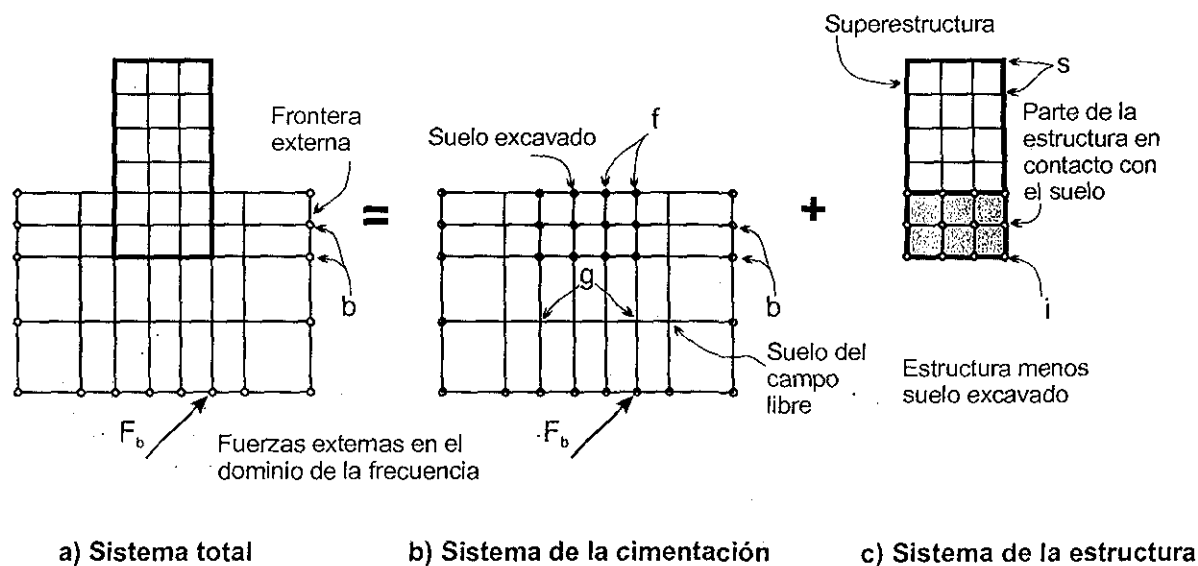


Fig. 2.8 Método de volumen flexible



La subestructura de cimentación (Fig. 2.8b) se compone del suelo excavado (puntos nodales f), por el suelo de campo libre (puntos nodales g) y por la condición de frontera (puntos nodales b). Las ecuaciones de movimiento para esta subestructura se compone de tres sistemas de ecuaciones acopladas en el dominio de la frecuencia:

$$\{[K] - \omega^2[M]\}_{ff} \{u\}_f + \{[K] - \omega^2[M]\}_{fb} \{u\}_b + \{[K] - \omega^2[M]\}_{fg} \{u\}_g = \{F\}_f \quad (2.7)$$

$$\{[K] - \omega^2[M]\}_{bf} \{u\}_f + \{[K] - \omega^2[M]\}_{bb} \{u\}_b + \{[K] - \omega^2[M]\}_{bg} \{u\}_g = \{F\}_b \quad (2.8)$$

$$\{[K] - \omega^2[M]\}_{gf} \{u\}_f + \{[K] - \omega^2[M]\}_{gb} \{u\}_b + \{[K] - \omega^2[M]\}_{gg} \{u\}_g = \{0\} \quad (2.9)$$

Haciendo $[A] = [K] - \omega^2[M]$ y poniendo de forma matricial las ecuaciones (2.7) a (2.9) se llega a la ecuación siguiente para el problema de la Fig. 2.8b; notar que las fuerzas $\{F_f\}$ corresponden a las de interacción con la estructura del problema mostrado en la Fig. 2.8c:

$$\begin{bmatrix} A_{ff} & A_{fg} & A_{fb} \\ A_{gf} & A_{gg} & A_{gb} \\ A_{bf} & A_{bg} & A_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_f \\ u_g \\ u_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_f \\ 0 \\ F_b \end{Bmatrix} \quad (2.10)$$

Para la subestructura de la Fig. 2.8c el problema de interacción está compuesto por la superestructura (puntos nodales s) y la parte de la estructura en contacto con el suelo (puntos nodales i). La ecuación de movimiento para este problema es:

$$\begin{bmatrix} A_{ss} & A_{si} \\ A_{is} & (A_{ii} - A_{ff}) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -F_f \end{Bmatrix} \quad (2.11)$$

la compatibilidad de desplazamientos ($u_i = u_f$) se cumple en esta ecuación junto con las condiciones de equilibrio ($F_i + F_f = 0$). El elemento de la matriz $(A_{ii} - A_{ff})$ indica que la rigidez y la masa del suelo excavado se resta de la rigidez y la masa de la estructura.

Si se considera la hipótesis de que la frontera externa (nudos b) se encuentra infinitamente alejada de la estructura, con el propósito de eliminar los fenómenos de reflexión y refracción de las ondas en una frontera ficticia, la ecuación de movimiento para el problema de campo libre se puede escribir de la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} A_{ff} & A_{fg} & A_{fb} \\ A_{gf} & A_{gg} & A_{gb} \\ A_{bf} & A_{bg} & A_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u'_f \\ u'_g \\ u'_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ F_b \end{Bmatrix} \quad (2.12)$$

donde el vector $\{u'\}$ corresponde a los movimientos de campo libre. Restando la ecuación (2.12) de la (2.10) se llega al siguiente sistema

$$\begin{bmatrix} A_{ff} & A_{fg} & A_{fb} \\ A_{gf} & A_{gg} & A_{gb} \\ A_{bf} & A_{bg} & A_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_f \\ v_g \\ v_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_f \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.13)$$

donde $\{v\} = \{u\} - \{u'\}$ son los desplazamientos de interacción. Después de subdividir la ecuación (2.13) el vector $\{F_f\}$ se puede escribir como sigue:

$$\{F_f\} = [V_f]\{v_f\} = [V_f]\{(\{u_f\} - \{u'_f\})\} \quad (2.14)$$

La matriz $[V_f]$ corresponde a la matriz de impedancias de los puntos nodales (f) en el modelo de la cimentación de la Fig. 2.8b, puede obtenerse de la solución de campo libre con cargas puntuales en los nodos correspondientes (f).

Los movimientos finales de la estructura se obtienen al sustituir la ecuación (2.14) en la ecuación (2.11), quedando

$$\begin{bmatrix} A_{ss} & A_{sf} \\ A_{is} & (A_{ii} - A_{if} + V_f) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ [V_f]\{u'_f\} \end{Bmatrix} \quad (2.15)$$

La solución del problema de interacción dinámica suelo-estructura con este método sigue la siguiente manera:

1. Se resuelve el problema de campo libre para determinar los movimientos $\{u'_f\}$ que están dentro del volumen de la parte de la estructura desplantada a profundidad.
2. Se resuelve el problema de impedancia para determinar la matriz $[V_f]$.
3. Se resuelve el problema estructural que involucra formar las matrices complejas de rigidez y el vector de carga de la ecuación (2.15), obteniéndose los desplazamientos finales.

El método permite el análisis de vibración de cimentaciones con geometrías complejas, calcular la respuesta de varias cimentaciones flexibles de forma arbitraria que se

encuentren sobre la superficie o embebidas en un medio viscoelástico estratificado horizontalmente, y sujetas a un ambiente sísmico que puede consistir de la superposición de ondas de cuerpo o superficiales. La rigidez de la cimentación también se puede incluir.

Un paquete de cómputo muy poderoso que actualmente se usa es el SASSI, integra a varios programas para solucionar diferentes problemas de interacción dinámica suelo-estructura en dos o tres dimensiones. Una de las restricciones de este programa es que resuelve el problema lineal. Sin embargo, se puede realizar un análisis no-lineal utilizando el método lineal equivalente.

2.4.3 Métodos completos o directos

Los métodos completos incorporan al suelo y al sistema cimentación-estructura en un solo sistema, que generalmente se modela por medio de elementos finitos y se analizan de forma simultánea. La gran ventaja de estos modelos es que toman en cuenta la no-linealidad y heterogeneidad del suelo, además de que simulan mejor las condiciones de frontera. Debe de reconocerse que el método no puede cubrir totalmente el semi-espacio con elementos discretos, por lo que se requiere modelar con fronteras artificiales que minimicen el problema de reflexión de energía y al mismo tiempo procurar mantener un tamaño razonable del problema. En la Fig. 2.9 se presenta esquemáticamente el método de análisis considerando que la propagación de las ondas sísmicas es vertical. Los pasos básicos (Seed *et al.*, 1975) son los siguientes:

1. Se resuelve el problema de respuesta de sitio por deconvolución de la excitación de control, especificada en la superficie, a una profundidad en la cual se considere que la presencia de la estructura no afectará la excitación de campo libre.
2. Calculada la excitación dinámica a cierta profundidad, se utiliza como condición de frontera en el análisis del sistema suelo-estructura con el método de elemento finito.

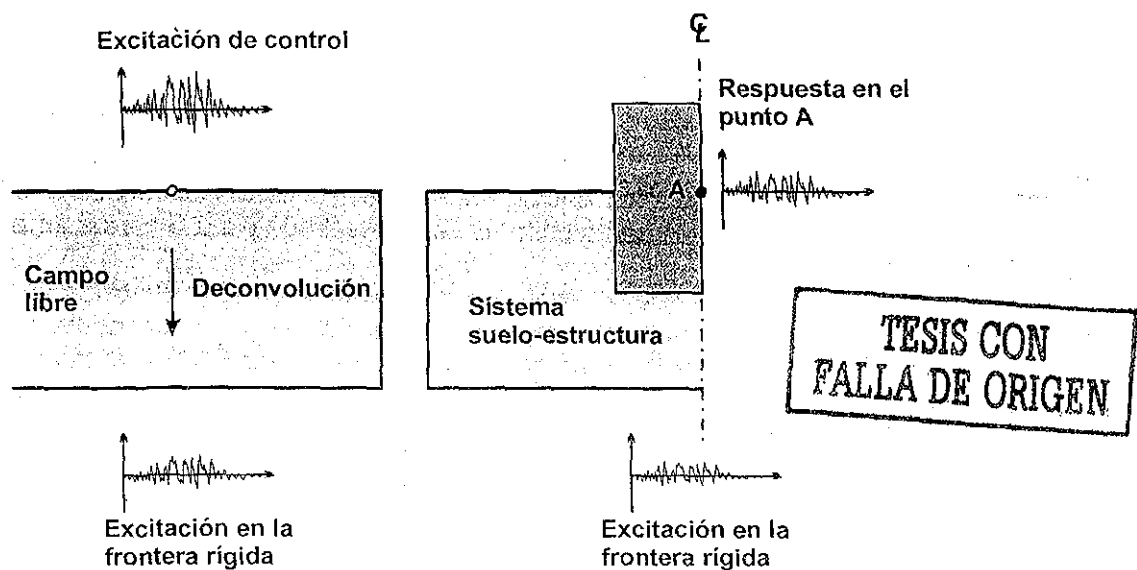


Fig. 2.9 Método completo para el análisis dinámico del sistema suelo-estructura

Romo y coautores (1977) propusieron un método para estudiar la respuesta de sistemas suelo-estructura sometidos a eventos sísmicos representados como procesos aleatorios, puesto que en los eventos sísmicos influyen las diferentes trayectorias desde la fuente de energía. Para tomar en cuenta las incertidumbres en las propiedades dinámicas de los suelos se puede utilizar la teoría de perturbaciones (Romo, 1980).

Generalmente los métodos completos hacen uso del método del elemento finito (FEM) o de los elementos de frontera. El método BEM (Boundary Element Method, BEM) ofrece a la geomecánica varias ventajas para analizar una gran variedad de problemas, puesto que se puede implementar para dominios finitos y semi-infinitos, y los requerimientos de discretización son mucho menores que los utilizados por el método de los elementos finitos (FEM). El BEM clásico considera que el dominio es homogéneo, isótropo y elástico, sin embargo se han superado ya estas limitaciones. La diferencia del FEM con el BEM es que en el primero se definen funciones de forma para cada elemento finito, y en el segundo existe una función global para toda la región en estudio. La tendencia actual es de acoplar el BEM y FEM.

Como se ha visto, existe una variedad de métodos para el análisis dinámico de cimentaciones, desde los simples que requieren un mínimo esfuerzo computacional a los complejos; en los cuales la precisión es fundamental. Algunos de ellos tienen un costo alto que no los hacen accesibles para la práctica, otros no son comerciales; o bien, su plataforma de cómputo no es la de una PC.

2.4.4 Métodos basados en modelos

Ishii y colaboradores (1984) estudiaron el efecto de la interacción cinemática en grandes tanques enterrados de concreto reforzado y vacíos, a partir de microtemores y sismos. La Fig. 2.10 muestra un tanque de 67.9 m de diámetro, altura de 26.2m, espesor de pared y su losa de 1.8 m y 5.5 m, respectivamente. El tanque se puede considerar prácticamente sin masa ya que su peso volumétrico es de 8.3 kN/m^3 y la interacción inercial es muy pequeña

En el arreglo de acelerómetros mostrado en la Fig. 2.10 se registraron 13 sismos, el promedio de las funciones de transferencia (señal del sensor T-6 entre la señal de campo libre a -1.0m de profundidad) de los 13 sismos registrados se muestra en la Fig. 2.11, la línea continua corresponde a los datos observados y la línea discontinua a los resultados obtenidos del análisis de elemento finito. En el intervalo de 0 a 2.5 Hz las amplitudes de la función de transferencia decrecen y se mantienen prácticamente de 0.35 entre 2.5 y 8.0 Hz. También se observa que el análisis teórico de la interacción cinemática se ajusta bastante bien a los resultados observados. Los autores también pudieron comprobar mediante el registro de microtemores que las curvas coinciden con la obtenida por el efecto sísmico.

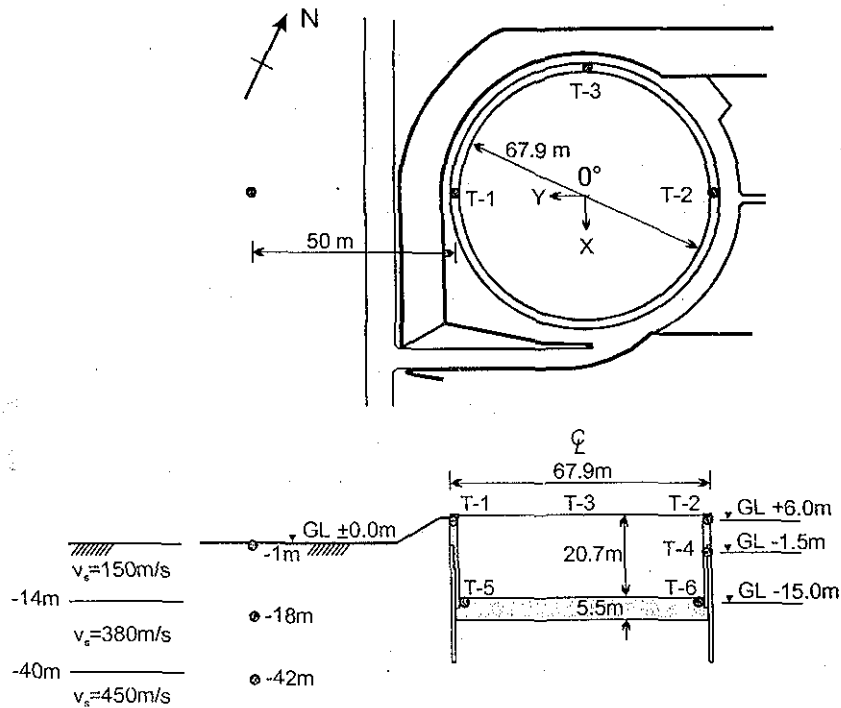
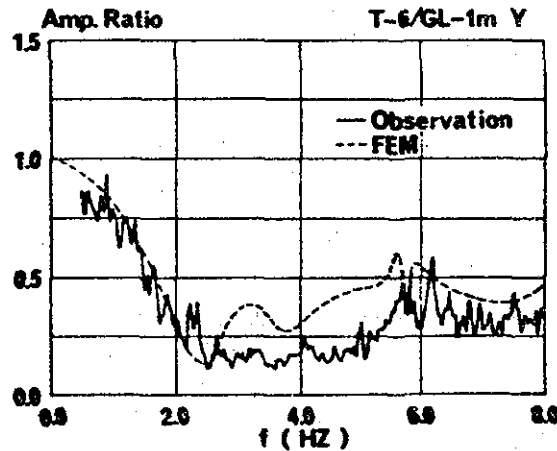


Fig. 2.10 Tanque enterrado, a gran escala (Modificada de Ishii et al., 1984)



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig. 2.11 Función de transferencia promedio de 13 sismos (Ishii, et al., 1984)

Con base en 18 estudios de diferentes tanques, los autores propusieron la siguiente función de transferencia para la interacción cinemática en el modo de traslación, aunque no incluyen las características geométricas de los tanques.

$$|H(f)| = \begin{cases} \frac{\tilde{f}}{\pi f} \operatorname{sen} \left\{ \frac{\pi f}{\tilde{f}} \right\} & 0 \leq f \leq 0.71\tilde{f} \\ 0.35 & 0.71\tilde{f} \leq f \end{cases} \quad (2.15)$$

donde

$$\tilde{f} = \frac{1.408}{2.19 \left(\frac{H}{v_s} \right) + 0.117}$$

H corresponde a la profundidad del tanque enterrado.

v_s es el valor medio de la velocidad de cortante del suelo alrededor del tanque.

Se han realizado experimentos a escala para estudiar la interacción dinámica suelo-estructura y mejorar así la práctica en su diseño. Meymand (1998) resume varios trabajos de investigación a escala y en la mesa vibradora.

La mayoría de las estructuras no se han instrumentado lo suficiente al nivel de desplante de la cimentación y existen pocos datos disponibles para su análisis. Actualmente se cuentan con sensores geotécnicos, sísmicos y de almacenamiento de datos que pueden permitir instrumentar a una cimentación, con el propósito de monitorear sus movimientos durante sismos y poder separar los efectos inerciales y cinemáticos, a fin de compararlos con las funciones de transferencia empíricas. Las estructuras también pueden sufrir torsión, debido a la distribución irregular de las masas y rigideces. Este es un tema que requiere sin duda estudios adicionales.

Capítulo 3

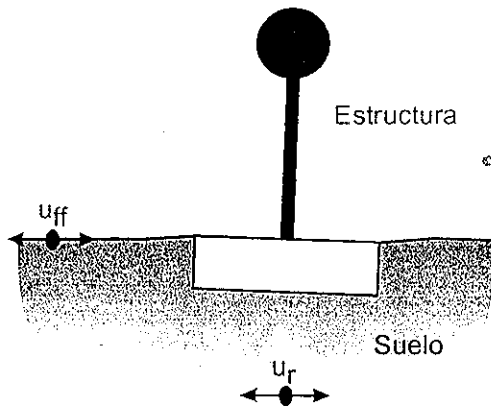
DESCRIPCIÓN DEL MODELO PARA LA INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO-CIMENTACIÓN-ESTRUCTURA

Se describe en este capítulo una metodología para calcular la interacción dinámica suelo-cimentación-estructura. El modelo está formulado en principio sólo para deducir los movimientos provocados por ondas incidentes verticales de cortante SH; toma en cuenta la presencia del cajón de cimentación, la superestructura se modela como un péndulo invertido y no se consideran pilotes; los que como se verá en el capítulo cuatro, para esta cimentación, poco contribuyen en la interacción horizontal. La tesis cubre lo anterior, pero la investigación concerniente a la modelación más completa del sistema suelo-cimentación (cajón más pilotes de fricción)-estructura sigue en curso; se contempla que en el futuro se modele completamente el puente incluyendo la interacción entre los apoyos.

3.1 Método de subestructura

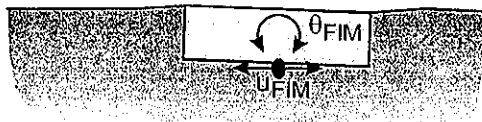
Dada la complejidad para modelar el problema completo de interacción, se desarrolló el método de la subestructura o de superposición que resuelve el problema en el dominio de la frecuencia al usar la transformada de Fourier. La superposición de los efectos es propia de este método y se asume que la respuesta del sistema suelo-cimentación-superestructura es elástica lineal, aunque como una aproximación ingenieril la superposición puede aplicarse a sistemas moderadamente no lineales. El análisis de la interacción dinámica suelo-estructura se divide en tres partes, las cuales se combinan para solucionar el problema completo, Fig. 3.1:

- i) Cálculo del movimiento de excitación o de entrada (Foundation Input Motion, FIM). Corresponde al movimiento que ocurre en la base de la cimentación en ausencia de la superestructura, la estructura y cimentación carecen de masa. Se incluyen los movimientos de traslación u_{FIM} y rotación θ_{FIM} . El FIM representa los efectos cinemáticos.



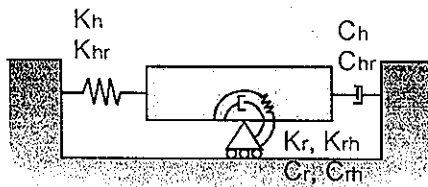
Problema de interacción

=



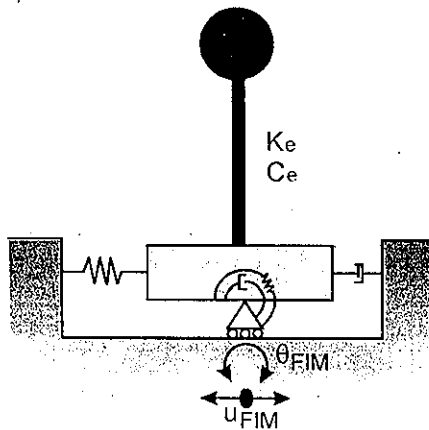
a) Cálculo de los movimientos de excitación o de entrada

+



b) Determinación de las impedancias dinámicas

+



c) Cálculo de la respuesta de la superestructura soportada por resortes y amortiguadores sujeta al movimiento de excitación

Fig. 3.1 Método de la subestructura para el análisis de interacción suelo-estructura

- ii) Determinar las impedancias dinámicas (resortes y amortiguadores) asociadas a los movimientos de rotación (K_r, C_r), traslación (K_h, C_h), acoplado de la cimentación (K_{rh}, C_{rh}). Se describen en términos de funciones de impedancia dependientes de la frecuencias; se toma en cuenta la rigidez de la cimentación y su geometría, junto con la estratigrafía del sitio.
- iii) Calcular la respuesta de la superestructura soportada que cuenta con rigidez y amortiguamiento (K_e, C_e) por los resortes y amortiguadores del paso ii) y sujeta al movimiento de excitación obtenido en el paso i).

La ventaja principal del método de la superestructura es su gran flexibilidad para resolver el problema de ISE, ya que cada paso es independiente de los otros permitiendo elegir varios modelos para su evaluación.

3.2 Interacción cinemática

La interacción cinemática filtra los movimientos de alta frecuencia que llegan a la cimentación, debido principalmente a su rigidez y geometría, pero también induce a la cimentación torsión y cabeceo, que son modos de deformación que no se presentan en campo libre. En resumen, la interacción cinemática se refiere a la imposibilidad de que la cimentación siga los movimientos de campo libre.

La evaluación de los movimientos de entrada o incidentes son los que ocurren al nivel de desplante de la cimentación, si la estructura y cimentación carecen de masa. El FIM depende de la rigidez y geometría de la cimentación, y del suelo. Las cimentaciones embebidas en el suelo y sujetas a ondas SH verticales experimentan una reducción de los movimientos de traslación, relativos al campo libre, a nivel de desplante; sin embargo se inducen movimientos de cabeceo.

Se han realizado estudios analíticos para cuantificar el efecto de la profundidad de desplante y evaluar funciones de transferencia de traslación y cabeceo con respecto a los movimientos de campo libre (Elsabee y Morray 1977, Day 1977). Para cimentaciones circulares Elsabee y Morray proponen las siguientes funciones de transferencia, mismas que se presentan en la Fig. 3.2:

$$\begin{aligned}
 \text{Traslación} \quad |H_u(\omega)| &= \begin{cases} \cos\left(\frac{d}{r}a_0\right) & a_0 \leq 0.7\bar{a}_0 \\ 0.453 & a_0 > 0.7\bar{a}_0 \end{cases} \\
 \text{Cabeceo} \quad |H_u(\omega)| &= \begin{cases} \frac{0.257}{r} \left(1 - \cos\left(\frac{d}{r}a_0\right)\right) & a_0 \leq \bar{a}_0 \\ \frac{0.257}{r} & a_0 > \bar{a}_0 \end{cases}
 \end{aligned}$$

donde:

d es la profundidad de desplante de la cimentación.

r corresponde al radio de la cimentación.

a_0 es la frecuencia normalizada $a_0 = \omega r / v_s$; ω es la frecuencia angular en rad/s.

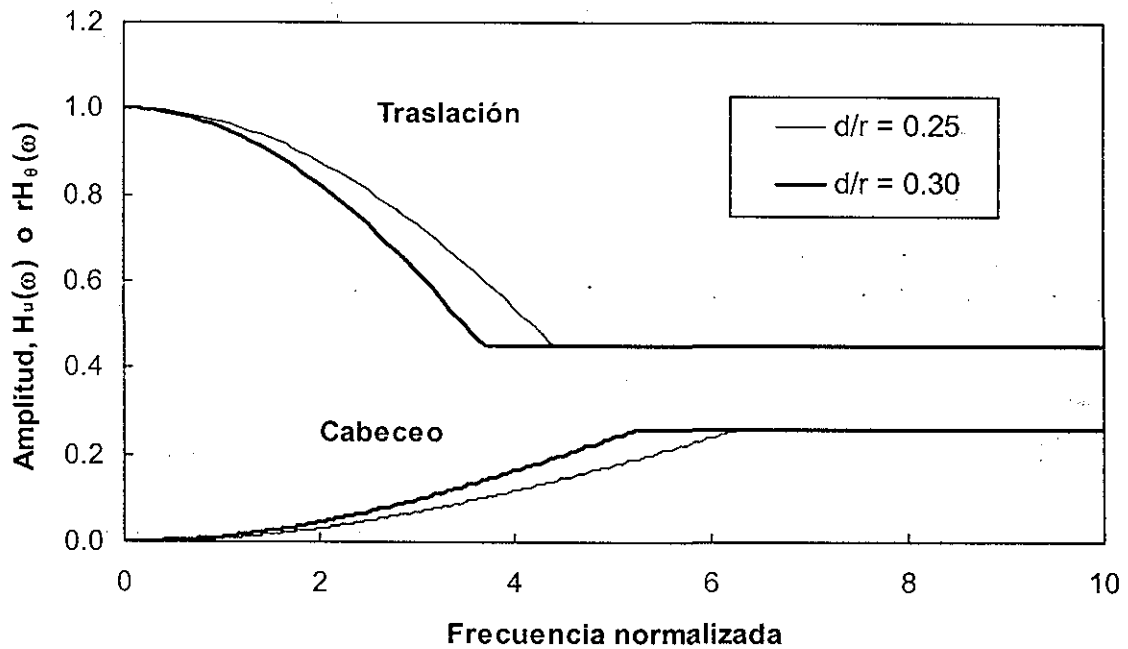


Fig. 3.2 Funciones de transferencia aproximadas del campo libre y el movimiento al nivel de desplante de la cimentación

En la Fig. 3.3 se comparan las funciones de transferencia de cilindros embebidos en un semiespacio y dentro de un depósito de suelo con cierto espesor, los cilindros tienen relación $d/r = 0.5, 1.0$ y 2.0 . Las aproximaciones son bastante razonables para cada relación d/r y condiciones del suelo.

Dobry y Gazetas (1986) revisaron la literatura para las funciones de impedancia de cimentaciones con diferente forma en planta, incluyendo circulares y rectangulares con relaciones de dimensiones L/B de 1 hasta infinito. Sus resultados confirmaron que el uso de cimentaciones equivalentes es aceptable para relaciones de aspecto menores de 4:1.

Mita y Luco (1989) determinaron que una cimentación rectangular puede reemplazarse por una cimentación circular equivalente sin que se introduzca un error significativo. El radio de la cimentación equivalente se definió como el promedio de los radios equivalentes de la superficie de desplante de la cimentación y el radio equivalente del momento de inercia de la superficie de desplante.

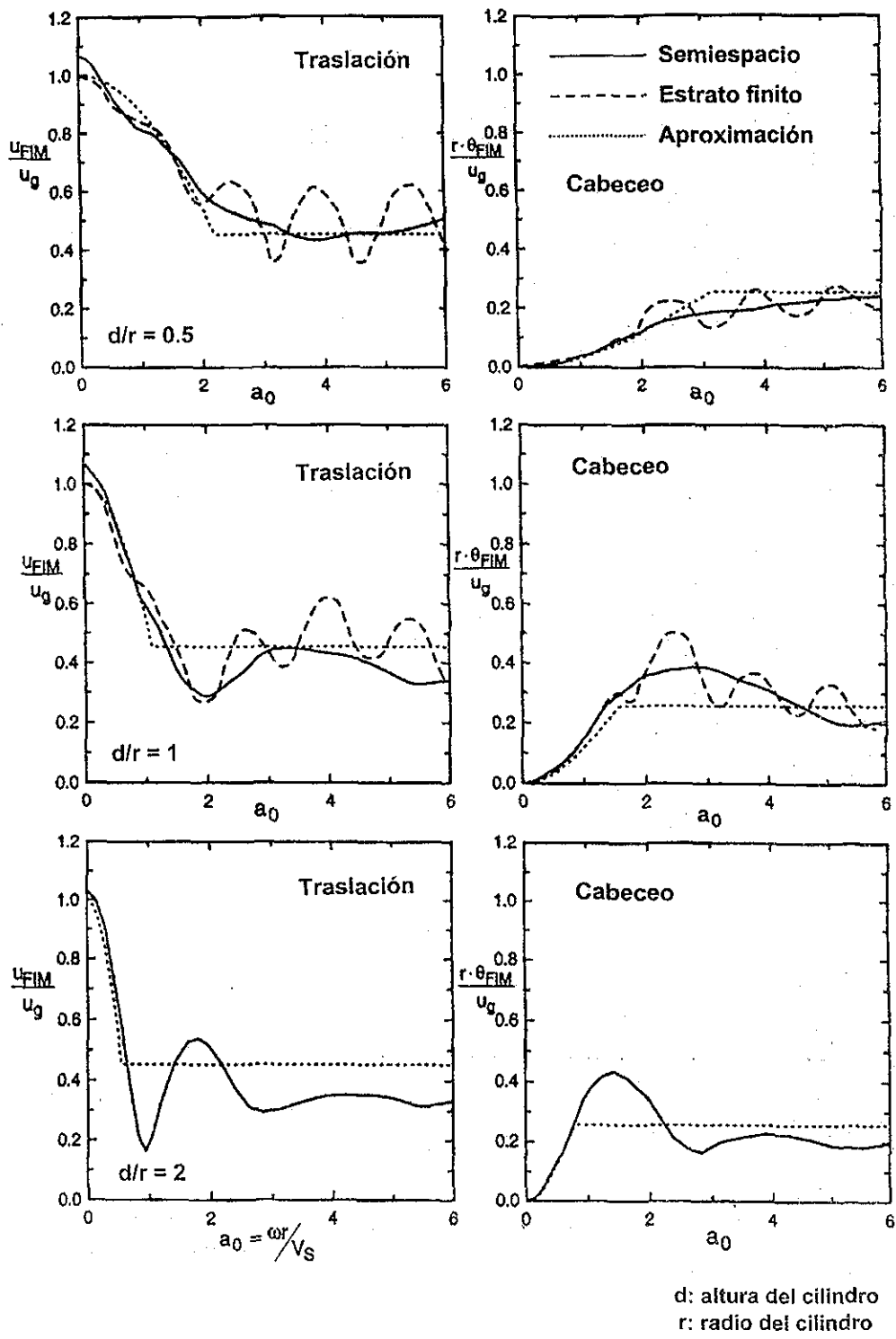


Fig. 3.3 Amplitudes de las funciones de transferencia para cilindros embebidos en un semiespacio (Day, 1977), en un estrato finito (Elsabee y Morray, 1977) y aproximaciones de Elsabee y Morray (Stewart et al., 1998)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Estudios empíricos (Seed y Lysmer, citado por Stewart *et al.*, 1998) han señalado que el procedimiento de deconvolución para la propagación vertical de ondas simula los efectos cinemáticos razonablemente bien utilizando por ejemplo el programa SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972). Algo más conservador es utilizar el movimiento sísmico en la superficie del terreno, puesto que resulta más desfavorable que el movimiento calculado del análisis de interacción cinemática.

Como se ha comentado, primeramente se requiere el cálculo del movimiento de campo libre del sitio u_{ff} , es decir, la variación temporal y espacial del movimiento antes de construir la estructura. Es preciso conocer el movimiento de diseño en un cierto punto de control; la mayoría de las veces se asume que el componente horizontal del movimiento corresponde únicamente a las ondas de cortante horizontal (SH) y a las ondas de compresión (P).

Para conocer el movimiento de campo libre a la profundidad de desplante de la cimentación se realiza un análisis de propagación de ondas, el programa SHAKE es una de las herramientas de las que se dispone para realizarlo puesto que se puede ubicar el punto de control en la superficie o en la base del depósito de suelo.

Las condiciones geológicas y estratigráficas del valle de México, junto con las propiedades dinámicas de las arcillas hacen posible la aplicación del modelo unidimensional (Romo y Seed, 1986, Romo,). Es importante señalar que la amplificación de los movimientos depende de las características de la arcilla, mayormente de las propiedades $G/G_{max}-\gamma$ y $\lambda-\gamma$.

3.3 Interacción inercial

La interacción inercial se refiere a los movimientos de la cimentación que son producto de las fuerzas que se inducen al suelo, debidas a la respuesta dinámica de la estructura. Si la base fuese rígida los movimientos no se presentarían.

3.3.1 Modelo considerado

El modelo comúnmente empleado para el análisis inercial se muestra en la Fig. 3.3 y corresponde a un sistema equivalente que tiene tres grados de libertad, mismos que son (CFE, 1993): la deformación de la estructura x_e , el desplazamiento de la base de la cimentación x_c relativo al movimiento x_o de campo libre, y la rotación de la cimentación ϕ_c . El desplazamiento total de la estructura será $x_t = x_o + x_c + (H_e + D)\phi_c + x_e$; $(H_e + D)$ corresponde a la altura desde el nivel de desplante de la cimentación al centroide de las fuerzas inerciales. Los grados de libertad de torsión y traslación vertical se desprecian.

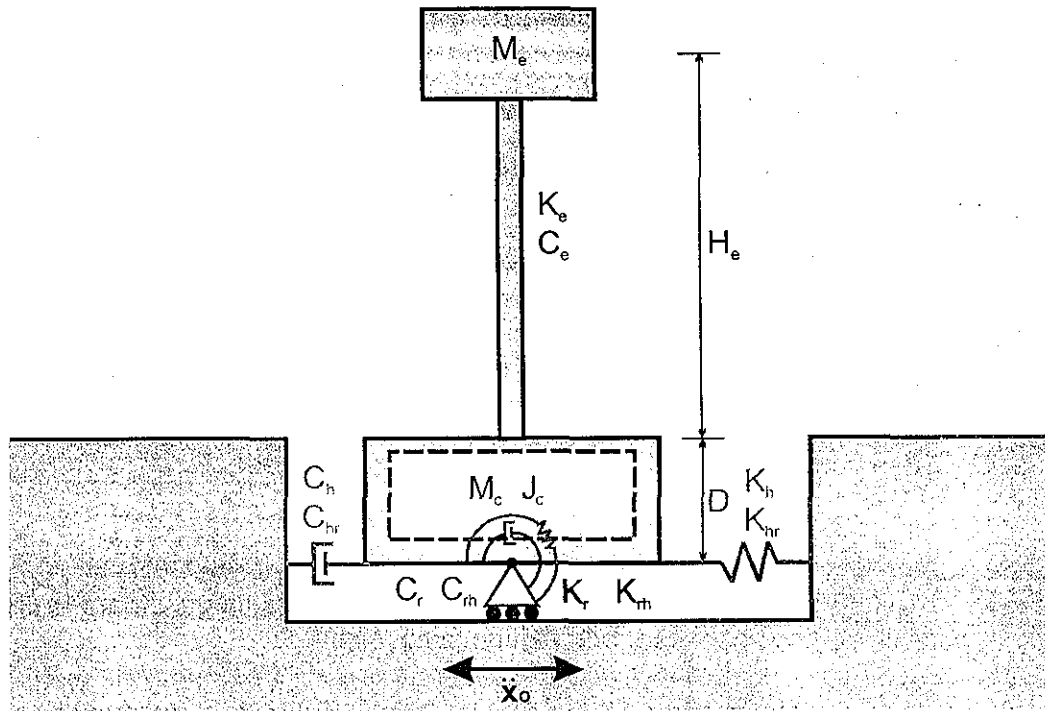


Fig. 3.3 Modelo simplificado para el análisis de interacción inercial

Formulando el equilibrio dinámico en traslación de la estructura, traslación y rotación de la cimentación se llegan a establecer matricialmente las ecuaciones de movimiento en el dominio del tiempo.

$$\begin{bmatrix} M_e & M_e & M_e(H_e + D) \\ M_e & M_e + M_c & M_e(H_e + D) + M_c D / 2 \\ M_e(H_e + D) & M_e(H_e + D) + M_c D / 2 & M_e(H_e + D)^2 + J_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_e \\ \ddot{x}_c \\ \ddot{\phi}_c \end{Bmatrix} + \quad (3.1)$$

$$\begin{bmatrix} C_e \\ C_h & C_{hr} \\ C_{hr} & C_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_e \\ \dot{x}_c \\ \dot{\phi}_c \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_e \\ K_h & K_{hr} \\ K_{hr} & K_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_e \\ x_c \\ \phi_c \end{Bmatrix} = -\ddot{x}_o(t) \begin{Bmatrix} M_e \\ M_e + M_c \\ M_e(H_e + D) + M_c D / 2 \end{Bmatrix}$$

donde

M_e , K_e , C_e y H_e corresponden a la masa, rigidez, amortiguamiento y altura de la estructura, respectivamente.

M_c es la masa de la cimentación.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

J_c el momento de inercia de la masa de cimentación con respecto a la base de rotación.

D es la profundidad de desplante de la cimentación.

K_h y C_h son la rigidez y amortiguamiento del suelo, respectivamente, en el modo de traslación horizontal de la cimentación.

K_r y C_r son la rigidez y amortiguamiento del suelo, respectivamente, en el modo de rotación de la cimentación.

$K_{hr} = K_{rh}$ y $C_{hr} = C_{rh}$ son la rigidez y amortiguamiento del suelo acoplados, respectivamente.

La ecuación 3.1 se puede escribir de la siguiente forma condensada

$$M_s \ddot{x}_s + C_s \dot{x}_s + K_s x_s = -\ddot{X}_o(t) M_o \quad (3.2)$$

donde x_s es el vector de coordenadas del sistema, M_o el vector de carga, y para el sistema M_s , C_s y K_s son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez.

Al considerar que la excitación es armónica $\ddot{X}_o(t) = \ddot{X}_o e^{i\omega t}$ la Ec. 3.2 se reduce a

$$[K_s + i\omega C_s - \omega^2 M_s] X_s = -\ddot{X}_o M_o \quad (3.3)$$

y se resuelve en el dominio de la frecuencia para obtener los espectros de amplitudes del desplazamiento relativo de la estructura y de la cimentación; esto es, x_e y x_c , y la rotación de la cimentación ϕ_c .

3.3.2 Funciones de impedancia

Las expresiones de las funciones de impedancia representan las rigideces dinámicas y las características de amortiguamiento de la interacción suelo-cimentación, son complejas y dependientes de la frecuencia. La parte real representa la rigidez y la parte imaginaria el amortiguamiento histerético del suelo y por radiación de ondas. La función de impedancia se representa con la siguiente ecuación (por ejemplo Gazetas, 1991):

$$\tilde{K}_m(\omega) = K_m(\omega) + i\omega C_m(\omega) \quad (3.4)$$

donde

m corresponde al modo de vibración de la cimentación.

$$K_m = K_m^o [k_m - 2\zeta_s \eta_m c_m]$$

$$\omega C_m = K_m^o [\eta_m c_m + 2\zeta_s k_m]$$

**FALTA
PAGINA**

3-9 Y 3-10



$$c_r = \begin{cases} \frac{0.5\zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s) \eta_{rp}^2}; & \text{si } \eta_{rp} = \eta_h / \eta_p \leq 1 \\ \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2}; & \text{si } \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1 \end{cases} \quad (3.13)$$

$$c_{hr} = c_h \quad (3.14)$$

donde

η_s y η_p son las frecuencias fundamentales adimensionales del depósito de suelo en el modo de vibración transversal y vertical, respectivamente:

$$\eta_s = \frac{\pi R_h}{2H_s} \quad (3.15)$$

$$\eta_p = \frac{\pi R_r}{2H_s} \left[\frac{2(1 - \nu_s)}{1 - 2\nu_s} \right]^{1/2} \quad (3.16)$$

3.4 Programación del método

Para resolver el problema de interacción dinámica suelo-estructura de acuerdo con la ecuación (3.3), que corresponde a la modelación matemática del problema presentado en la Fig. 3.3, se escribieron tres programas en lenguaje FORTRAN; los cuales se describen brevemente en este inciso y en la Fig. 3.4 se muestra la secuencia de cálculo.

Previamente a resolverse la ecuación (3.3) se tiene que calcular la señal de excitación del sistema; en este trabajo se hace utilizando el modelo unidimensional de propagación vertical de ondas SH, mediante el programa SHAKE o el EERA. En los incisos 5.1 y 5.2 se describe un caso historia aplicando lo señalado.

Posteriormente la señal de excitación, que está en el dominio del tiempo, se transforma al dominio de la frecuencia mediante el uso de la *transformada discreta de Fourier* (TDF) descrita por la siguiente ecuación:

$$X_k = \frac{1}{N} \sum_{r=0}^{N-1} x_r e^{-i \left(\frac{2\pi k r}{N} \right)} \quad k = 0, 1, 2, \dots (N-1) \quad (3.17)$$

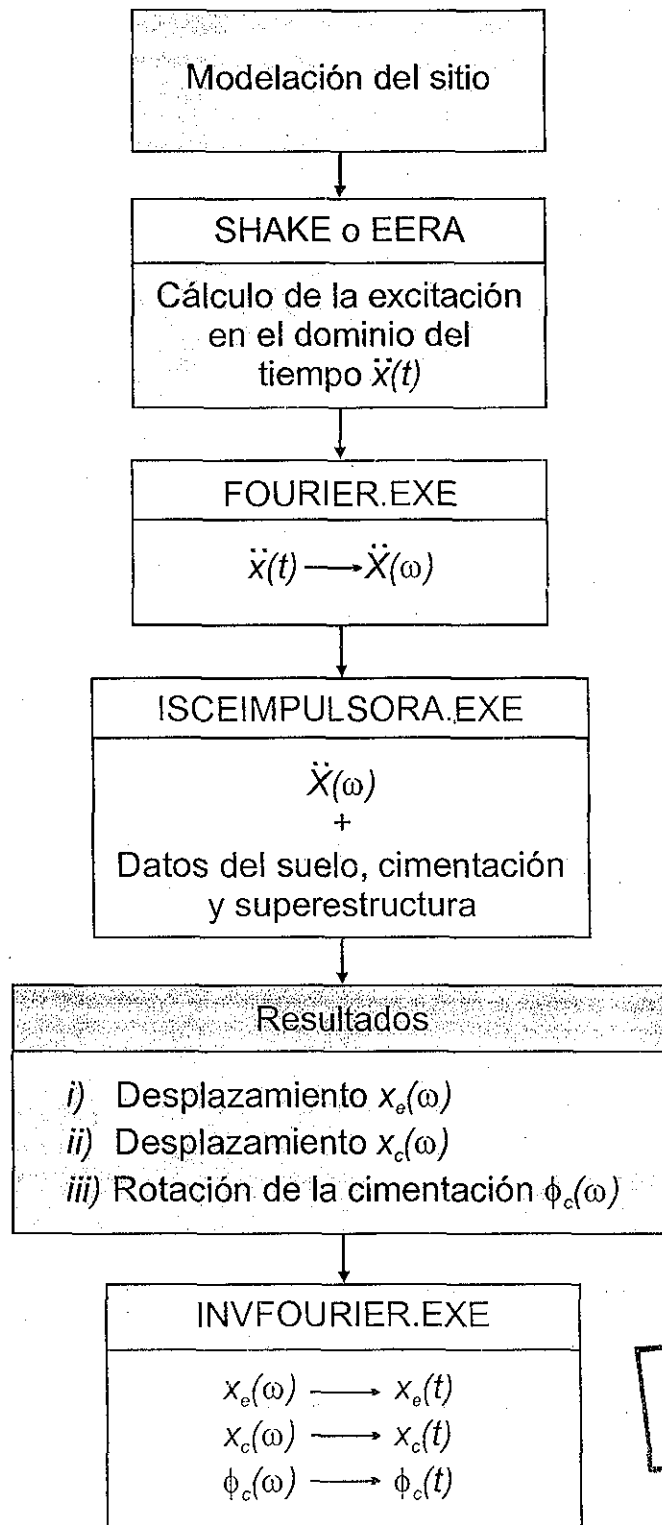
$$\omega_k = \frac{2\pi k}{N\Delta} \quad k = 0, 1, 2, \dots (N-1) \quad (3.18)$$

Donde N es el número de datos de la señal, X_k son los coeficientes de la transformada discreta de Fourier y ω_k corresponden a las frecuencias presentes en la señal discreta.

Junto con la señal transformada y las características de masas, geometrías y rigideces del suelo, cimentación y estructura, se emplea el programa ISCEIMPULSORA.EXE para el cálculo de la interacción dinámica suelo-estructura. Puesto que el programa utiliza las funciones de impedancia complejas y que están en función de la frecuencia, así como de la señal de excitación, los resultados están en el dominio de la frecuencia y corresponde a los desplazamientos de la estructura x_e , de la base x_c y los giros de la cimentación ϕ_c .

Para transformar las señales del dominio de la frecuencia al del tiempo, obtenidas con el programa ISCEIMPULSORA.EXE, se utiliza el programa INVFOURIER.EXE. Éste obtiene la serie temporal discreta x_r a partir de los coeficientes de la transformada discreta de Fourier X_r . La expresión se le conoce como la *transformada discreta de Fourier inversa* (TDFI):

$$x_r = \sum_{k=0}^{N-1} X_k e^{i\left(\frac{2\pi kr}{N}\right)} \quad r = 0, 1, 2, \dots (N-1) \quad (3.19)$$



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. 3.4 Secuencia del cálculo de la interacción dinámica suelo-estructura

1000 0000
1000 0000
1000 0000

Capítulo 4

CASO HISTORIA: **APOYO No. 6 DEL PUENTE VEHICULAR IMPULSORA**

Para mejorar nuestro conocimiento acerca del comportamiento estático y sísmico de cimentaciones mixtas cajón-pilotes de fricción en depósitos de suelos arcillosos blandos, se instrumentó la cimentación y superestructura de un puente vehicular. La instrumentación instalada tiene como propósito el monitoreo de las principales variables que controlan el comportamiento estático y sísmico del puente. Este caso es el primer prototipo instrumentado en la ciudad de México y se describe en el presente capítulo algunos resultados obtenidos para diferentes sismos ocurridos, haciendo mayor énfasis en la interacción dinámica suelo-cimentación estructura.

4.1 Descripción de la cimentación del apoyo No. 6 del puente Impulsora

La cimentación instrumentada forma parte del puente Impulsora que se localiza en Nezahualcóyotl, Estado de México, muy cerca del límite con el Distrito Federal, y totalmente dentro de la zona metropolitana noreste de la ciudad de México. El puente se ubica a lo largo de la Av. de las Zapatas y cruza la Avenida Central; forma parte de las obras del Metropolitano Línea B, Buenavista-Ecatepec, y tiene una longitud total de 689 m. El puente vehicular que también da servicio a peatones para acceder a la estación Impulsora del Metro, ya que está construido directamente sobre la estación. Tanto la Línea B como la estación fueron resueltas por superficie en este tramo. Las coordenadas de la cimentación instrumentada son: $19^{\circ} 29.13'$ Latitud Norte, y $99^{\circ} 02.92'$ Longitud Oeste. Una vista actual del apoyo No. 6 del puente desde las vías que van hacia Ecatepec, se muestra en la Fig. 4.1. El sitio de desplante del puente se localiza de manera franca al nororiente de la Zona del Lago, en su porción reconocida como Virgen, tal como se aprecia en la Fig. 4.2.



Fig. 4.1 Vista actual del apoyo No. 6 del puente vehicular Impulsora

El puente cuenta con ocho apoyos intermedios con sus rampas de acceso extremas, construidas con material ligero (tezontle) y de altura limitada con objeto de reducir asentamientos, ya que su carga es superficial y no-uniforme (Fig. 4.3). Posee un carril en cada sentido, aunque sobre el apoyo estudiado y en toda su porción central sobre la estación Impulsora tiene cuatro carriles, utilizándose los de los extremos para el ascenso y descenso de pasajeros de vehículos que utilizan el Metro (Fig. 4.4). La cimentación instrumentada es el soporte del Apoyo No. 6, el cual se ubica al oriente del tramo central que cubre el arroyo oriente de la Avenida Central, y que corresponde a los carriles que conducen a Ecatepec. El apoyo No. 6 tiene 8 columnas oblongas en dos líneas, cuatro en cada una, separadas por 17.0 m. Su cimentación fue resuelta mediante un cajón con una forma romboidal en planta (Fig. 4.5) debido al esviajamiento ($104^{\circ} 11'$) entre las dos avenidas; sus dimensiones son 15 x 22 m y su desplante está a 3 m de profundidad. La dimensión longitudinal del cajón es mayor hacia el oeste, a fin de eliminar la excentricidad debida a las cargas mayores del claro central. El cajón es bastante rígido en virtud de su retícula en ambas direcciones de contratraveses de concreto reforzado de 2.7 m de peralte y 0.5 ó 0.6 m de ancho; éstas se colaron monolíticamente a la losa de cimentación, la cual tiene un espesor uniforme de 0.25 m. La losa tapa de 0.22 m de espesor se coló sobre la parte superior de las contratraveses, formando así una subestructura hueca.

Sobre las dos líneas transversales de columnas de concreto reforzado descansan, Fig. 4.6, las cuatro traveses de apoyo que cuentan con tramos en cantiliver, en cuyos extremos se apoyan isostáticamente las traveses centrales. El claro al oeste del apoyo No. 6 (claro central) es de 56.8 m de columna a columna, en tanto que el claro al este es de sólo 43.0 m, y ahí sólo se apoyan dos traveses centrales, que corresponden a la vía de dos carriles. La diferencia entre los claros contiguos al apoyo en estudio determina una menor longitud del cantiliver oeste, respecto al del lado opuesto. Las traveses o vigas "T" de sección cajón son elementos estructurales pretensados y prefabricados, Fig. 4.7, las que se apoyan en las columnas, y que hacen marco en el sentido transversal mediante las traveses de liga coladas en el sitio, una en el eje 11 y la otra en el 12.

Entre los ejes 11 y 12 de columnas cruza la lateral de la Avenida Central; y es por donde el tránsito pesado y relativamente lento que transita sobre esta vía de mucho tráfico, circula prácticamente de manera directa sobre el cajón de cimentación (Fig. 4.8).

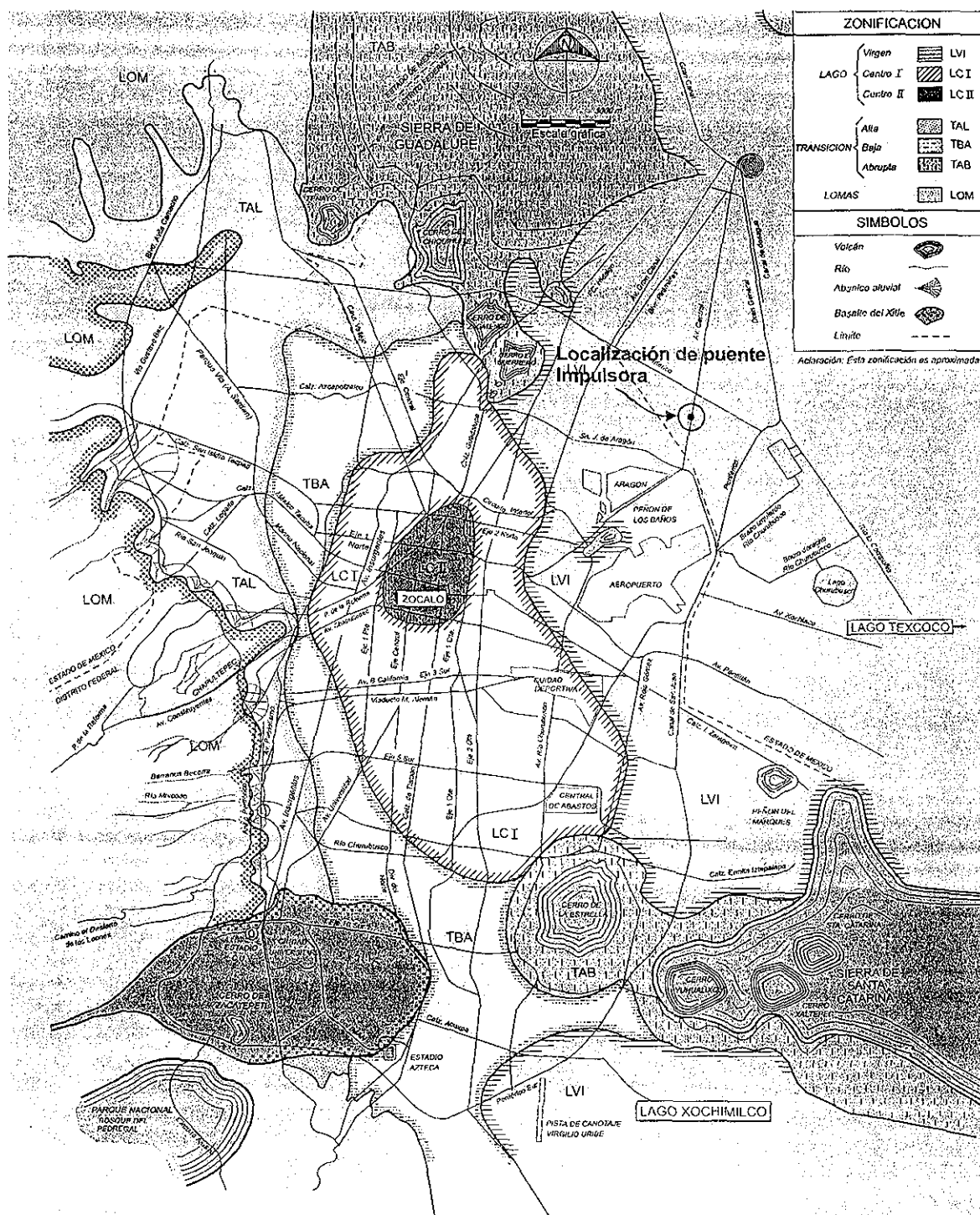


Fig. 4.2 Zonificación geotécnica de la ciudad de México (COVITUR, 1987) y localización del puente vehicular Impulsora

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

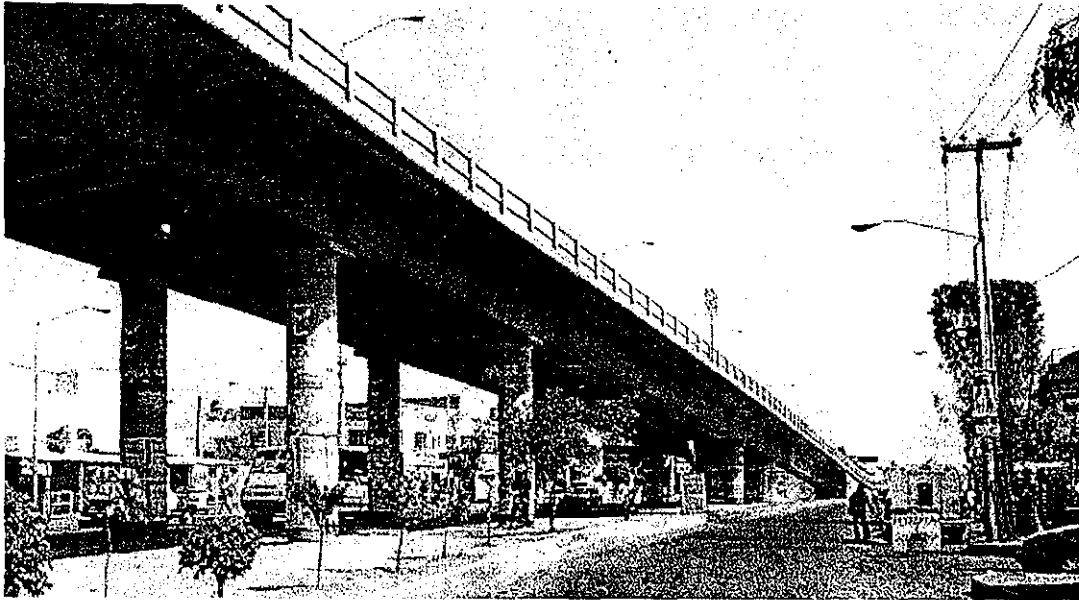


Fig. 4.3 Rampa oriental de acceso del puente Impulsora

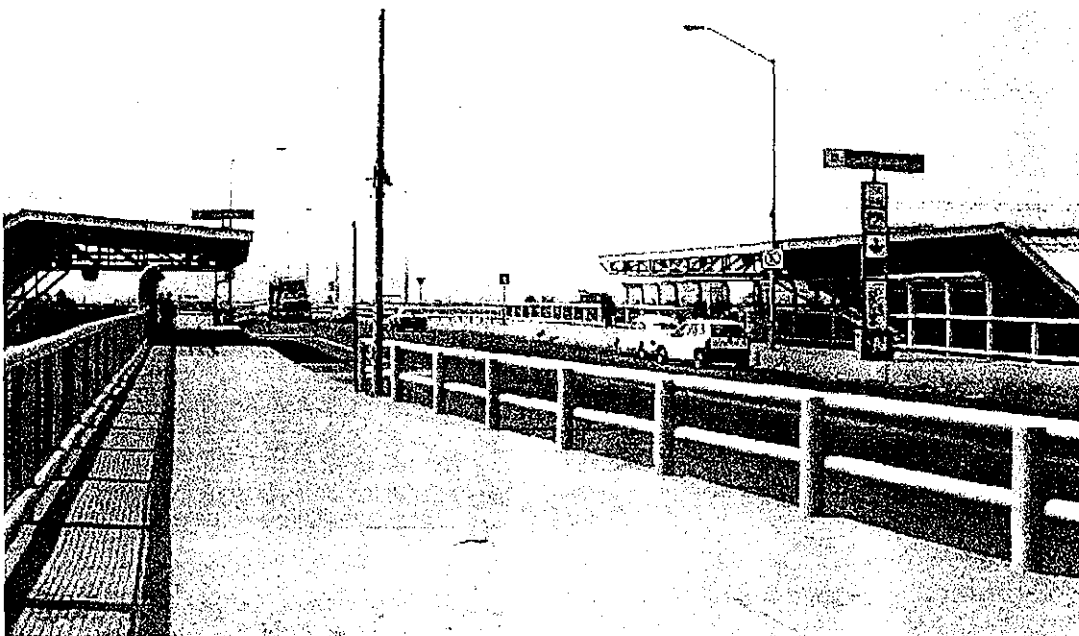
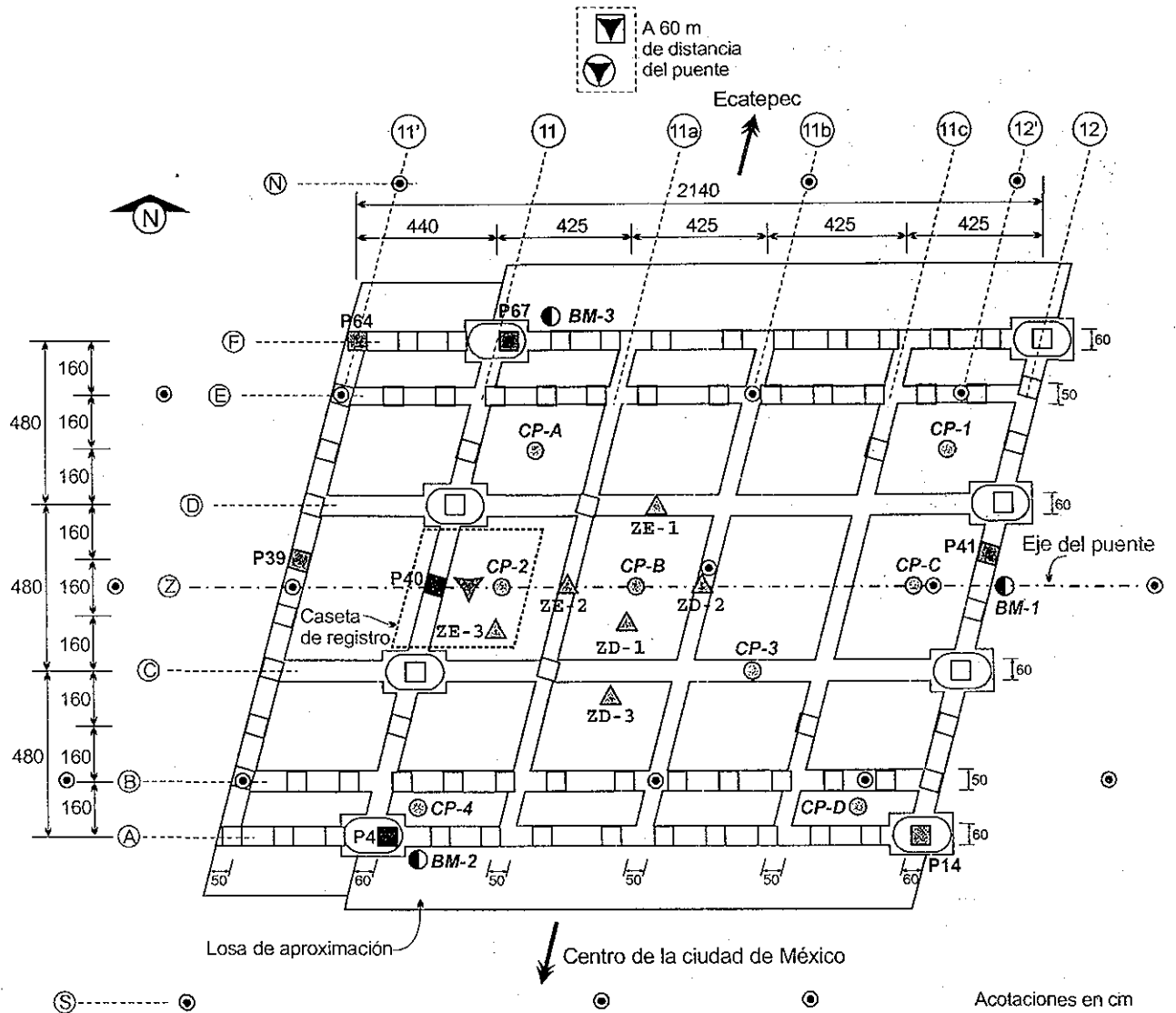


Fig. 4.4 Vista de la porción central sobre la estación Impulsora, carriles centrales y zona de ascenso y descenso de pasajeros



- ▼ Acelerógrafo triaxial en la caseta de registro
- ▼ Sistema acelerográfico de campo libre en superficie
- ▼ Sistema acelerográfico de campo libre en pozo, a 60 m de profundidad
- Pilote con cuatro celdas de carga a diferentes profundidades
- Pilote con celda de carga cerca de la cabeza
- ⊙ Celda de presión total en el contacto losa de cimentación-suelo
- ▲ Piezómetro a cierta profundidad en el subsuelo
- ⊙ Banco de asentamientos a profundidad
- ⊙ Referencia topográfica superficial

Fig. 4.5 Planta de la cimentación del apoyo No. 6 del puente Impulsora

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

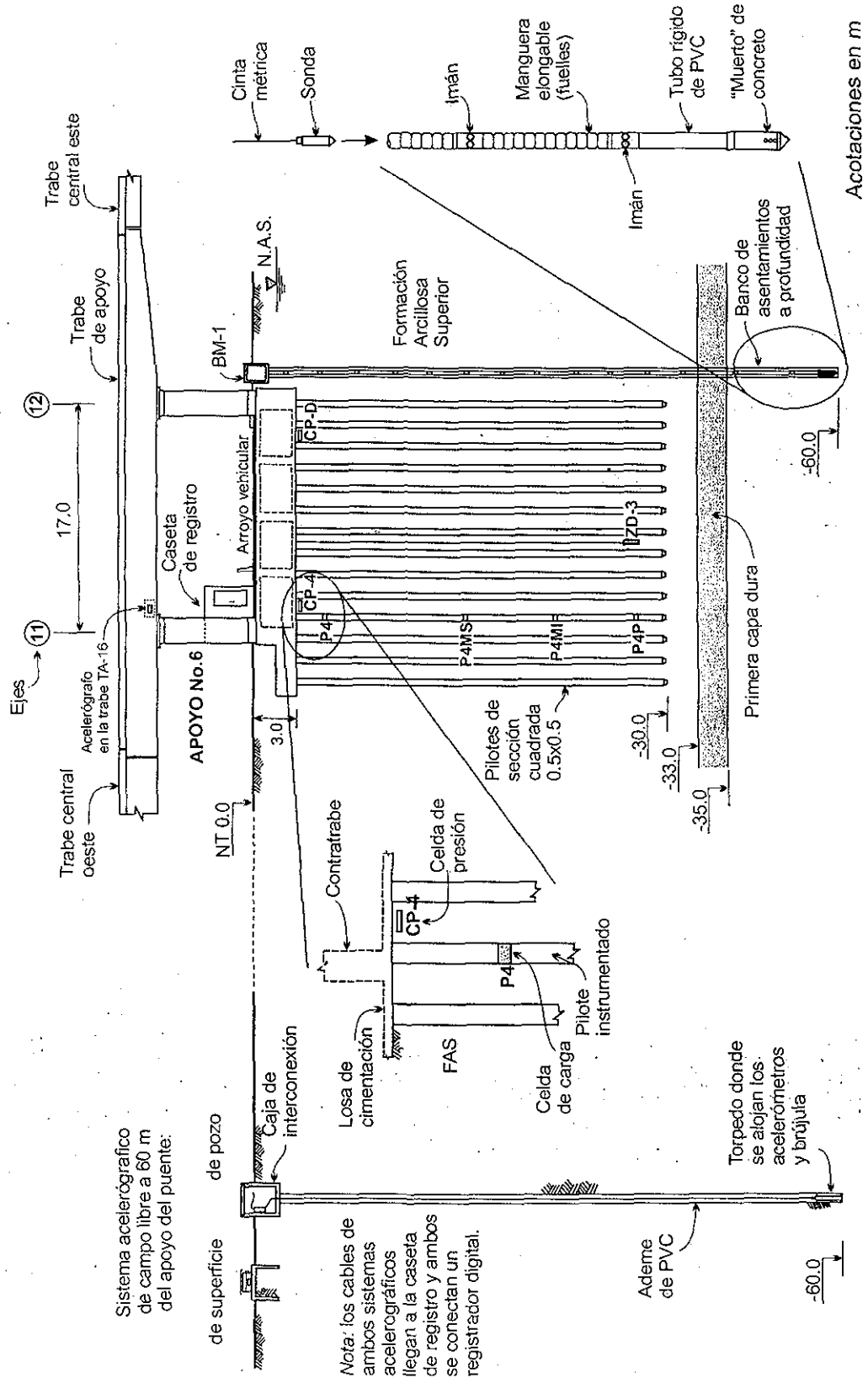


Fig. 4.6 Vista lateral de la cimentación y superestructura del apoyo No. 6 del puente vehicular impulsora

Caso Historia: Apoyo No. 6 del Puente Vehicular Impulsora

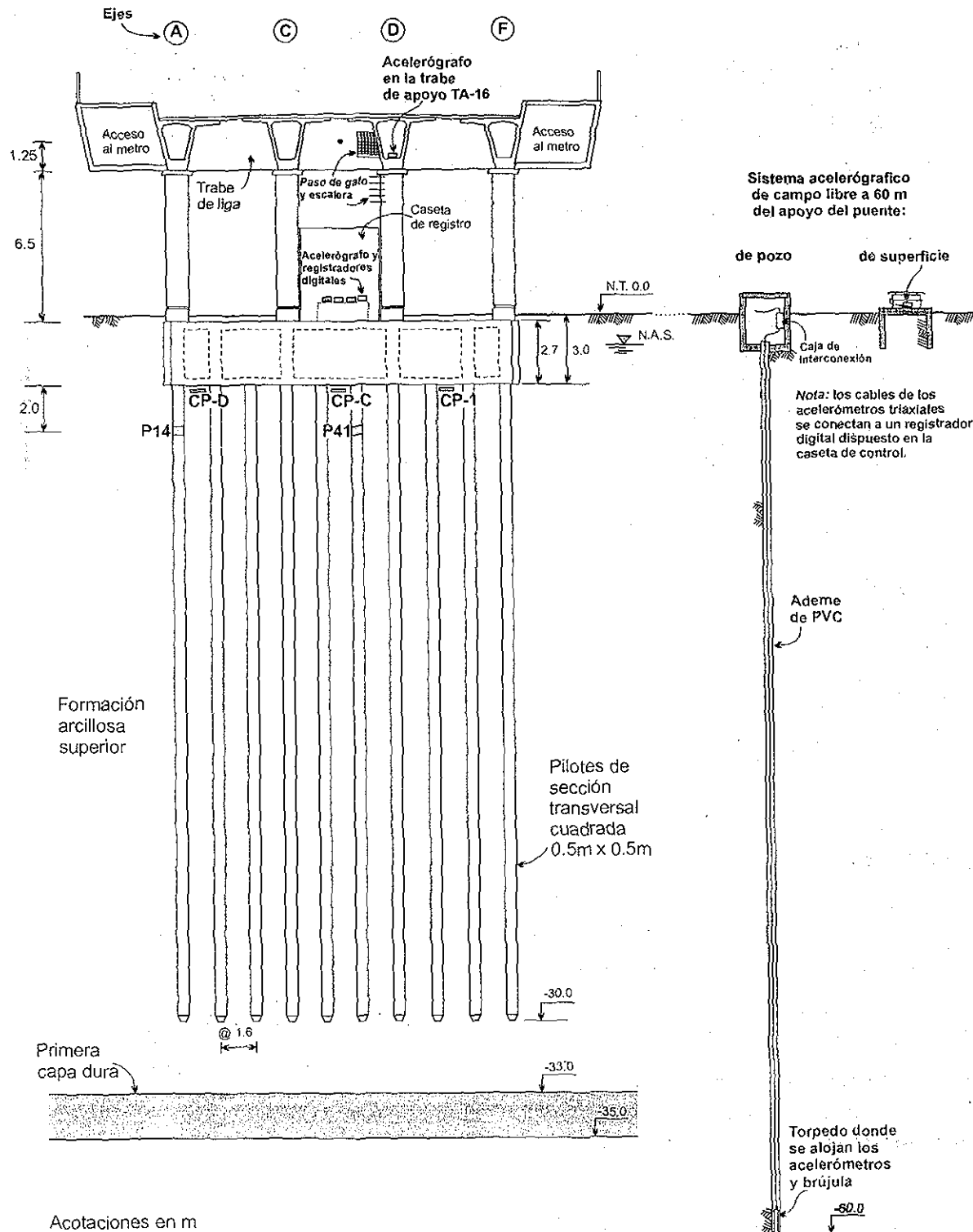


Fig. 4.7 Vista transversal de la cimentación y superestructura del apoyo No. 6 del puente vehicular Impulsora

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



Fig. 4.8 Tránsito pesado que circula sobre el cajón de cimentación

4.2 Estratigrafía del sitio

Después de una costra de desecación dura y relativamente delgada, misma que fue removida por la excavación para alojar el cajón de cimentación, el sitio de interés está caracterizado por depósitos arcillosos lacustres muy blandos, normalmente consolidados; la formación arcillosa superior (FAS) se encuentra estratificada con lentes limoarenosos y de vidrio volcánico. Subyaciendo estos depósitos blandos se encuentra entre las profundidades 33.0 y 35.5 m, la primera capa dura (PCD) constituida por limos arenosos ligeramente cementados. Debajo de esta capa se encuentra la formación arcillosa inferior (FAI), cuya consistencia es mayor que la de la FAS, y que se encuentra con una mayor intercalación de capas arenosas que la superior. Subyace a esta FAI los denominados depósitos profundos a partir de una profundidad de 51 m, constituidos por arenas limosas y ceniza volcánica. La detallada descripción de los depósitos arenosos es posible gracias a que se realizó un prueba de penetración de cono CPT.

4.3 Propiedades estáticas y dinámicas del subsuelo

En la Tabla 4.1 se resumen las propiedades índices y mecánicas de los diferentes estratos. Los valores medios de algunas propiedades índice, obtenidas por los diseñadores de la cimentación son las siguientes: contenido de agua medio igual a 303%; límite líquido, 337%, índice de plasticidad, 245%, y consistencia relativa, -0.13. La resistencia media no drenada de los suelos arcillosos se determinó tanto con pruebas de laboratorio como de campo (ensayos CPT), ambos ejecutados por los diseñadores. El ensaye de muestras inalteradas de la FAS con pruebas triaxiales UU arrojó un valor medio de la resistencia no drenada de tan sólo 12.36 kPa. La muy baja resistencia de estos depósitos lacustres normalmente consolidados, se confirma con las reducidas resistencias de punta a la penetración del cono que se indican en la Fig. 4.9. La

correlación empírica para este sitio entre la resistencia de punta, q_c , de los ensayos de penetración del cono en el campo, y la resistencia no drenada, c_u , del laboratorio, resultó:

$$c_u = q_c / 17 \quad (4.1)$$

La compresibilidad de los materiales del sitio es muy alta, ya que pertenecen a un sitio normalmente consolidado, en el que el régimen hidráulico en la FAS no se ha modificado todavía de manera significativa, manteniéndose una condición casi hidrostática; aunque los abatimientos piezométricos se dan en los depósitos más profundos.

Poco antes de iniciar las actividades de construcción del apoyo No. 6 se realizaron pruebas dinámicas *in-situ* (Gutiérrez, 1995), al centro del desplante de la futura cimentación, y desde la superficie del terreno. Se midieron las velocidades con las que se propagan las ondas P y las ondas S en los diferentes estratos del subsuelo, con el propósito de estimar su módulo cortante dinámico. Se utilizó el sistema de la sonda suspendida (Uchiyama *et al.*, 1984), el cual cuenta con una sonda de 5 m de longitud aproximadamente, Fig. 4.10, en la que tanto la fuente de excitación como los geófonos receptores están integrados; se mantienen separados por una distancia constante conocida, por lo que en teoría esta técnica no tiene límite por lo que se refiere a la profundidad a la que puede emplearse. La fuente y los sensores se encuentran separados

Tabla 4.1 Propiedades índices y mecánicas del sitio

Profundidad m	Descripción	c_u kPa	γ kN/m ³	w_L %	PI %	w %
0 - 2.5	Relleno	—	11.7	—	—	—
2.5 - 15	Arcilla gris y café oscuro con materia orgánica	12.0	12.0	286	237	331
15 - 25		9.8	11.7	276	224	208
25 - 33		10.8	11.4	370	312	320
33 - 35.5	Limo arenoso	—	—	—	—	44
35.5 - 38	Arcilla gris verdosa con lentes de arena y limo	21.6	11.5	299	243	280
38 - 41	Arena color gris claro y ceniza volcánica	—	—	—	—	22
41 - 51	Arcilla gris con poco limo	20.6 – 25.5	11.7	242	188	253
51 - 55 fin del sondeo	Limo arenoso gris verdoso con ceniza volcánica	—	—	—	—	40

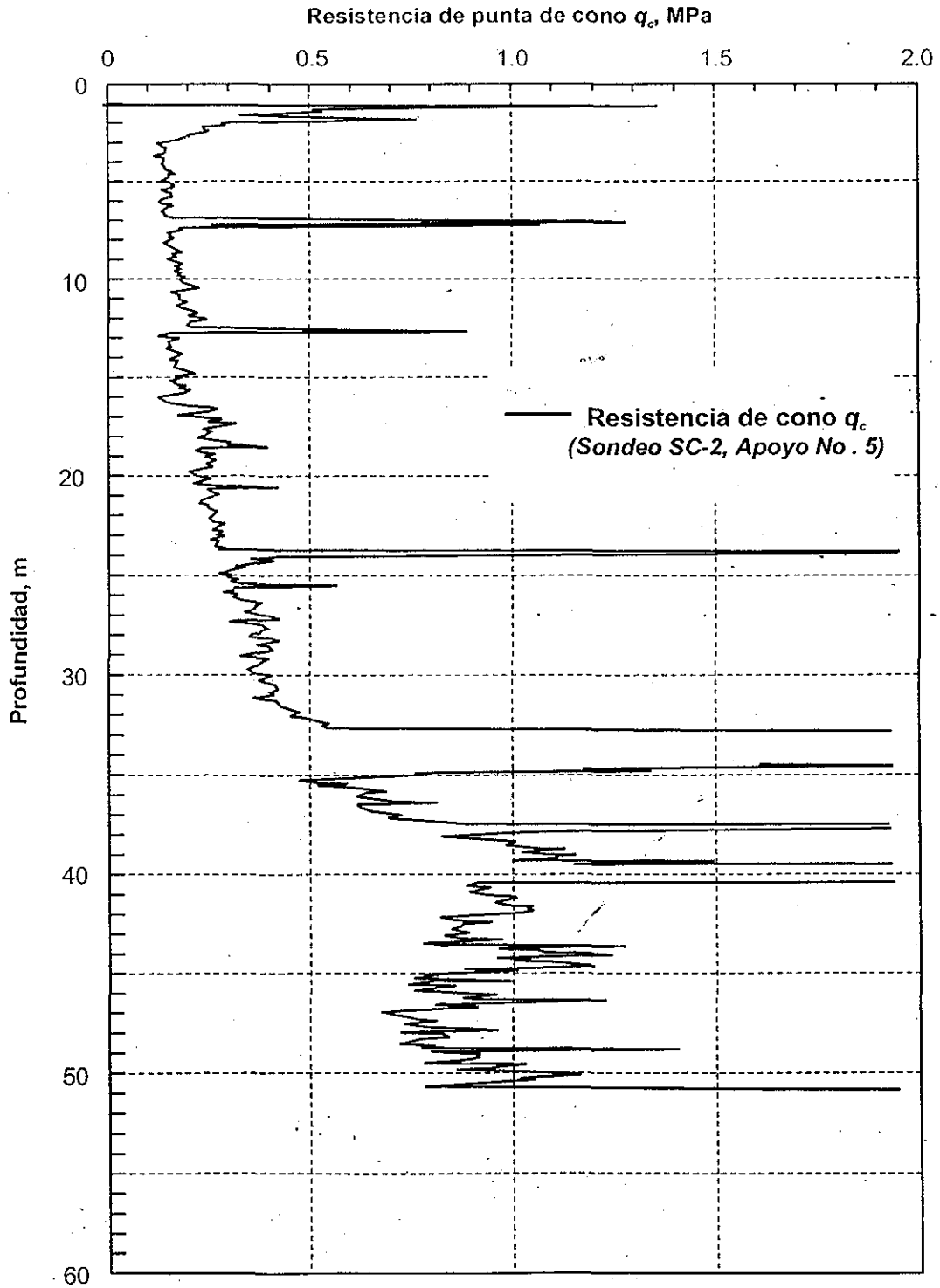


Fig. 4.9 Perfil de resistencias de punta de ensayos de penetración de cono, CPT

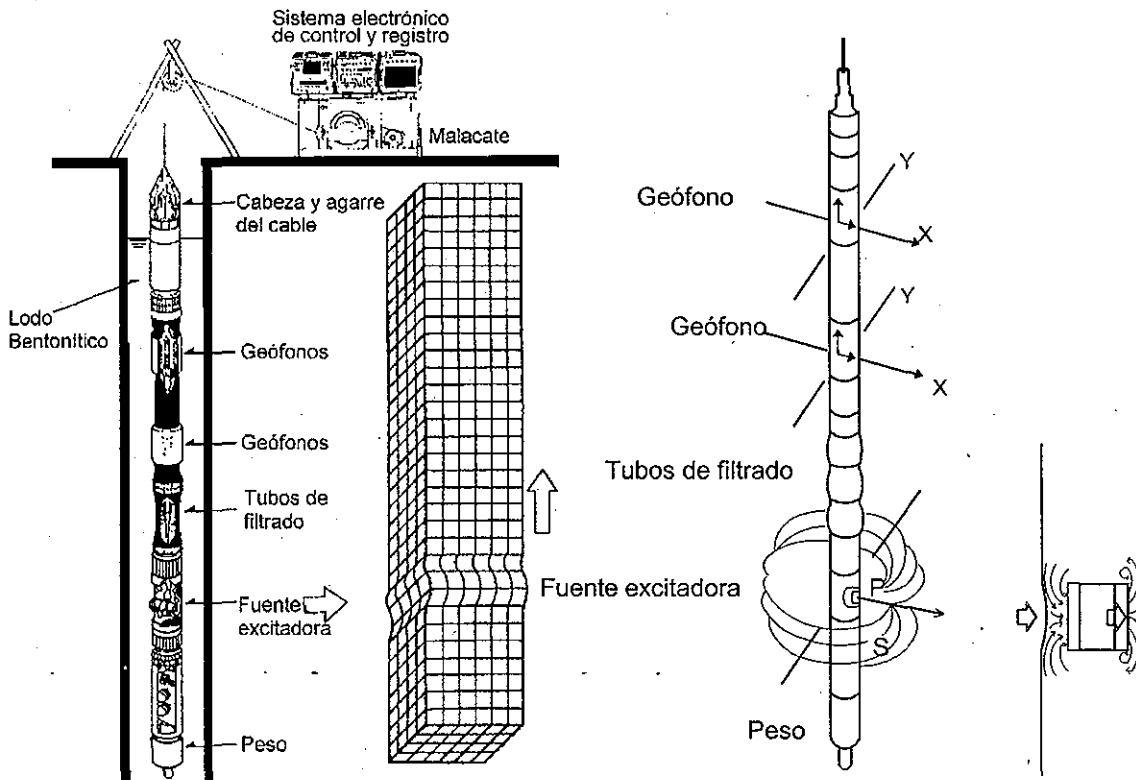


Fig. 4.10 Esquema del sistema de sonda suspendida para la medición in situ de propiedades dinámicas del subsuelo

por un elemento que filtra las vibraciones, para asegurar que los registros de tiempo entre la señal de excitación y su arribo correspondan a una trayectoria de las ondas a través del medio por medir, y no por el instrumento en sí. Sin tocar las paredes de la perforación y conservándola sumergida, de ahí su calificativo, la sonda aplica una perturbación mecánica en dirección transversal al eje de la perforación mediante una especie de martillo, la cual se trasmite a la pared de la perforación, propagándose a través del suelo; tanto la perturbación como la respuesta se dan a través del agua o lodo bentonítico circundante que ayuda a mantener estable la perforación.

Se practicó un sondeo de avance de 10 cm (4") de diámetro y hasta 60 m de profundidad, el cual se estabilizó sólo con agua. Si bien en general es aceptable el empleo de ademe de P.V.C. de pared delgada, no se utilizó ninguno en este caso –dado que se trataba de suelos muy blandos-, a fin de que la rigidez del tubo no interfiriera con la respuesta; sin el uso de P.V.C. se corre el riesgo que se cierre la perforación y se atore la sonda. Las mediciones se efectuaron de manera ascendente desde el fondo a cada metro; a cada profundidad se asoció la velocidad con que se propagan las ondas P y S en el espesor entre emisor y receptor, al conocerse la distancia que los separa y el tiempo de arribo del impacto excitador.

El valor medio de v_s en la FAS fue de 35.5 m/s, con una desviación estándar de 6.6 m/s, y valores extremos de 26.3 y 50.0 m/s. Tales valores determinan módulos cortantes dinámicos, G , de apenas del orden de los 1.47 MPa y que corresponden a los valores máximos, asociados a distorsiones muy pequeñas, del orden de $10^{-4}\%$ que son las que induce este equipo en el campo. En el cálculo de G en función de v_s se consideró la densidad del suelo arcilloso, ρ , involucrando los pesos volumétricos, γ_t , experimentalmente determinados, y tomando en cuenta que:

$$G = \rho v_s^2 = \gamma_t v_s^2 / g \quad (4.2)$$

En la FAI se alcanzó un valor medio de v_s de 80.4 m/s, con desviación estándar de 30.3 m/s, lo que denota una menor deformabilidad dinámica respecto a los suelos de la FAS. En cambio, la PCD se distingue un material que si bien es más rígido, es también heterogéneo; los valores de v_s caen entre 66.7 y 333 m/s. Por lo que se refiere a los materiales de los depósitos profundos, la velocidad medida de v_s alcanzó valores que no excedieron los 490 m/s; éstos contrastan con los valores típicos entre 400 y 800 m/s que exhiben estos depósitos en otros sitios de la Zona del Lago de la ciudad de México.

Además de las pruebas de campo, se llevaron a cabo pruebas dinámicas de laboratorio con especímenes inalterados, muestreados de la FAS a través del sondeo realizado para instalar el piezómetro ZE2 (ver Fig. 4.5), mediante tubo Shelby de 10 cm (4") de diámetro. Estas pruebas se practicaron en una cámara triaxial de columna resonante, para medir tanto G , como el cociente de amortiguamiento respecto al crítico, λ ; estos ensayos cubren el intervalo de distorsiones donde se ubican las mediciones con la sonda suspendida.

La cámara triaxial de columna resonante utilizada para los ensayos es de acción torsionante y se encuentra en el CENAPRED (Mendoza *et al.*, 1996b), Fig. 4.12; este aparato permite determinar propiedades dinámicas en el intervalo de distorsiones de muy pequeñas a medianas, asociadas a estados de esfuerzo y drenaje perfectamente controlados. Para el caso, los ensayos se iniciaron con la aplicación de una contrapresión de 0.2 MPa durante por lo menos un día para asegurar su saturación. La etapa de consolidación se produjo imponiendo esfuerzos anisotrópicos equivalentes a los actuantes en el campo, según su profundidad y peso volumétrico; se supuso un coeficiente de empuje de tierras en reposo $K_o = 0.6$. Después de la consolidación, las mediciones dinámicas se realizaron sin permitir drenaje.

La etapa dinámica consiste en generarle a la pared del espécimen, esfuerzos cortantes cíclicos dinámicos provocados por momentos torsionantes alternantes. Para ello, se cuenta con dos bobinas eléctricas que inducen los pares torsionantes cíclicos a la cabeza del espécimen, mientras que la base de éste se mantiene fija al pedestal de la cámara triaxial mediante navajas radiales. Esas bobinas se alimentan con una corriente eléctrica de amplitud constante; variando la frecuencia, se determina la que provoca la resonancia del sistema; esto es, la frecuencia con la que el sistema alcanza la máxima respuesta. Detalles del funcionamiento de la cámara de columna resonante y cálculo de las propiedades dinámicas se describen en el trabajo de Mendoza *et al.* (*op cit*)

Los resultados normalizados de los ensayos dinámicos se presentan en la Fig. 4.13; se ha incluido el ajuste a una expresión analítica propuesta por Romo (1995), para la reducción que sufre el cociente G/G_{\max} conforme aumenta la distorsión γ .

En la Tablá 4.2 se presentan los valores de la velocidad de las ondas de cortante, obtenidos en el laboratorio y en el campo, siguiendo los procedimientos antes descritos. Se advierte que el laboratorio proporciona valores más altos de v_s , que los medidos en el campo. Las relaciones que se indican entre velocidades de laboratorio y campo, determinan cocientes G_L / G_C entre los módulos que varían entre 1.51 y 2.44. Dos de las muestras ensayadas se reconsolidaron con el doble del esfuerzo efectivo geostático, lo que determinó desde luego un valor mayor de v_s , con el consecuente aumento de G_L . El hecho de que los valores de G_L resulten mayores que los de G_C ya se había reportado para la ciudad de México (Jaime y Romo, 1988), y coincide con lo observado para otros sitios con suelos blandos (Yasuda *et al.*, 1994). En efecto, en los suelos arcillosos blandos normalmente consolidados de la bahía de Tokio se distinguen cocientes similares para valores de $G < 25$ MPa; esta relación se revierte para suelos más consistentes o más compactos, para los que el cociente anterior resulta menor que la unidad, y puede adquirir valores de 0.25 para suelos duros cuya rigidez dinámica alcanza los 300 MPa.

Los suelos rígidos y duros son los más susceptibles a la presencia de discontinuidades, juntas y fisuras, determinando que exhiban ablandamiento por la reducción de esfuerzos cuando las muestras son extraídas, así como por la perturbación de su estructura durante su muestreo, transportación y labrado. Este es el hecho más reconocido que lleva a considerar usualmente que la rigidez dinámica determinada en el laboratorio es menor que la obtenida en el campo; sin embargo, estos resultados ratifican que ocurre lo contrario cuando se trata de suelos blandos.

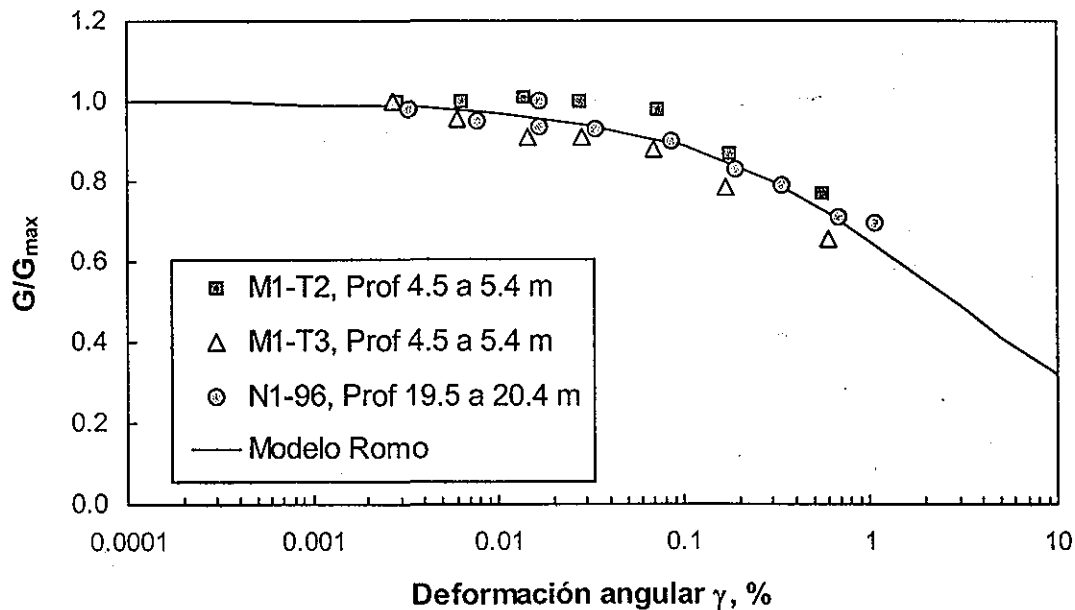


Fig. 4.13 Módulo de rigidez normalizado de la arcilla del sitio en estudio y ajuste teórico

Se distingue en la Fig. 4.11, que en la FAS se tienen valores muy bajos de la velocidad de las ondas de cortante, v_s , lo que refleja, confirmado por las bajas resistencias q_c de los ensayos CPT (Fig. 4.9), que se trata de suelos arcillosos normalmente consolidados, de reducida rigidez dinámica y baja resistencia cortante.

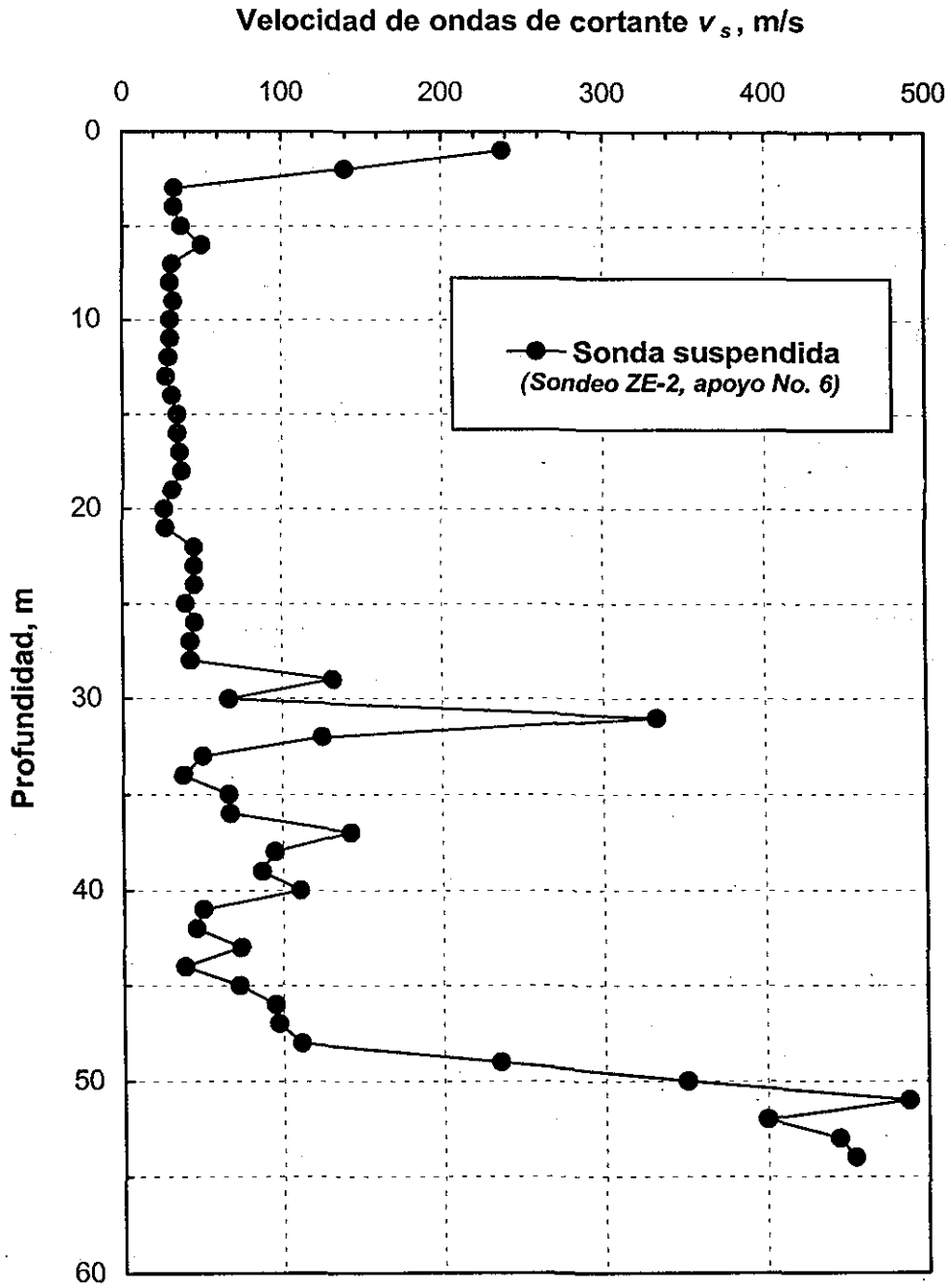
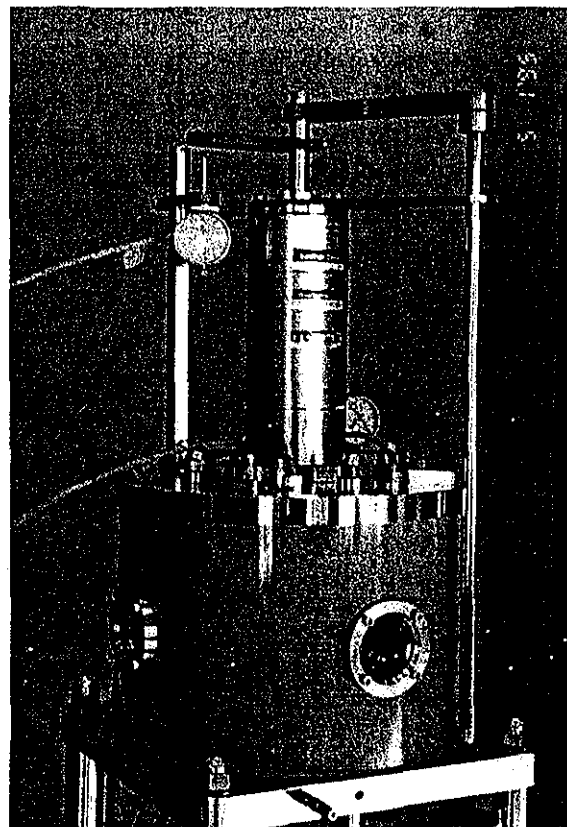
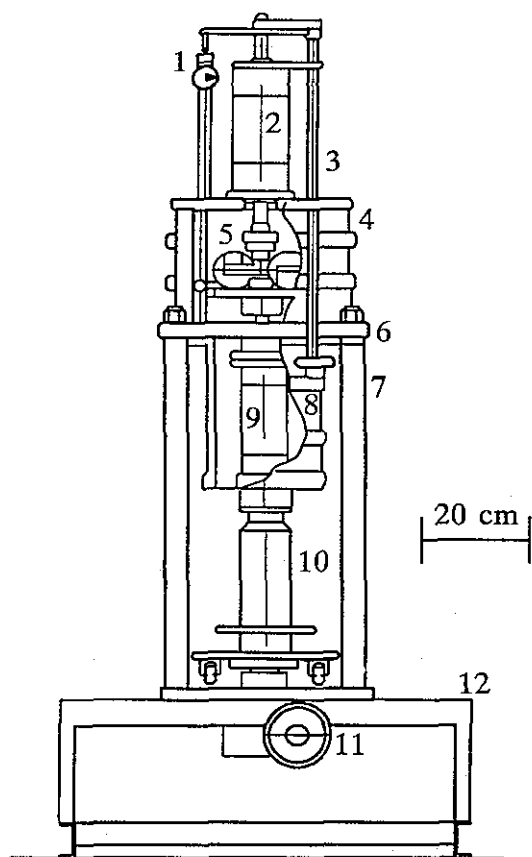


Fig. 4.11 Perfil de velocidades de ondas de cortante del sitio en estudio



Fotografía de las partes 1 a 6

Parte No.	Descripción
1	Micrómetro para medir el desplazamiento axial
2	Actuador neumático axial
3	Barra de soporte y tope del pistón axial
4	Camisa metálica que aloja al sistema excitador
5	Sistema electromagnético excitador
6	Placa superior del marco de carga

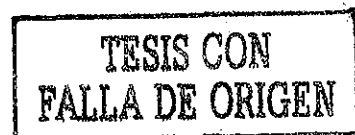
Parte No.	Descripción
7	Columnas del sistema de carga
8	Celda triaxial
9	Muestra cilíndrica de suelo
10	Pedestal de la celda triaxial
11	Manivela de ajuste del movimiento vertical del pedestal de la celda
12	Plataforma base de la cámara triaxial

Fig. 4.12 Cámara triaxial de columna resonante del CENAPRED-SEGOB (Mendoza et al., 1996b)

Tabla 4.2 Comparación de propiedades dinámicas determinadas en el laboratorio y en el campo (Mendoza, et al., 1997e)

Profundidad m	Mediciones de campo (sonda suspendida)					Mediciones en laboratorio (columna resonante)				G_{OL} / G_{OC}
	V_p m/s	V_s m/s	V_p / V_s	Relación de Poisson, ν	G_{OC} MPa	Muestra No.	V_s m/s	G_{OL} MPa	Amorti- guamiento %	
1	303	238	1.27		66.5					
2	182	140	1.30		23.0					
3	757.0	33	22.94	0.499	1.28					
4		32.3			1.22	M1-T2	41.92	2.06	3.21	1.68
						M1-T2*	57.32	3.93	2.40	
5	625.0	37	16.89	0.498	1.60	M1-T3	45.43	2.47	3.72	1.51
						M1-T3*	55.49	3.69		
6	833.3	50	16.67	0.498	2.93					
7	714.3	31.3	22.82	0.499	1.17					
8	769.2	30.3	25.39	0.499	11.0					
9	714.3	32.3	22.11	0.499	1.25					
10	769.2	30.3	25.39	0.499	1.10					
11	669.2	30.3	22.09	0.499	1.10					
12	666.7	29.4	22.68	0.499	1.04					
13	833.3	27.8	29.97	0.499	0.93					
14	555.6	31.3	17.75	0.498	1.17					
15	666.7	34.5	19.32	0.499	1.43					
16	1000	34.5	28.99	0.499	1.43					
17	1428.6	35.7	40.02	0.500	1.53					
18	1136	37	30.70	0.499	1.64					
19	1428.6	31.3	45.64	0.500	1.17	M3-T1	48.85	2.80	1.00	2.44
20	1111.1	26.3	42.25	0.500	0.83					
21	1428.6	27.8	51.39	0.500	0.93					
22		45.5								
23	1538	45.5	33.80	0.500	2.48					
24	1515.2	45.5	33.30	0.500	2.48					
25	1428.6	40	35.72	0.500	1.92					
26	1515.2	45.5	33.30	0.500	2.48					
27	1428.6	42.5	33.61	0.500	2.16					
28	1538.5									
29	1282	132	9.71	0.495	20.85					
30	1111.1	66.7	16.66	0.498	5.33					
31		333								
32	1428.6	125	11.43	0.496	1.87					
33	1470	50	29.40	0.499	2.93					

* Misma muestra, reconsolidada con el doble del esfuerzo efectivo *in-situ*.



Por otra parte, los valores menores de G de los suelos blandos, obtenidos con la sonda suspendida respecto a las triaxiales en el laboratorio, se explican principalmente por las distorsiones que sufre el suelo en la vecindad de la perforación para la prueba de sonda suspendida, cuando no se usa ademe. Al perforar un pozo en un suelo muy blando que no tenga ademe, sea profundo, permanezca abierto por mucho tiempo, y sea menos denso el fluido de perforación, mayor será la tendencia de sus paredes a cerrarse. Al practicarse la perforación ocurre un relajamiento de los esfuerzos a su alrededor, alcanzando el suelo circundante una condición cercana a la de fluencia; ello determina que su rigidez dinámica resulte menor en comparación con las pruebas de laboratorio correspondientes a distorsiones sensiblemente menores.

En la misma Tabla 4.2 se incluyen los valores del cociente de amortiguamiento respecto al crítico que fueron medidos en el laboratorio mediante dos técnicas: con la traza de la atenuación de las amplitudes de desplazamiento al pasarse de la vibración forzada a la vibración libre, así como con el método del ancho de banda durante la vibración forzada; los valores alcanzados con ambas técnicas fue consistentemente similar. La determinación de λ en el campo es una labor que requiere técnicas e interpretaciones muy elaboradas, por lo que su medición sólo es usual en el laboratorio.

En los ensayos de campo, en particular con la sonda suspendida, se pueden determinar de manera rápida a cada metro o menos el valor de G , prácticamente sin límite en la profundidad de alcance, y a niveles de esfuerzo *in-situ*; sin embargo, no permiten conocer de manera directa el nivel de distorsión inducido ni el cociente de amortiguamiento, ni permiten conocer propiedades con otros niveles de esfuerzo y por tanto de distorsión. A su vez, con las técnicas de laboratorio, sin duda más dilatadas, se superan las limitaciones antes citadas de las mediciones *in-situ*, pero se cae en eventuales problemas de representatividad que están asociados a la calidad y a la cantidad del muestreo (Yasuda *et al.*, 1994). Es importante señalar que tanto las técnicas de campo como de laboratorio presentan virtudes y debilidades, que no existe técnica todopoderosa y única, y que como solución ingenieril práctica, siempre será deseable planear una combinación de ensayos de campo y pruebas de laboratorio.

4.4 Transductores sismogeotécnicos instalados

La instrumentación sismogeotécnica instalada en la cimentación del apoyo No. 6 del puente Impulsora tiene por objeto medir las variables causales que controlan el comportamiento de las cimentaciones mixtas cajón-pilotes de fricción, tanto durante su construcción y operación, como durante eventos sísmicos.

Queda fuera del alcance de esta tesis la descripción de la instrumentación sismogeotécnica instalada, y que esquemáticamente se ha mostrado en las Figs. 4.5 a 4.7. Mendoza (2003) detalla ampliamente todos los pormenores de cada tipo de sensor instalado, calibración, modo de operar, instalación, así como los resultados obtenidos en más de seis años de operación, junto con la interpretación de los resultados arrojados por los sensores en condiciones estáticas como también durante eventos sísmicos.

Se instalaron cinco registradores digitales IDS-Terra dentro de la caseta de registro, a los cuales se les pueden conectar tres sensores geotécnicos. Su objetivo es monitorear y

almacenar automáticamente las señales de los transductores en el momento preciso en que ocurre un sismo de intensidad media o mayor. Los registradores digitales se conservan interconectados con el acelerógrafo en un arreglo esclavos-maestro, tal como se muestra esquemáticamente en la Fig. 4.14, con lo que éste les envía la orden para iniciar la grabación de la información, justamente cuando se excede la aceleración de umbral de disparo.

Todos los transductores geotécnicos son eléctricos, y sus cables terminales confluyen en una caseta de registro que se localiza en el camellón que coincide con el eje 11 de columnas, y que comprende al eje longitudinal del puente, Fig. 4.15 y 4.5.

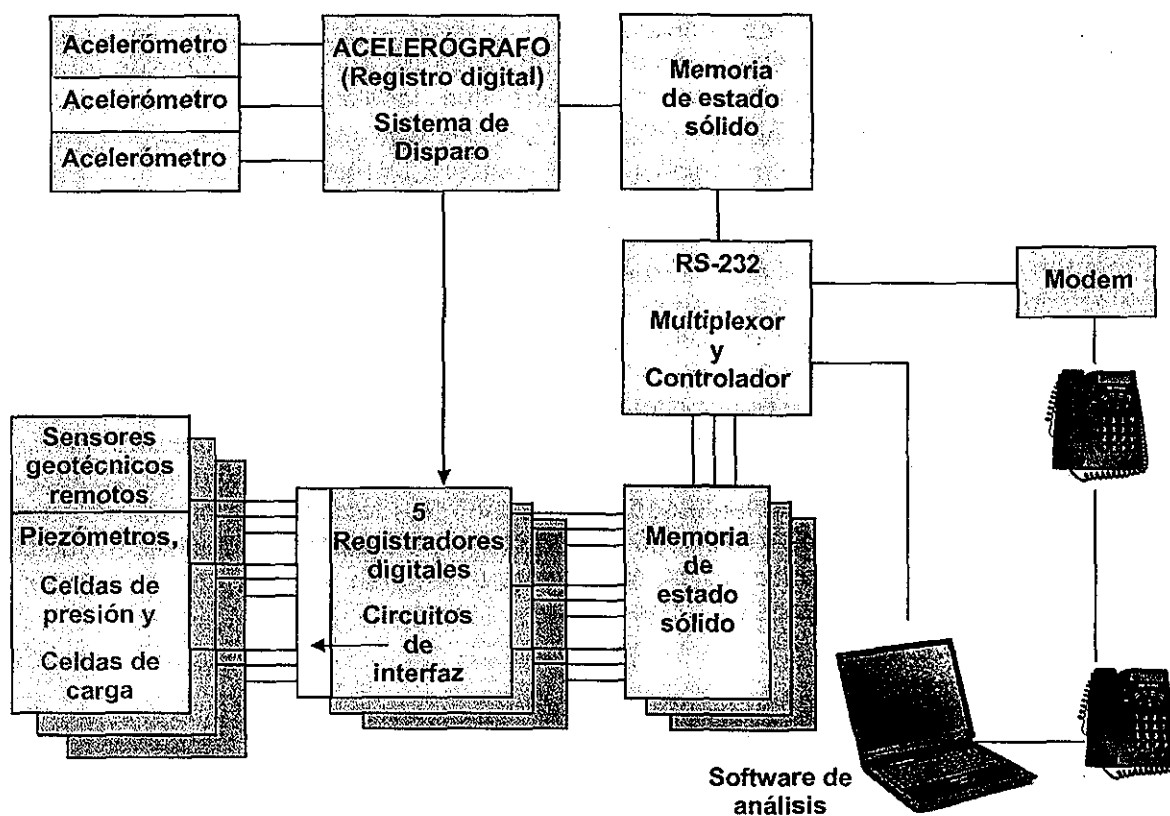


Fig. 4.14 Arreglo general del sistema automático de adquisición de datos geotécnicos

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.5 Acelerómetros instalados sobre el cajón de cimentación

Sobre un pedestal de concreto reforzado que se hizo construir dentro de la caseta de registro y al que está firmemente sujeto, se cuenta con un acelerógrafo triaxial, con dos de sus acelerómetros en posición horizontal, orientados en las direcciones transversal y longitudinal del puente; y el otro, en posición vertical, Fig. 4.16. Las aceleraciones así registradas son representativas de los movimientos dinámicos que sufre el cajón de cimentación, suponiéndolo como un cuerpo rígido. El acelerógrafo seleccionado fue el IDS-3602 de Terra Technology, el cual continuamente amplifica, filtra y convierte la señal de cada acelerómetro a registros digitales de 16 bits y los almacena con una velocidad de 250 muestras/segundo por canal, junto con la señal de tiempo interno sincronizado. Estos datos continuamente se van actualizando, y sólo se almacenan en su memoria cuando se rebasa cierto umbral de aceleración; en ese caso también se conservan los datos correspondientes a un tiempo de preevento. El tiempo de preevento fijado es de 10 segundos, y los umbrales de aceleración se han variado entre 3 y 8 gals. El mínimo valor del umbral se estableció a través de un proceso de prueba y error en el sitio, ya que sobre el cajón de cimentación circulan vehículos pesados que producen vibraciones significativas. La aceleración medida máxima en el cajón debida al paso de camiones de carga y trailers llega a ser del orden de los 2 gals, por esta causa es que el umbral de disparo ha estado siempre por arriba de este valor.

4.6 Acelerómetros instalados en la superficie del terreno de campo libre

En octubre de 1998 se instalaron conjuntos triaxiales de acelerómetros en campo libre, uno en la superficie del terreno y otro en un pozo en su misma vertical, a 60 m de profundidad.

Para la instalación de los acelerómetros de superficie hubo necesidad de construir una base siguiendo los lineamientos que en la Coordinación de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería-UNAM (Chávez y Alcántara, 1990; Alcántara, 1998) han encontrado más convenientes para terreno blando. Se abrieron zanjas de 15 cm de ancho por 1 m de longitud y 1 m de profundidad (Fig. 4.17a), y se tuvo el cuidado de mantener intacto el núcleo de suelo natural. Posteriormente, en cada una de las zanjas se colocó una parrilla de acero de refuerzo del número 3 de grado estructural (Fig. 4.17b) y también sobre el núcleo de suelo intacto, para finalmente colar monolíticamente con concreto las paredes y la base superficial, esta última de 1 m por 1 m y 20 cm de espesor.

La base se encuentra 60 m al norte de la caseta de registro, justo en la parte media del camellón que divide las calzadas de alta velocidad y la lateral de la Avenida Central. Sobre la base se instaló una caja de 0.50 m x 0.50 m y 0.40 m de altura fabricada con placa de acero galvanizada de ¼", cuenta con varillas que se fijan al acero de refuerzo de la base, una sombrilla y un cubrecandado, la caja cumple con las especificaciones propuestas por la misma Coordinación de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería.

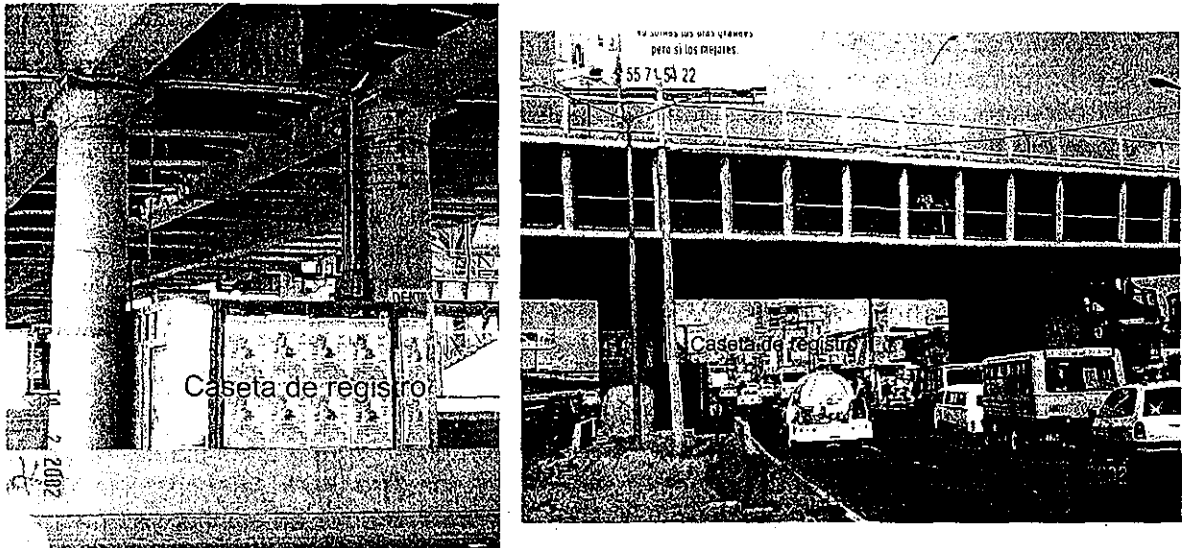


Fig. 4.15 Ubicación de la caseta de registro

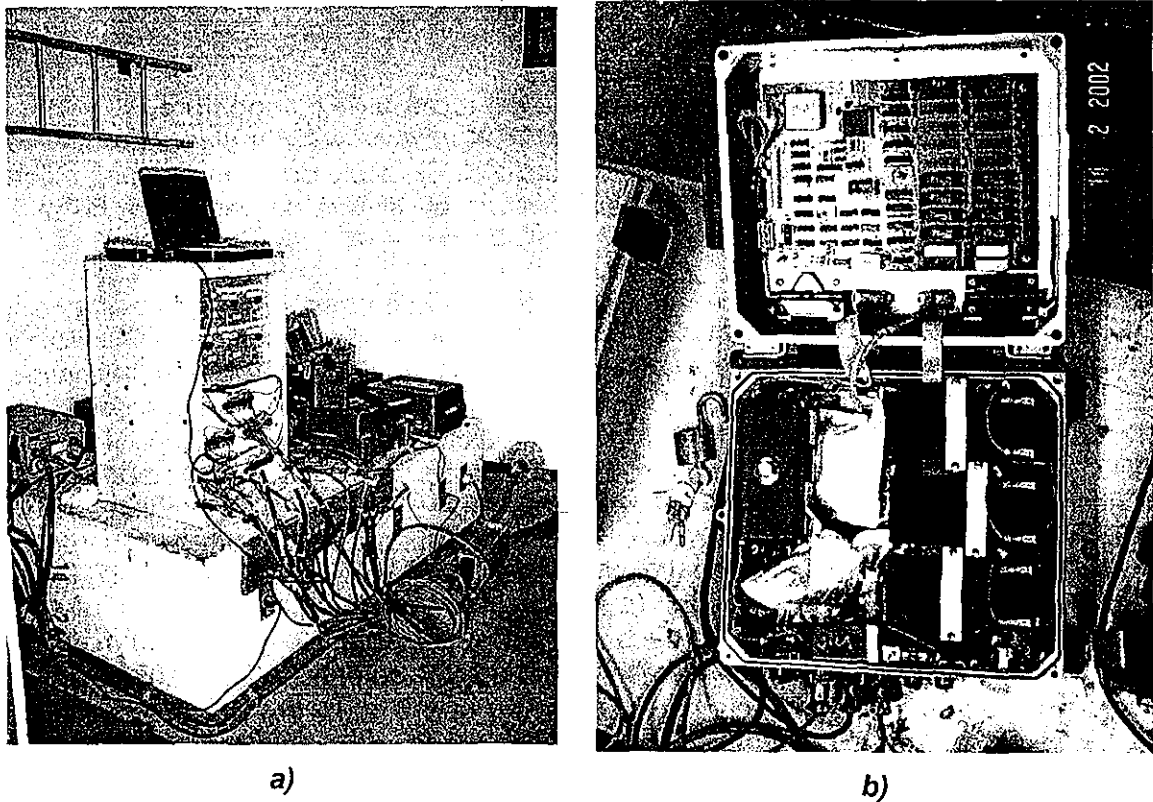


Fig. 4.16 a) Pedestal de concreto reforzado dentro de la caseta de registro, registradores digitales y acelerógrafos instalados, b) Vista de los acelerómetros instalados sobre el cajón de cimentación

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

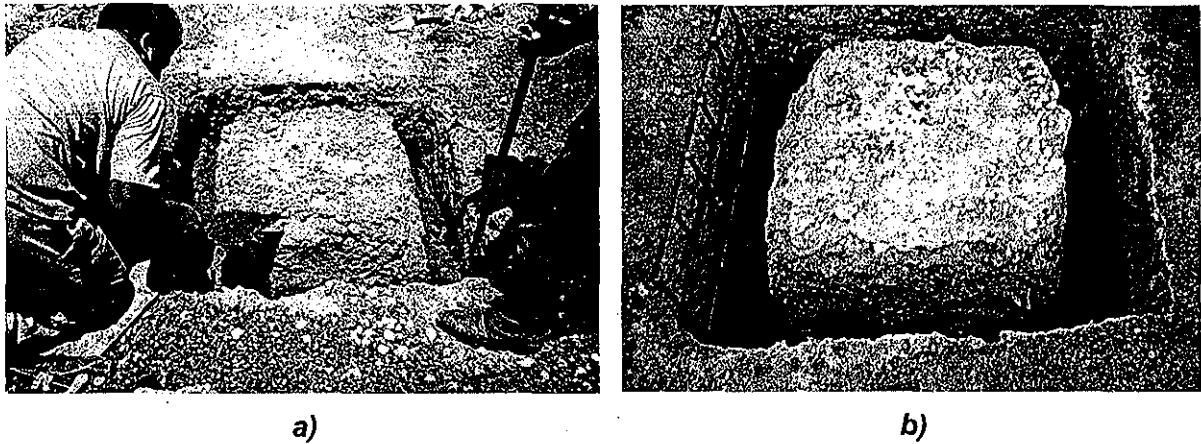


Fig. 4.17 a) Excavación de las zanjas para alojar las contratraves de la base, b) núcleo de suelo intacto y colocación de las parrillas de acero en las paredes de las zanjas excavadas

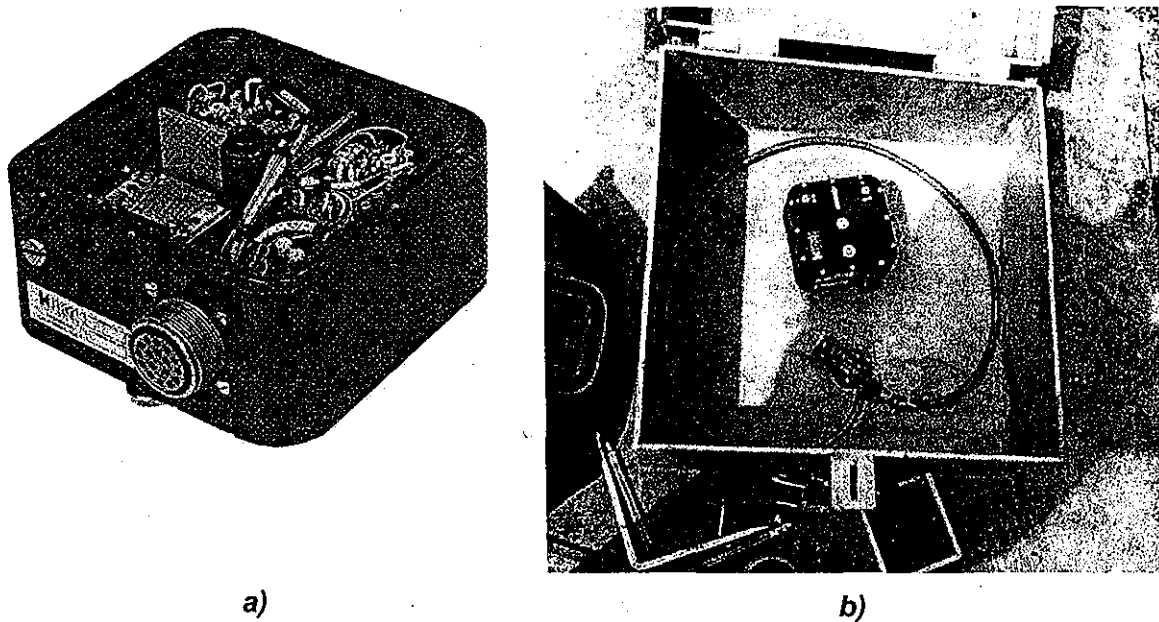


Fig. 4.18 a) Acelerómetros de superficie, b) acelerómetros de superficie alojados dentro de la caja hermética

Los acelerómetros se orientaron exactamente en las mismas direcciones que están dispuestos los sensores del acelerógrafo del cajón de cimentación, Fig. 4.18; es decir: los dos acelerómetros horizontales orientados en las direcciones transversal y longitudinal del puente; y el tercero, en dirección vertical.

4.7 Acelerómetros instalados al fondo de un pozo en los depósitos profundos del terreno de campo libre

A 4 m de distancia de la base en la que se colocaron los acelerómetros en la superficie del campo libre, se practicó una perforación de avance de 8" de diámetro hasta alcanzar 60 m de profundidad; para evitar el cierre de la perforación se estabilizó con lodo bentonítico. Posteriormente, se introdujo hasta el fondo de la perforación un ademe de P.V.C. de 4" de diámetro, cerrado en la parte inferior, cuidando en todo momento que no rozara las paredes de la perforación y así evitar caídos; la forma más fácil de introducir el ademe es llenarlo con agua. Para desalojar el lodo bentonítico hubo necesidad de introducir una tubería galvanizada entre las paredes del ademe y la perforación, por donde se inyectó agua limpia equivalente al doble del volumen correspondiente del espacio anular; esta operación aseguró que no quedaran azolves en la base del ademe y provocaran que las aceleraciones no fueran representativas de dicha profundidad.

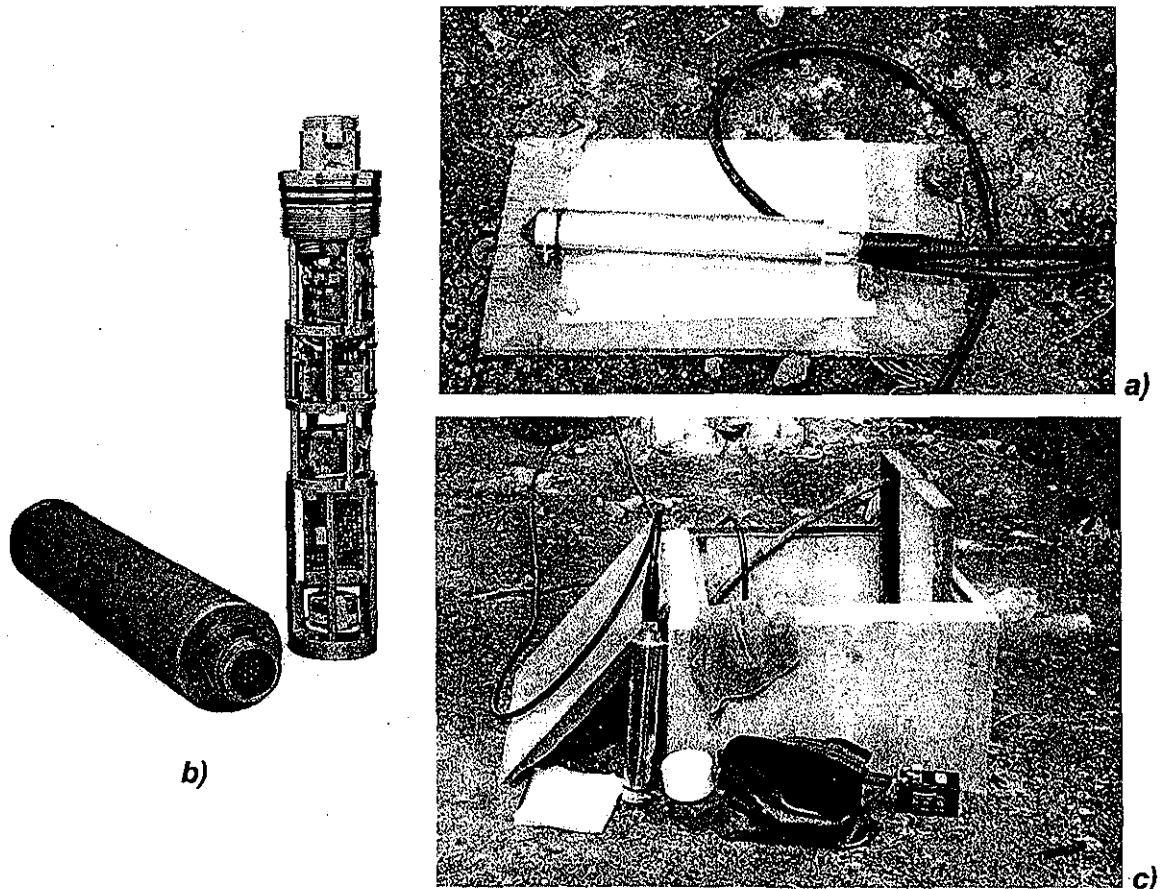


Fig. 4.19 a) torpedo instalado, b) Interior del torpedo donde se alojan los acelerómetros de pozo y la brújula, c) registro donde se aloja el torpedo

Finalmente, se inyectó una lechada de cemento(≈ 17 kg)-bentonita(≈ 40 kg)-agua(200 litros) por la misma tubería galvanizada con objeto de que la rigidez de la mezcla ya fraguada fuese comparable con la del suelo circundante. Después de algunos días, se construyó un registro por el cual se tiene acceso al ademe para introducir el torpedo que aloja los acelerómetros.

Al fondo del ademe de P.V.C. se fijó una sonda hermética que aloja un conjunto triaxial de acelerómetros, ver la Fig. 4.19a; se trata del modelo FBA-23DH con la misma escala de ± 2.0 g que el fijado en la superficie. La orientación de los acelerómetros es la misma que los del cajón de cimentación, y los de superficie en campo libre; se estableció dicha orientación vía software utilizando una brújula integrada en la propia sonda (Fig. 4.19b). El registrador para los conjuntos triaxiales de superficie y pozo es el K2 de la marca Kinematics, que es un aparato de alto rango dinámico y 19 bits de resolución, utilizado para adquirir y registrar datos de seis canales de aceleración en memoria de estado sólido. Posee una tarjeta con una memoria flash removible de 6 MB, la cual proporciona una capacidad de 40 minutos de registro sin comprimir. Se trabaja con una velocidad de muestreo a razón de 200 datos por segundo. Los umbrales de disparo pueden seleccionarse (uno para cada acelerómetro) de entre 0.01% a 100% de la escala total. El registrador se ubica dentro de la caseta de registro, Fig. 4.20.

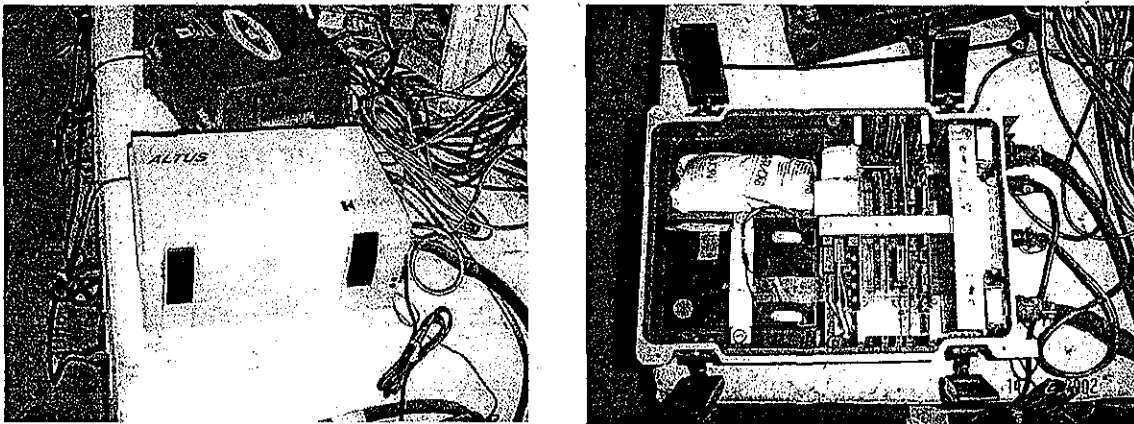


Fig. 4.20 Registrador K2 para los conjuntos triaxiales de superficie y pozo

4.8 Acelerómetros instalados en las traveses del puente

Varias columnas y traveses del puente fueron también instrumentadas de manera amplia por el grupo de ingeniería estructural del CENAPRED, en la Fig. 4.21 se muestra un esquema general de la ubicación de los instrumentos. La instrumentación está orientada a comparar las historias de aceleraciones, fuerzas inducidas en la superestructura y desplazamientos medidos, con las variables calculadas mediante modelos teórico-numéricos, Aguilar y Alcocer (1997) describen los instrumentos.

En lo subsecuente, de la instrumentación en la superestructura sólo se hará mención a los registradores sísmicos y a algunos acelerogramas por ellos registrados. En particular, los registros de los acelerómetros triaxiales fijados al fondo de la trabe de apoyo TA-16, Fig. 4.22, cerca de la viga transversal del eje 11; como se aprecia en la Fig. 4.23, para tener

acceso a ese punto fue necesario construir una escotilla en el nervio o pared de la viga-cajón, un "paso de gato" de acero, y una escalera marina en la columna contigua a la caseta de registro. Los acelerómetros colocados son del modelo FBA-23 de la marca Kinemetrics con resolución de 19 bits y tienen un intervalo de medición de hasta $\pm 2.0g$. El acelerógrafo que monitorea estos aparatos se aloja en la caseta de registro, hasta donde se conducen los cables blindados a través de tubo *conduit* metálico para su protección.

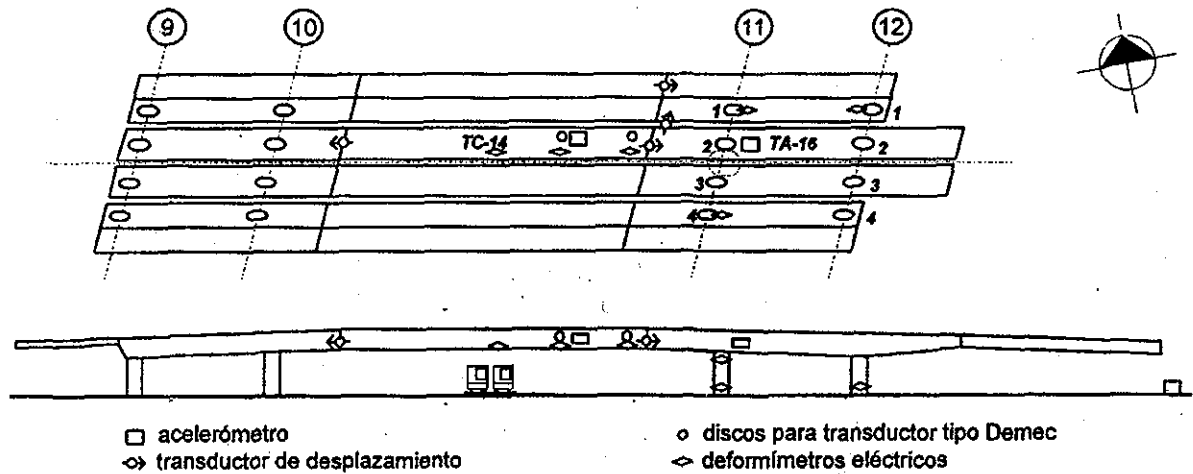


Fig. 4.21 Planta del claro central y perfil de la superestructura del puente Impulsora e instrumentación instalada (Aguilar y Alcocer, 1997)

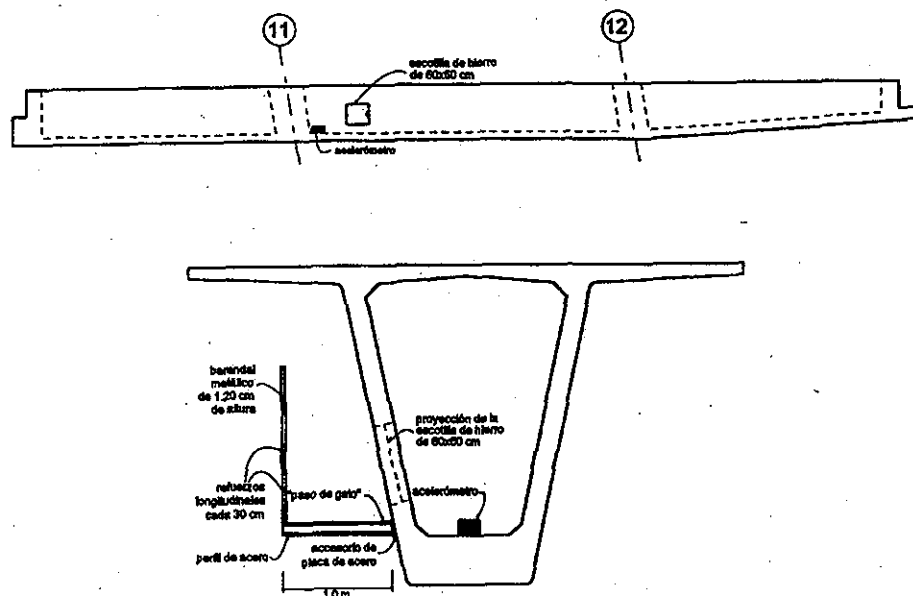


Fig. 4.22 Sección transversal de la trabe de apoyo TA-16 instrumentada y acelerómetros instalados (Aguilar y Alcocer, 1997)

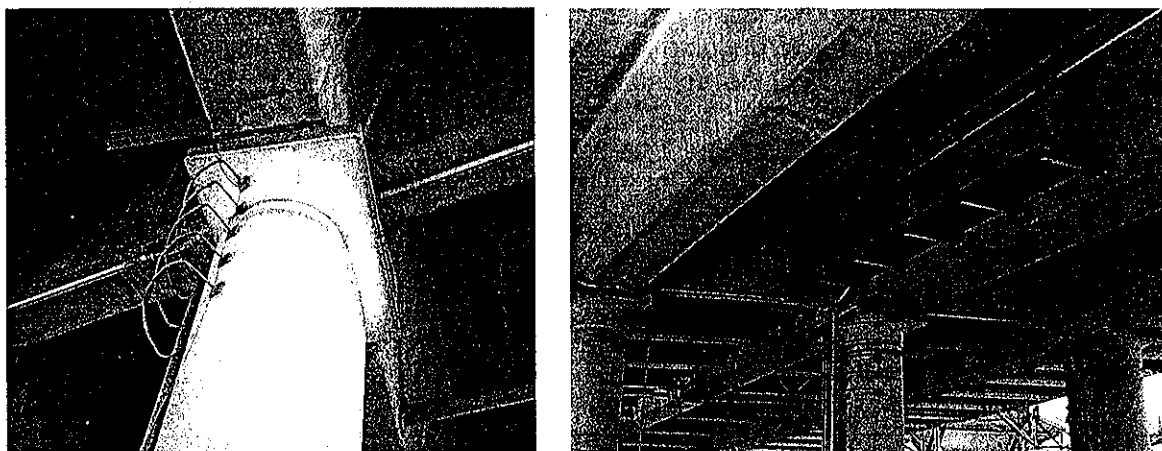


Fig. 4.23 Vista de la escalera, escotilla y "paso de gato" para acceder a al trabe TA-16 instrumentada

Actualmente se tiene instalado un sistema de comunicación remota mediante *módems* y un multiplexor telefónico, con los acelerógrafos colocados en la superestructura del puente, que son de la marca Kinemetrics; ello permite interrogar esos aparatos desde la oficina y conocer el estado que guardan en cuanto a su batería y memoria, así como para transferir registros de los eventos sísmicos. Su utilización para el sistema sismogeotécnico no ha sido posible puesto que los protocolos de comunicación que requieren dos sistemas de marcas registradas son diferentes. Con la interconexión en lo futuro de ambos sistemas se pretende que todo el sistema pueda interrogarse a distancia, facilitando así la comunicación con los registradores digitales desde la oficina.

4.9 Comportamiento del apoyo No. 6 durante eventos sísmicos

Durante la construcción de la cimentación sucedieron dos sismos de magnitud considerable; el primero fue el originado en Copala, Gro., el 14 de septiembre de 1995 con magnitud $M_w=7.5$, precisamente durante el hincado de pilotes. El sismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995 con magnitud $M=7.5$, ocurrió cuando se concluía la demolición de la cabeza de los pilotes. En este último sismo, fue posible distinguir una grieta transversal en la plantilla de concreto pobre en el fondo de la excavación, y algunas otras en la cercanía del borde del talud de la propia excavación; en ningún caso fue significativo el desplazamiento vertical entre los bordes de las grietas, cuyo ancho no fue mayor al medio centímetro.

De todos los sismos que se han generado en la zona de subducción del Pacífico durante la operación del puente, tanto cerca de la costa como en la parte continental, con magnitud mayor de 5.9, se han logrado registrar tanto sus acelerogramas como los cargagramas y presiogramas geotécnicos asociados; se cuenta con datos de ocho sismos de mediana magnitud. En la Tabla 4.3 se presenta un resumen con los datos relevantes de cada uno de ellos, distinguiendo las aceleraciones máximas registradas en la dirección vertical y en la lateral: esta última en sus componentes longitudinal y transversal al eje del puente; la Fig. 4.24 se muestra la ubicación de los sismos.

UNIVERSIDAD
DE GUANAJUATO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En esta tesis se presenta el análisis de las aceleraciones correspondientes a los sismos ocurridos en Tehuacán, del 15 de junio de 1999, y el que tuvo como epicentro la costa de Guerrero-Michoacán del día 9 de agosto de 2000. Se incluyen algunas de las señales sismo-geotécnicas del segundo sismo.

Tabla 4.3 Sismos y aceleraciones máximas registradas en el cajón de cimentación

Sismo	Fecha	Magnitud	Dist. Epicentral, km	Prof., km	Aceleraciones máximas registradas en el cajón de cimentación, gals		
					Long.	Transv.	Vert.
1. Costa de Michoacán	110197	$M_0 = 7.3$	450	17	30.91	12.83	0.88
2. Costa de Oaxaca	190797	$M_a = 6.3$	400	10	3.40	4.29	0.30
3. Tehuacán, Pue.	150699	$M_w = 7.0$	216	92	28.10	24.62	2.15
4. Puerto Escondido, Oax.	300999	$M = 7.4$	452	33	28.02	22.96	1.91
5. Río Balsas inferior, Gro.	281299	$M = 5.9$	294	45	4.59	3.86	1.10
6. Puebla-Morelos	210700	$M = 5.9$	155	47	7.08	8.63	0.64
7. Costa Guerrero-Mich.	090800	$M = 7.0$	441	35	14.60	11.94	0.65
8. Costa Guerrero	071001	$M = 6.1$	303	10	2.35*	0.81*	1.87*

* Aceleraciones registradas en pozo, 60 m de profundidad

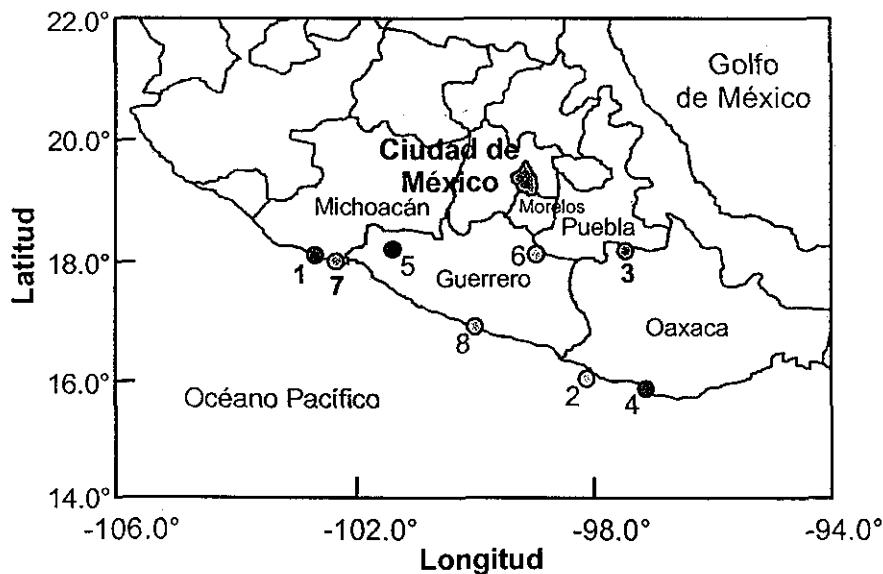


Fig. 4.24 Localización de los sismos registrados en el cajón de cimentación y campo libre

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.10 Sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999

A las 15:42 horas (20:42 GMT) del 15 de junio de 1999 sucedió un sismo de magnitud $M_w = 7.0$, que se sintió en la parte central de México. El epicentro fue localizado cerca del límite de los estados de Puebla y Oaxaca, a 16 km del sureste de Tehuacán, Pue., y a 230 km de la ciudad de México; sus coordenadas 18.20° latitud norte, 97.47° longitud oeste y a 92 km de profundidad, de acuerdo al Servicio Sismológico Nacional (SSN, 1999). Es uno de los eventos sísmicos ocurridos más al norte, y tierra adentro, asociado a la zona de subducción del Pacífico. El sismo provocó intensidades de moderadas a altas en algunos poblados del área epicentral, causando los mayores daños a construcciones de adobe. También causó un considerable y particular daño a aproximadamente 500 monumentos históricos, principalmente iglesias y conventos católicos construidos en los siglos XVI a XIX, del sur del estado de Puebla, norte de Oaxaca, Tlaxcala y Morelos.

Este evento sísmico se sintió en la ciudad de Puebla con intensidades que fueron de moderadas a altas, registrándose fuertes movimientos en las redes acelerográficas de la ciudad. Las aceleraciones verticales fueron tan grandes como el 50% de las horizontales en depósitos firmes (Sitio Barranca Honda), y aproximadamente 30% en suelos blandos (Parque La Habana). Este aspecto de movimientos verticales considerables producidos por los sismos tierra adentro en la zona de subducción, es un aspecto que debe considerarse cuando se definen las variables de entrada en los análisis de interacción dinámica suelo-estructura. La intensidad en la ciudad de México fue baja. Se obtuvieron registros acelerográficos en diversos sitios de la ciudad de México, en los que se distinguió el significativo componente vertical, tal como ocurrió en Puebla. Mendoza *et al.* (2001a) describen los principales aspectos geotécnicos y los efectos de sitio, la función de atenuación de las aceleraciones junto con la comparación de las registradas en campo libre a 60 m de profundidad y la cimentación del apoyo No. 6 del puente Impulsora, que como ya se ha comentado previamente se localiza sobre suelo blando de la ciudad de México; da cuenta también sobre el primer caso de licuación registrada en el altiplano, el colapso de edificios y el daño en diferentes iglesias.

Con el sismo de Tehuacán se obtuvo ya el juego completo de acelerogramas en campo libre y en la tapa del cajón de cimentación (Figs. 4.25 a 4.27), proporcionando información muy valiosa acerca de los fenómenos de interacción dinámica entre la cimentación y el subsuelo, como se señala más adelante. Esta información se complementa con los datos acelerográficos registrados en la superestructura del puente, por el grupo de investigación en ingeniería estructural del CENAPRED (Meli y Rivera, 2001). Llama la atención cómo una vez que los acelerómetros dispuestos en el suelo y la cimentación ya no registran aceleraciones significativas, los de la superestructura continúan vibrando varios minutos después. En las Figs. 4.25 a 4.27 se presentan los registros acelerográficos de los tres componentes (vertical y dos horizontales) de la trabe de apoyo TA, en el cajón de cimentación, en superficie de campo libre y de pozo a 60 m de profundidad. Cabe señalar que aunque en las figuras mencionadas parten de un tiempo "cero" no significa que sea el "cero" común para todas las señales; a la fecha, los sensores de aceleración de campo libre, los colocados en la losa tapa del cajón de cimentación y los de la trabe TA funcionan como sistemas independientes. Para poder lograr tener tiempo cero inicial igual (común) en todos los sensores, incluso en las señales sismogeotécnicas, se requiere que los tres

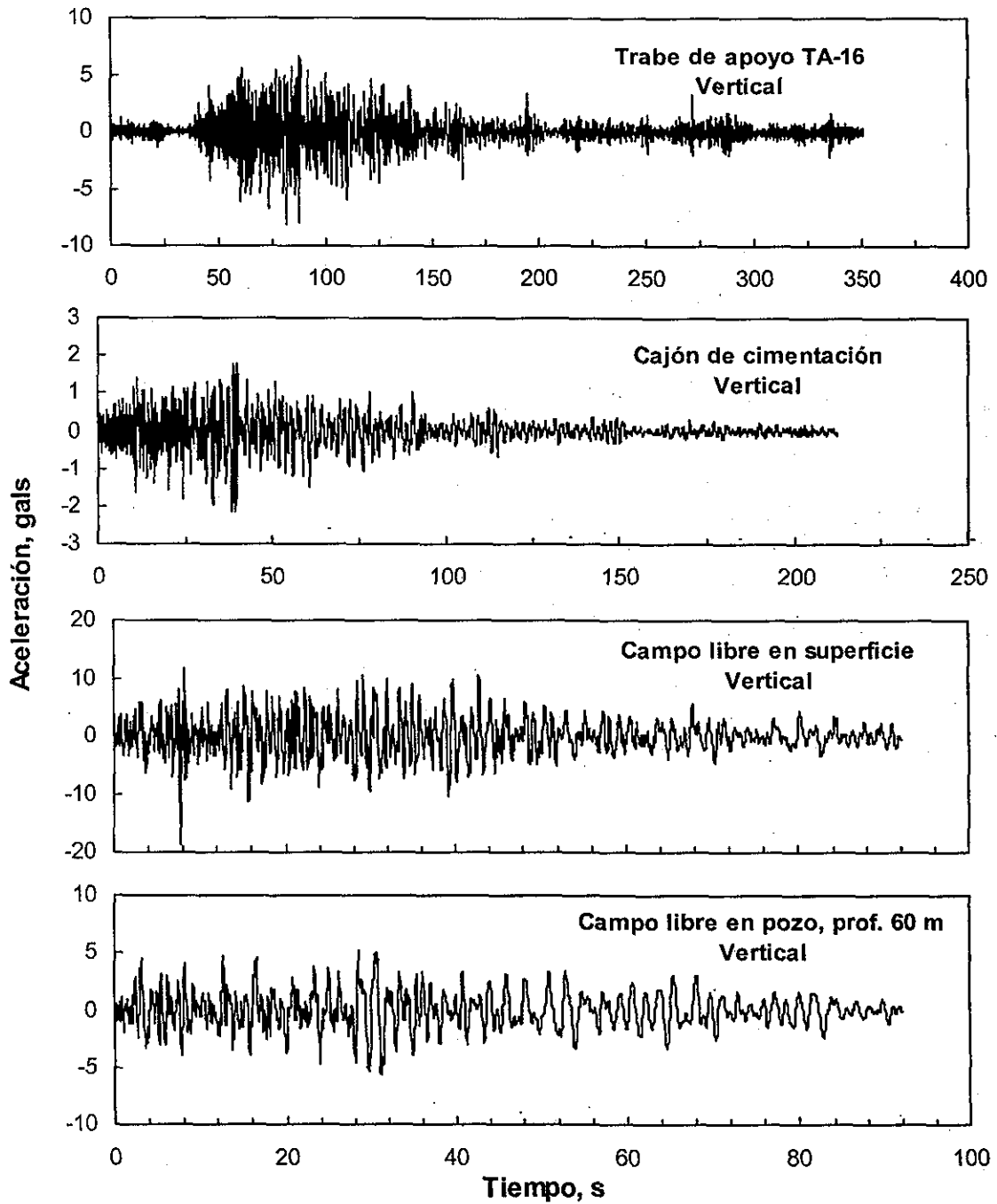


Fig. 4.25 Aceleraciones registradas en campo libre, cajón de cimentación y trabe de apoyo en la dirección vertical durante el sismo de Tehuacán, Pue. 15-junio- 1999

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

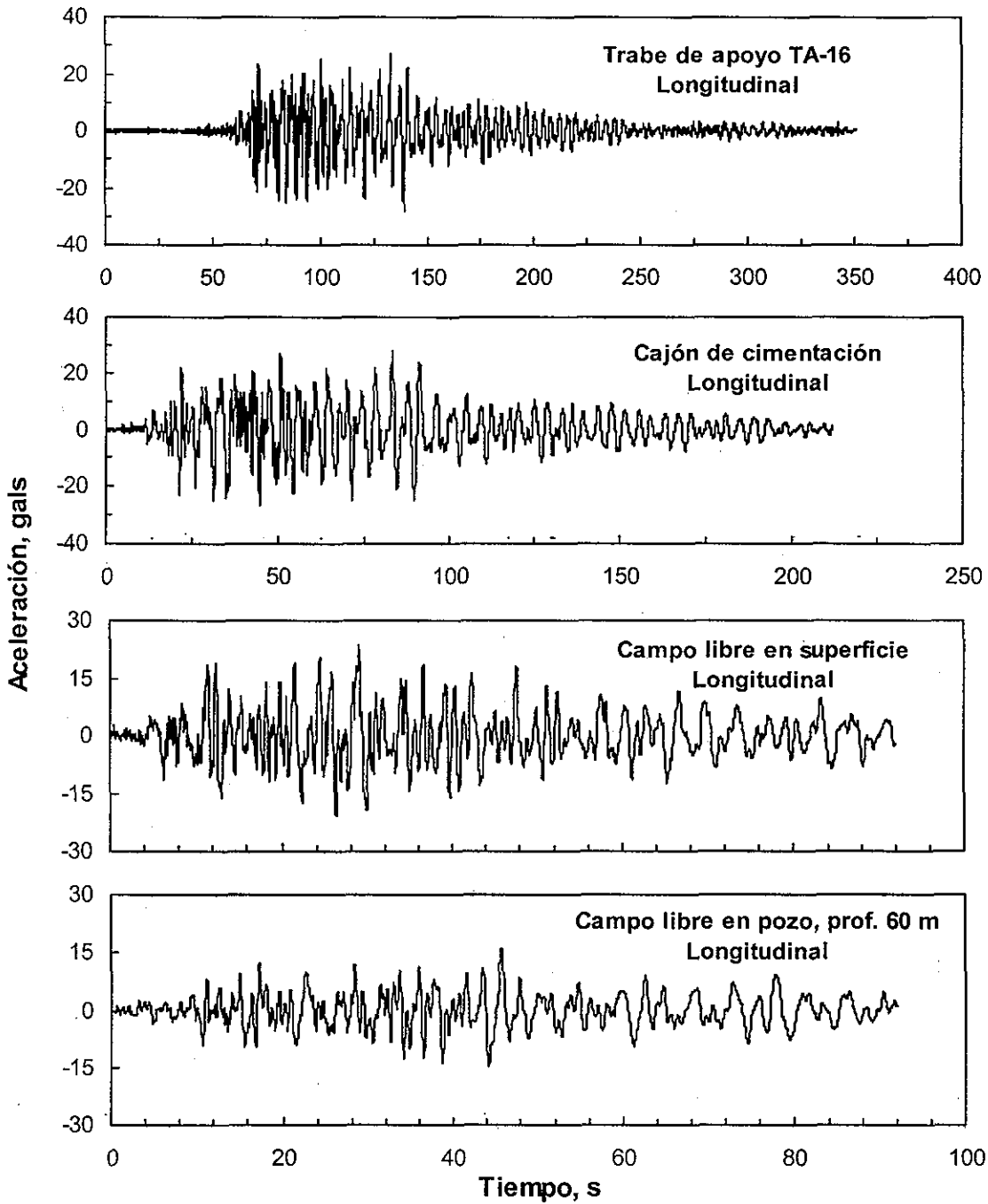


Fig. 4.26 Aceleraciones registradas en campo libre, cajón de cimentación y trabe de apoyo en la dirección longitudinal durante el sismo de Tehuacán, Pue. 15-junio-1999

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

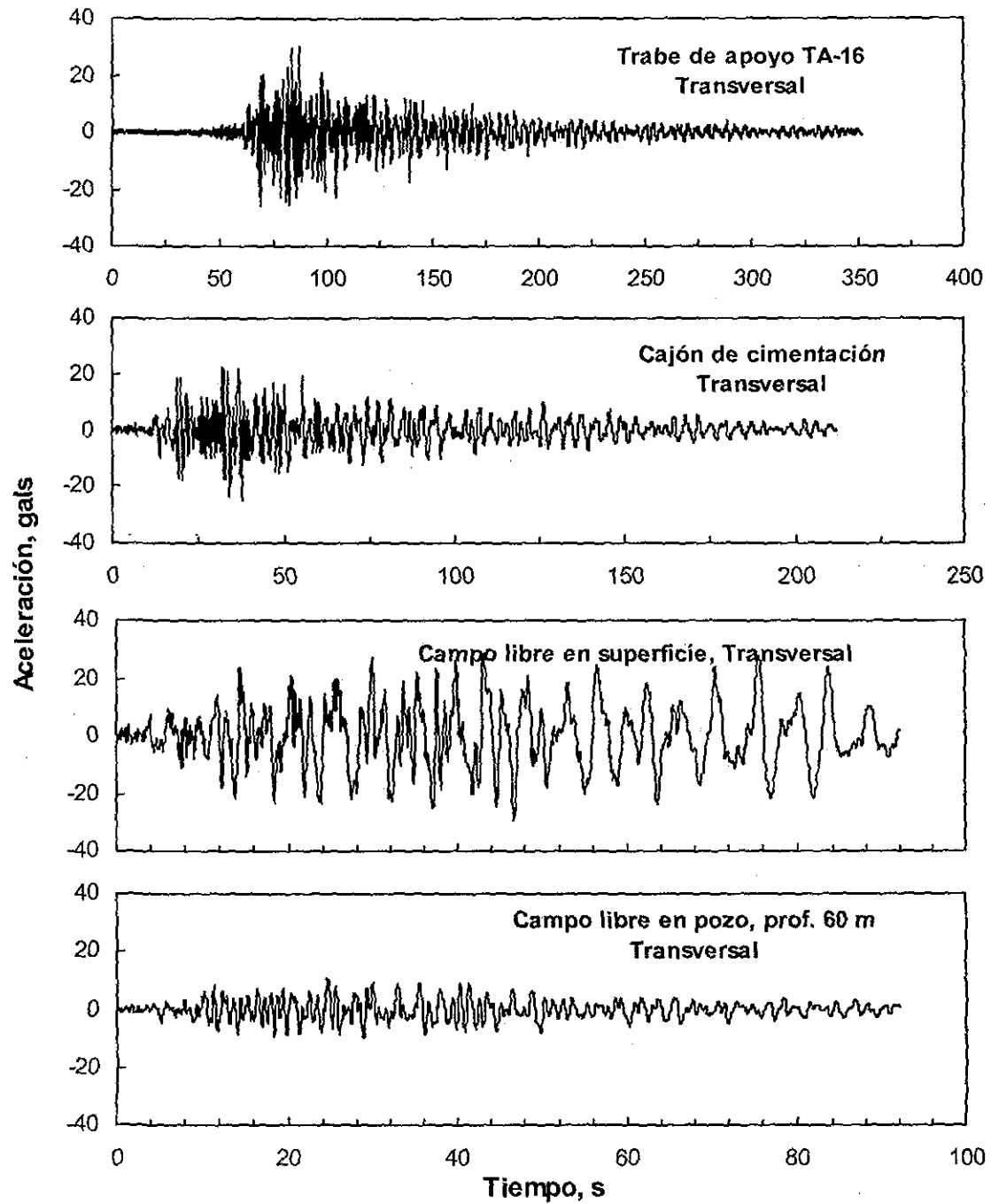


Fig. 4.27 Aceleraciones registradas en campo libre, cajón de cimentación y trabe de apoyo en la dirección transversal durante el sismo de Tehuacán, Pue. 15-junio-1999

UNIVERSIDAD
DE GUATEMALA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

sistemas independientes sean integrados en uno solo; actualmente se está estudiando este requerimiento y se considera que los sensores de disparo sean los de pozo.

Las aceleraciones máximas medidas en el cajón de cimentación del puente Impulsora y en el campo libre a 60 m de la misma (tanto en la superficie como en pozo a 60 m de profundidad) se incluyen en la Tabla 4.4. Así mismo, se indican las amplificaciones relativas entre la cimentación y el campo libre superficie (CLsup), y entre la superficie y los depósitos profundos del campo libre (CLpozo). Se cuenta con registros extraordinarios de más de 3 minutos de duración.

Tabla 4.4 Datos acelerográficos registrados en la cimentación del puente Impulsora y en el campo libre cercano (superficie y a 60 m de profundidad), durante el sismo de Tehuacán, Pue. (150699)

Dirección	Aceleraciones máximas en la cimentación		Cociente entre cimentación y CLsup
	gals	Relativa	
Longitudinal	28.10	1.000	0.96
Transversal	24.62	0.876	0.99
Vertical	2.15	0.077	0.14
	Aceleraciones máximas en campo libre superficie (CLsup)		Cociente entre CLsup y CLpozo
Longitudinal	29.07	1.000	1.78
Transversal	24.66	0.848	2.26
Vertical	15.20	0.523	2.91
	Aceleraciones máximas en campo libre pozo (CLpozo)		Dirección longitudinal del puente: N80°W
Longitudinal	16.31	1.000	
Transversal	10.91	0.669	
Vertical	5.22	0.322	

Es importante resaltar el hecho de que las aceleraciones horizontales en campo libre y en la cimentación del puente fueron prácticamente las mismas, lo que pone de manifiesto la reducida interacción suelo-cimentación ante movimientos laterales. Esto indica que dada la esbeltez de los pilotes, su rigidez dinámica en la dirección horizontal es tal que los pilotes siguen el movimiento dinámico del subsuelo; determinando que prácticamente que no haya interacción dinámica lateral entre pilotes y suelo, al menos para el caso de la cimentación instrumentada. Es interesante notar la reducida influencia del cajón ante

acciones laterales, al parecer debido a que se encuentra prácticamente embebido dentro de la costra superficial de mayor rigidez.

Sin embargo, se observa una disminución drástica de las aceleraciones verticales registradas en la cimentación del puente, al compararlas con las de superficie en campo libre; mientras las aceleraciones máximas horizontales en el cajón y en la superficie del campo libre fueron muy similares, la del movimiento de la cimentación en su dirección vertical fue siete veces menor que en el terreno circundante. A este hecho contribuye la mayor rigidez de los pilotes en sentido vertical en comparación con la rigidez del suelo, y por consecuencia mayor interacción dinámica entre los pilotes y el suelo en esta dirección. Ello muestra el importante papel que juegan los pilotes como atenuadores de los movimientos de la cimentación en dirección vertical, no así en los movimientos laterales. Si se compara este sismo de Tehuacán con otro de magnitud similar, por ejemplo el de la Costa de Michoacán (110197), aun cuando su aceleración máxima es menor que la de éste, como se constata en la Tabla 4.3, su componente vertical es dos y media veces mayor; ello al parecer está determinado por la menor distancia epicentral y mayor profundidad focal del sismo de Tehuacán.

Por lo que respecta a las mediciones realizadas en campo libre, llama la atención el considerable componente vertical de las aceleraciones en el fondo del pozo, corroborando los patrones medidos en Puebla. Las aceleraciones máximas registradas en la superficie ponen de manifiesto el conocido efecto de amplificación de las ondas sísmicas al pasar de depósitos más rígidos a otros blandos; se comparan así lo registrado en los depósitos profundos a 60 m de profundidad y la superficie del terreno, cruzando los suelos blandos de la FAS. Este efecto de sitio se refleja en un cociente de aceleraciones máximas de casi 3 en la dirección vertical.

4.10.1 Espectros de respuesta de las aceleraciones registradas en trabe, cajón de cimentación, superficie libre y pozo

Un enfoque para analizar una señal de aceleración corresponde a la determinación del espectro de respuesta, que representa las máximas amplitudes (ya sea de desplazamiento, velocidad o aceleración) de un conjunto de modelos de un grado de libertad sujetos a la excitación en su base, para un determinado porcentaje de amortiguamiento. Los espectros presentados en esta tesis corresponden a un porcentaje de amortiguamiento de 5% para el cálculo de los espectros de respuesta. Los espectros también permiten identificar el periodo dominante y apreciar los efectos de sitio, si es que se comparan las señales registradas en diferentes tipos de terreno. Se utilizó el programa Degtra2000 (Ordaz y Montoya, 2000) para el análisis de las señales.

Los espectros de respuesta de las aceleraciones se presentan en la Fig. 4.28, en los cuales se puede distinguir que las amplitudes espectrales de los componentes horizontales en pozo son las más pequeñas, en cambio para su componente vertical en periodos mayores a 1.5 s se igualan a las amplitudes de superficie y de la trabe TA-16. Como ya se había adelantado, el efecto de los pilotes se refleja claramente en la Fig. 4.28b, al tenerse en la dirección vertical del cajón de cimentación, menores amplitudes que en el campo libre. En la Fig. 4.28c se pueden apreciar los espectros para el componente transversal, las amplitudes máximas ocurren en el periodo de 1.3 s aunque

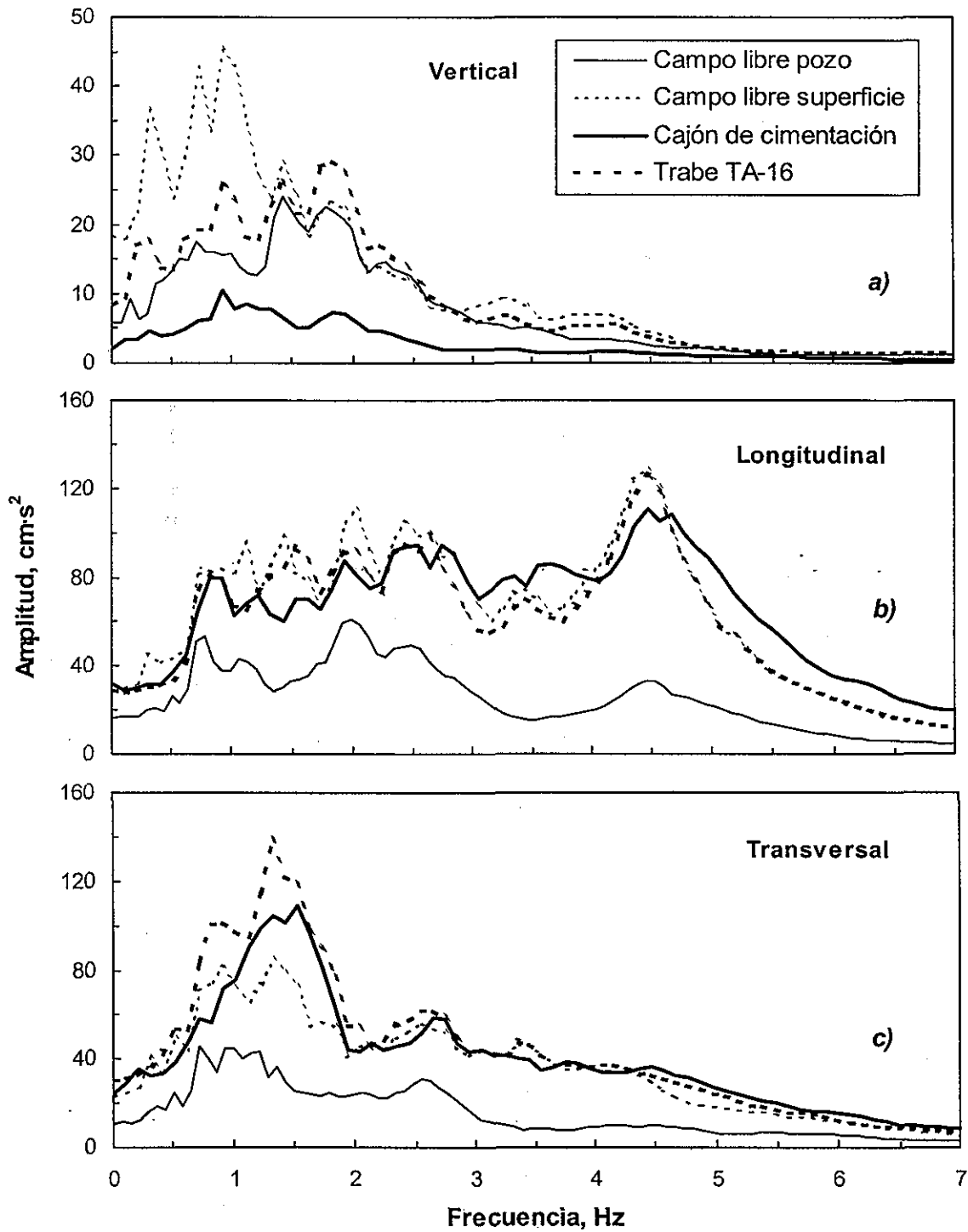


Fig. 4.28 Espectros de respuesta de las aceleraciones registradas en campo libre, cajón de cimentación y trabe de apoyo. Sismo de Tehuacán, Pue. 15-junio-1999

se observan diferencias puesto que en la trabe son mayores que en el cajón y las de campo libre en superficie.

Son claras las diferencias en las formas de las amplitudes espectrales de respuesta de los registros de aceleraciones (en los sentidos transversal y longitudinal) en el pozo a 60 m de profundidad; ello pone de manifiesto la influencia significativa que tuvo el mecanismo de falla en las características de los movimientos sísmicos registrados en los depósitos profundos del sitio puente Impulsora. Al comparar las Figs. 4.28b y 4.28c se observa claramente que el contenido de frecuencias (periodos) es mucho más amplio en el componente longitudinal que en el transversal. Esto motiva que las respuestas del terreno libre y la estructura sean sensiblemente diferentes en las direcciones horizontales. Mientras que en el sentido transversal, éstas son más significativas con los periodos bajos; en el longitudinal, las amplitudes espectrales varían dentro de límites acotados en el intervalo de periodos de aproximadamente 0.8 a 5.0 s.

También se puede apreciar que el efecto de interacción suelo-cimentación-estructura no reduce los movimientos de campo libre en todo el intervalo de periodos. Esto es particularmente notorio para periodos alejados del periodo natural del depósito de suelo (4.5 s), como se observa en la Fig. 4.28c. Sin embargo, para periodos cercanos al periodo natural del sitio, el fenómeno de interacción conduce a atenuaciones espectrales en la cimentación, con respecto a las de campo libre (Fig. 4.28b).

El análisis de una señal en el tiempo a través de la transformada de Fourier permite identificar su distribución de frecuencias, incluso la frecuencia dominante que corresponde a la amplitud máxima. En el capítulo cinco se incluye el análisis de los espectros de Fourier de las señales sísmicas y de funciones de transferencia, con éstas se puede determinar el fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura.

4.11 Sismo de la costa Guerrero-Michoacán del 9 de agosto de 2000

Otro sismo del que se cuenta con registros acelerográficos tanto en el cajón de cimentación como en el campo libre, es el que se originó en las costas de Guerrero y Michoacán, el 9 de agosto de 2000; se trata de un temblor de igual magnitud que el de Tehuacán, aunque más distante. La coordenadas del epicentro 17.97° latitud norte, 102.66° longitud oeste, con una profundidad de 33 km y a 441 km distancia de la ciudad de México (Fig. 4.24). La magnitud del sismo reportada por el Servicio Sismológico Nacional (SSN, 2000) fue de $M=7.0$. Atendiendo a su distancia epicentral que alcanza casi los 450 km y a su magnitud moderada, las aceleraciones e intensidades en la ciudad de México fueron muy reducidas (ver Tabla 4.3 para la comparación con otros sismos). En general, los registros acelerográficos siguen patrones similares a los que ya se han registrado en otros sismos, originados en sitios epicentrales de la misma región. En las Figs. 4.29 a 4.31 se muestran las historias de aceleración registradas en el cajón de cimentación, en superficie de campo libre y en pozo a 60 m de profundidad. La Tabla 4.5 contiene sus características acelerográficas más importantes registradas en los tres sitios mencionados.

**FALTA
PAGINA**

4-35 Y 4-36



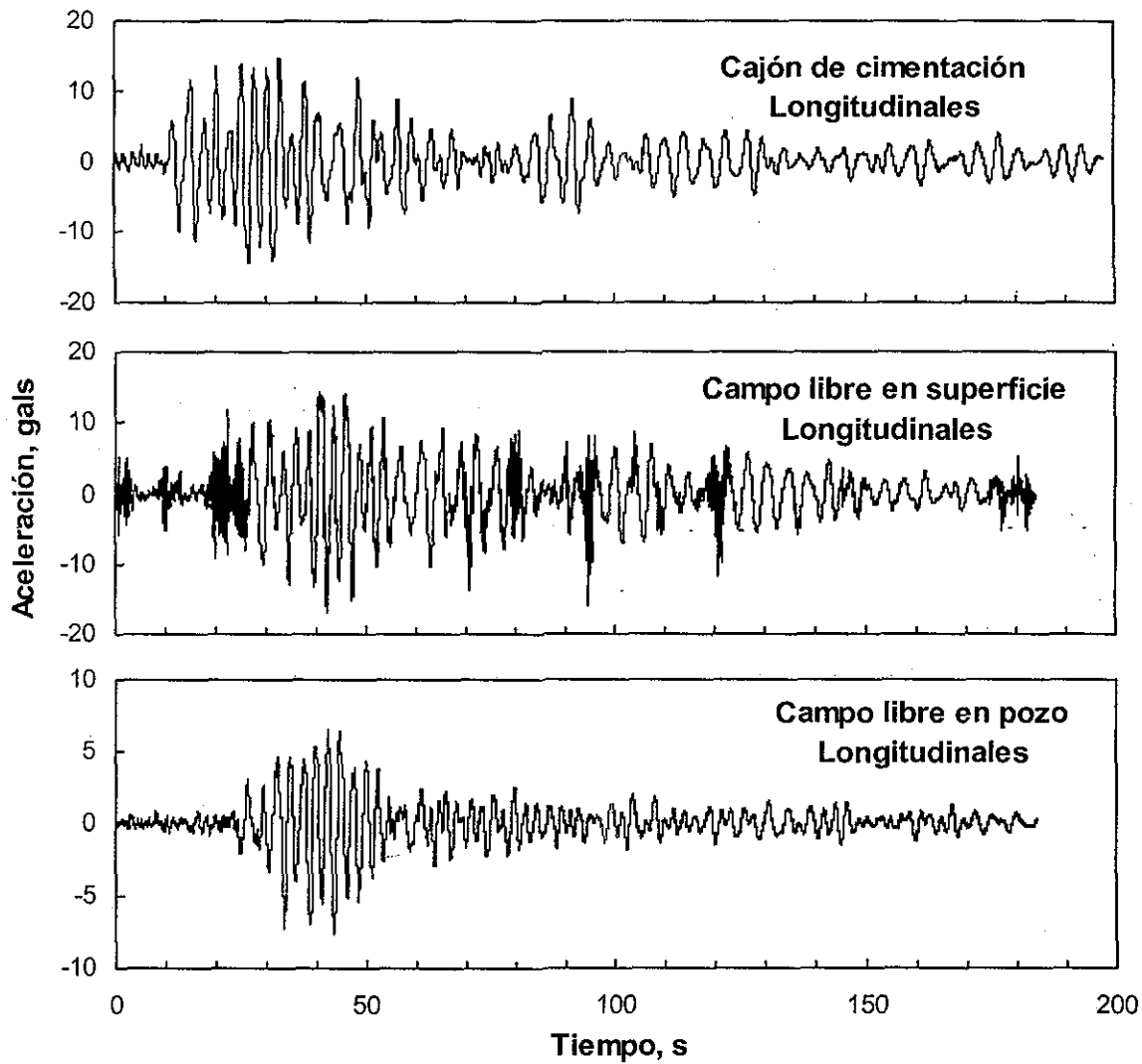


Fig. 4.30 Aceleraciones longitudinales registradas en campo libre y cajón de cimentación durante el sismo de la costa de Guerrero-Michoacán. 9-agosto-2000

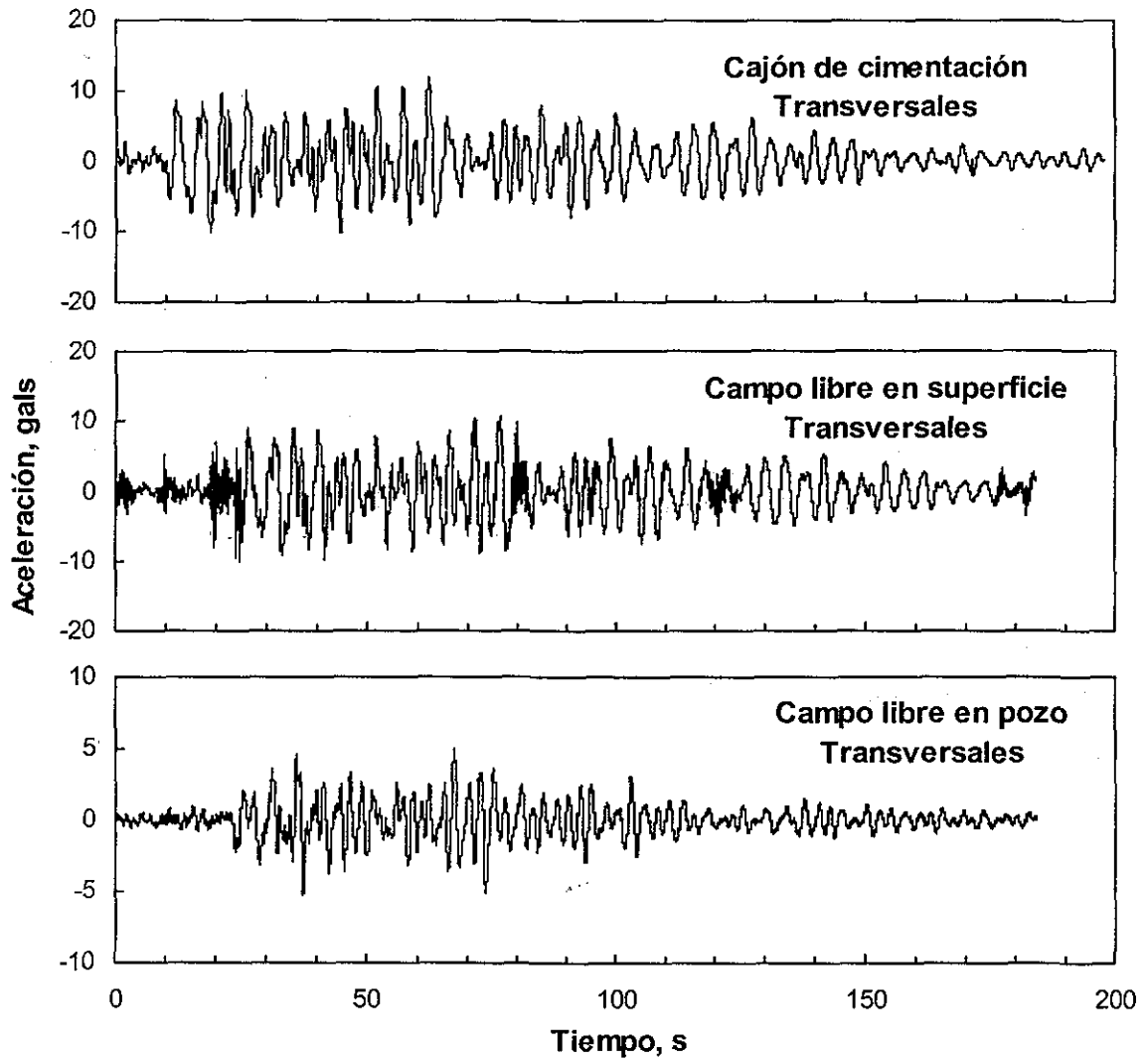


Fig. 4.31 Aceleraciones transversales registradas en campo libre y cajón de cimentación durante el sismo de la costa de Guerrero-Michoacán. 9-agosto-2000

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

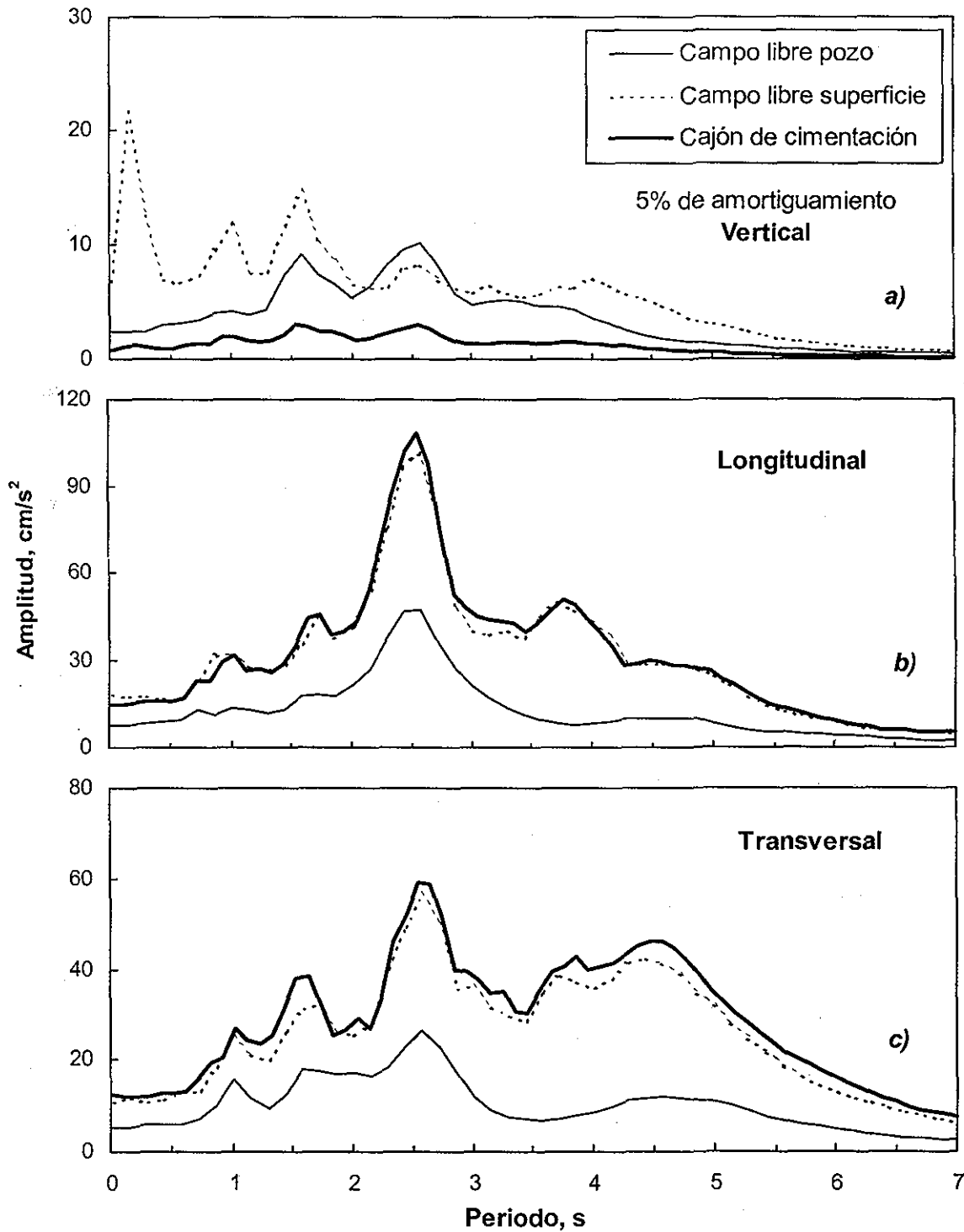


Fig. 4.32 Espectros de respuesta de las aceleraciones registradas en campo libre y en el cajón de cimentación para el sismo de la costa de Guerrero-Michoacán, 9-agosto-2000

4.11.2 Historia de las variables geotécnicas durante el evento sísmico

Para este sismo se cuentan con las historias de las variables sismogeotécnicas de siete sensores que se tenían conectados a los registradores digitales: tres celdas de carga, tres celdas de presión y un piezómetro. La falla de un registrador digital impidió contar con tres señales sismogeotécnicas adicionales. La calidad de los registros de las variables es excelente y su longitud total es de 197.24 s. La ubicación de los sensores geotécnicos instalados se pueden ver en la Fig. 4.5.

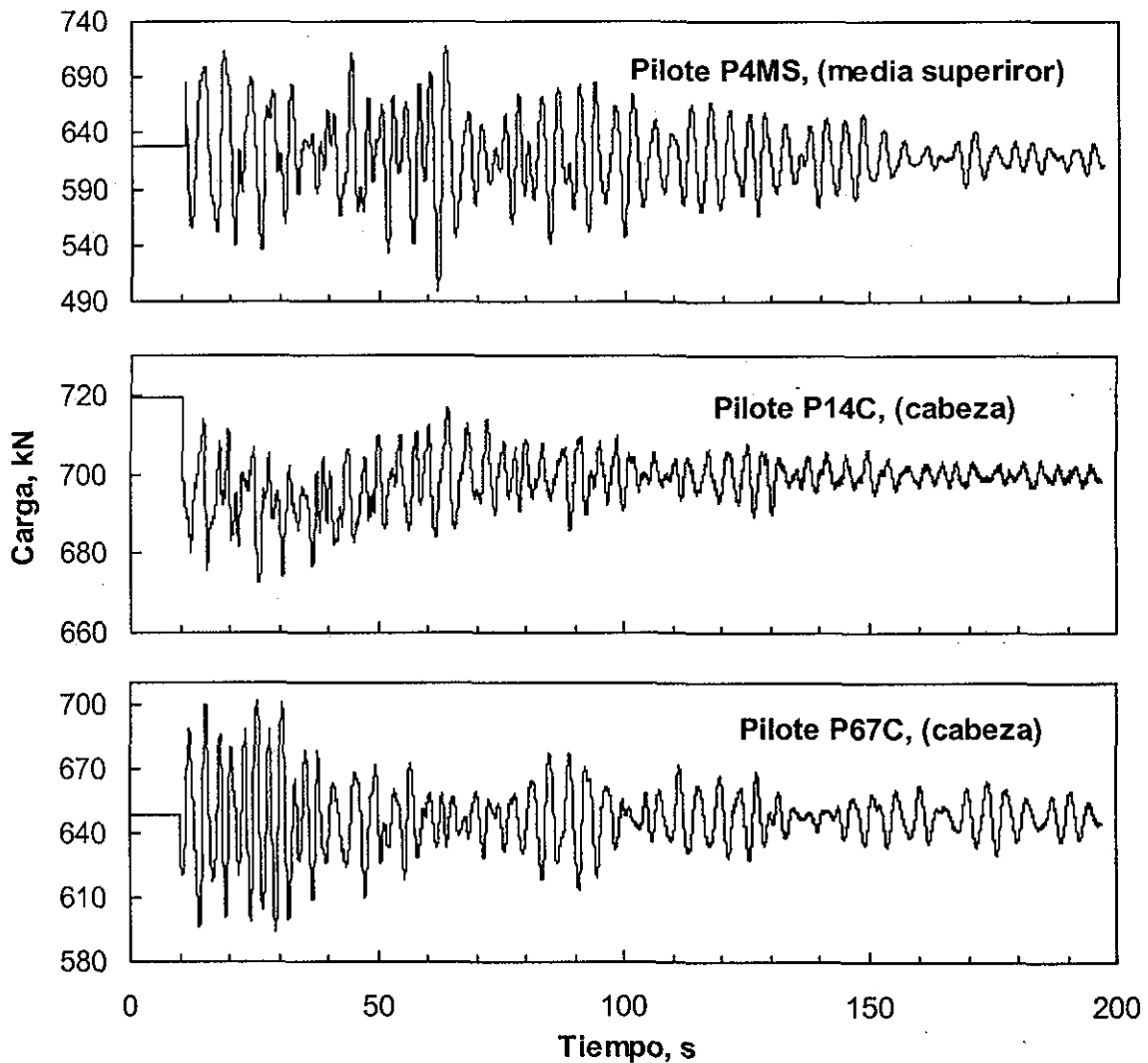


Fig. 4.33 Cargagramas en los pilotes P4MS, P14 y P67 durante el sismo de la costa de Guerrero-Michoacán, 9-agosto-2000

4.11.3 Cargas sobre los pilotes durante el sismo

En la Fig. 4.33 se muestran las historias de cargas actuantes en tres pilotes, en la parte media superior del pilote P4 y cerca de la cabeza de los pilotes P14 y P67; se puede

NOV 2007
 INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERIA

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

apreciar la amplitud de las cargas dinámicas impuestas durante la ocurrencia del sismo. Para el pilote P4MS la amplitud máxima impuesta fue de 123 kN, de 46 kN t para el pilote P14 y 5.3t en el pilote P67. A diferencia de lo observado en el sismo de Tehuacán, al final de la ocurrencia del sismo los pilotes P4MS y P67 prácticamente soportan la misma carga estática inicial, en cambio en el pilote P14 la carga pasa de 719 kN a 699 t después del sismo. La degradación de la carga en estos pilotes es nula o muy reducida para este sismo.

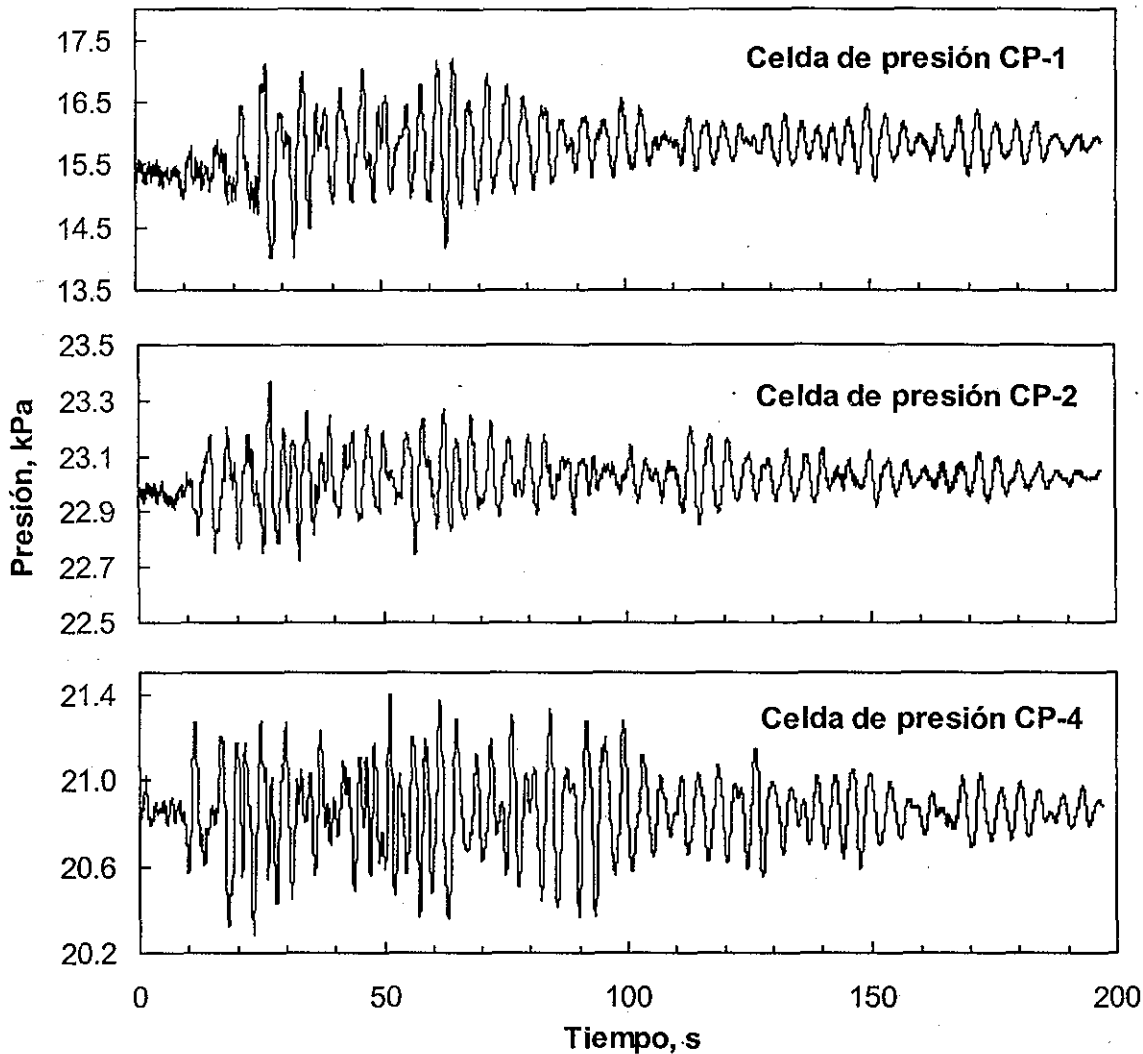


Fig. 4.34 Registros de la presión de contacto losa de cimentación-suelo durante el sismo de la costa de Guerrero-Michoacán, 9-agosto-2000

4.11.4 Presiones en el contacto losa de cimentación-suelo durante el sismo

Las celdas de presión en el contacto losa de cimentación-suelo manifestaron variaciones cíclicas transitorias de esfuerzo normal, Fig. 4.34. La losa de cimentación reacciona armónicamente durante la ocurrencia del sismo, como ocurre en los pilotes y en las



presiones de poro. En este sismo la transferencia de carga de los pilotes a la losa de cimentación es muy pequeña, aunque se manifiesta un aumento gradual y cíclico de las amplitudes en las celdas CP1 y CP2. Por el contrario, en la celda de presión CP4 prácticamente no hay aumento gradual puesto que la presión de 20.8 kPa que en condiciones estáticas tenía antes del sismo llega a ser la misma después de que concluye la variación transitoria de la presión debida al sismo.

4.11.5 Presión de poro inducida por la acción del sismo

Durante este sismo solamente se pudo registrar la presión de poro en el estrato arenoso que se encuentra a 7.5 m de profundidad. En la Fig. 4.35 se distingue que las amplitudes son muy reducidas, aunque hay un muy pequeño aumento gradual de la presión durante el sismo. La amplitud dinámica es muy pequeña y no representa ni el 1% de la presión hidráulica inicial.

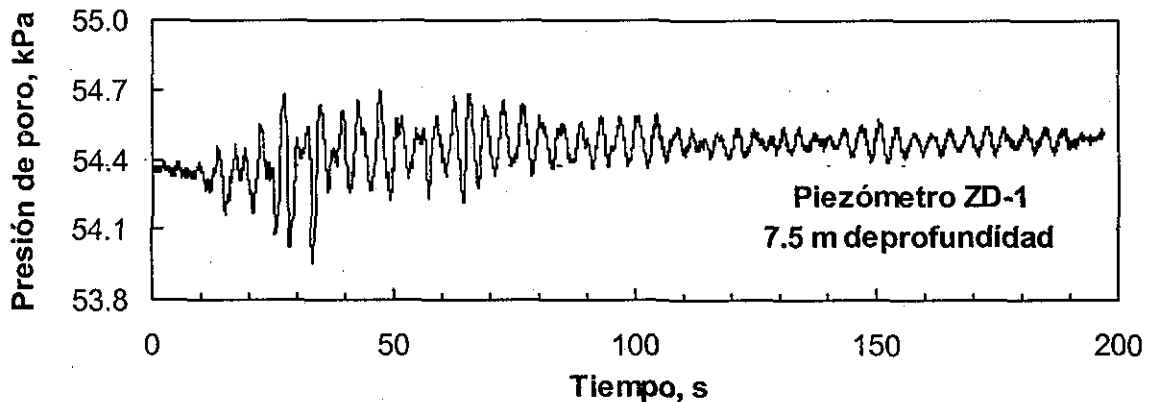


Fig. 4.35 Registro de la presión de poro a 7.5 m de profundidad durante el sismo de la costa de Guerrero-Michoacán, 9-agosto-2000

Los sismos que se han comparado tienen prácticamente la misma magnitud, sin embargo las aceleraciones horizontales máximas registradas en el cajón de cimentación para el sismo de 9 de agosto de 2000 son la mitad de las correspondientes al de Tehuacán. Ambos sismos tienen diferente fuente y pareciera que esta es la razón del mayor efecto de la interacción dinámica suelo-estructura, hecho que se comprobará para sismos que logren registrarse en el futuro.

El análisis de los sismos restantes que se mencionan en la Tabla 4.3 quedan fuera del alcance de esta tesis, pero pueden consultarse en los trabajos de Mendoza y colaboradores (Mendoza *et al.*, 1996a, 1997a-b, 1998, 2000a-b, Mendoza y Romo, 1998). Se incluye en cada uno de ellos la interpretación del comportamiento estático del puente, detalles de los sensores geotécnicos junto con los programas de monitoreo y mantenimiento de cada uno de ellos. Se cuenta además con la evolución de los asentamientos de la cimentación.

MCO 2001
MAY 20 2001

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Capítulo 5

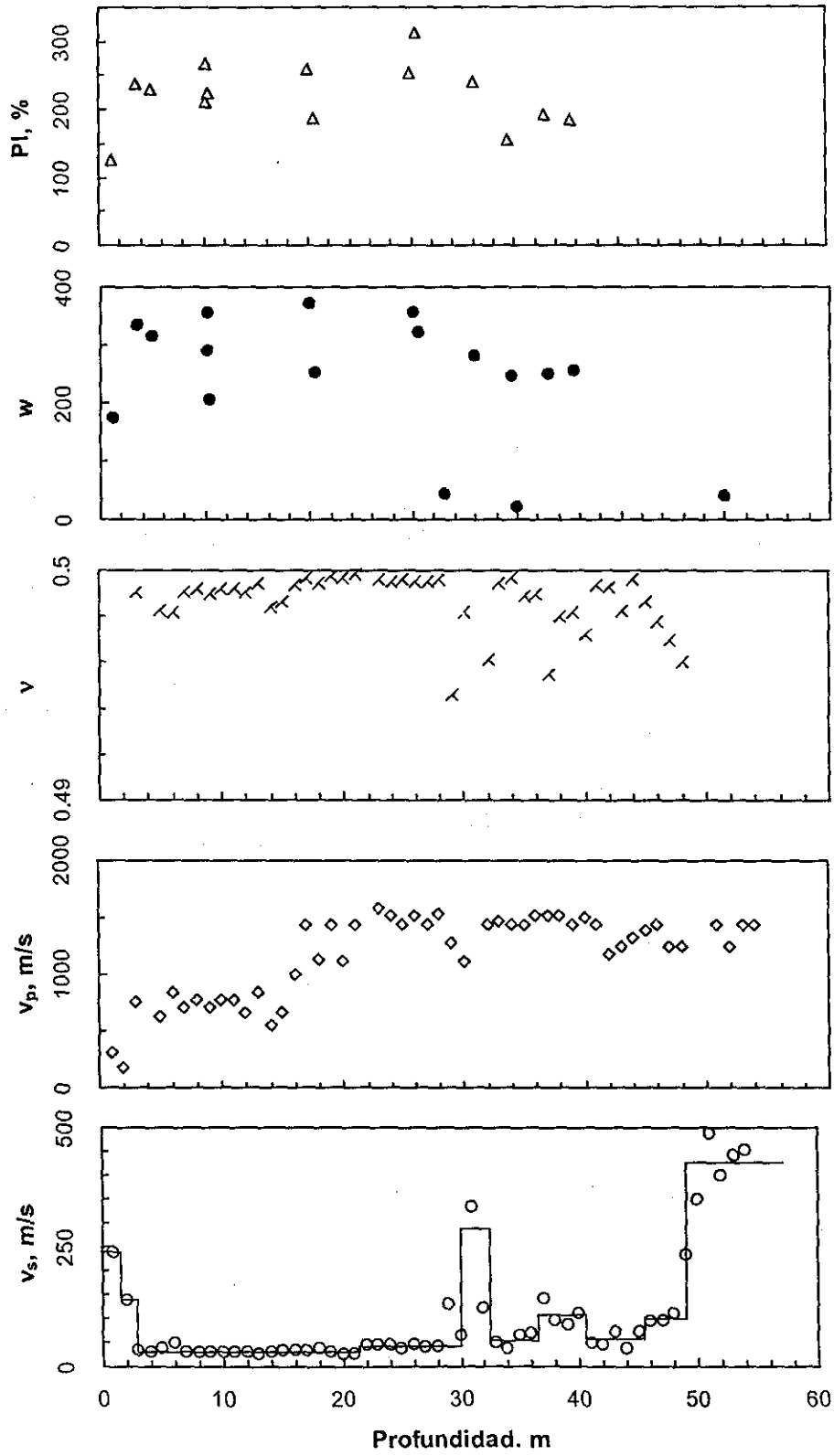
INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-CIMENTACIÓN-ESTRUCTURA DEL CASO HISTORIA: MEDIDA Y CALCULADA

En este capítulo se presenta la caracterización del sitio para el cálculo de su respuesta sísmica, el análisis de la interacción dinámica suelo-cimentación-estructura del apoyo No. 6 del puente vehicular Impulsora; a través del análisis de las señales sísmicas registradas tanto en campo libre como en el mismo apoyo, y se presentan resultados preliminares de la interacción dinámica utilizando el modelo presentado en el capítulo dos. Los resultados del modelo son preliminares, puesto que la solución de la interacción no está lo suficientemente completa, no se ha considerado la presencia de los pilotes, por ejemplo.

5.1 Caracterización del sitio para fines de su respuesta sísmica y modelo utilizado

La Fig. 5.1a muestra el perfil de velocidades de ondas de cortante obtenidas a cada metro de profundidad en el sondeo ZE3, donde también se incluye la modelación utilizada para el cálculo de los movimientos de campo libre. La velocidad de ondas longitudinales o primarias, v_p , se presentan en la Fig. 5.1b en donde se puede observar que entre las profundidades de tres a 16 m de profundidad la velocidad es prácticamente la misma, la velocidad media para todo el depósito de suelo es de 11467 m/s. También se incluye el valor de la relación de Poisson, ν , calculada a partir de las velocidades anteriormente mencionadas utilizando la ecuación 5.1, los valores de ν para fines prácticos se puede considerar como de 0.499.

$$\nu = \frac{v_p^2 - 2v_s^2}{2(v_p^2 - v_s^2)} \quad (5.1)$$



a) b) c) d) e)
 Fig. 5.1 Modelación del depósito de suelo para fines de cálculo de los movimientos sísmicos de campo libre. a) velocidad e ondas de cortante, b) perfil de velocidades primarias, d) relación de Poisson, d) contenido de agua y e) índice de plasticidad

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN INGENIERÍA Y CIENCIAS DE LA CONSTRUCCIÓN

En la Fig. 5.2 se indican los pesos volumétricos utilizados para los diferentes estratos del sitio y la variación del módulo de rigidez con la profundidad, calculado a partir de la relación $G_{max} = \rho v_s^2$, donde la densidad del suelo ρ se obtiene dividiendo el peso volumétrico γ entre la aceleración de la gravedad.

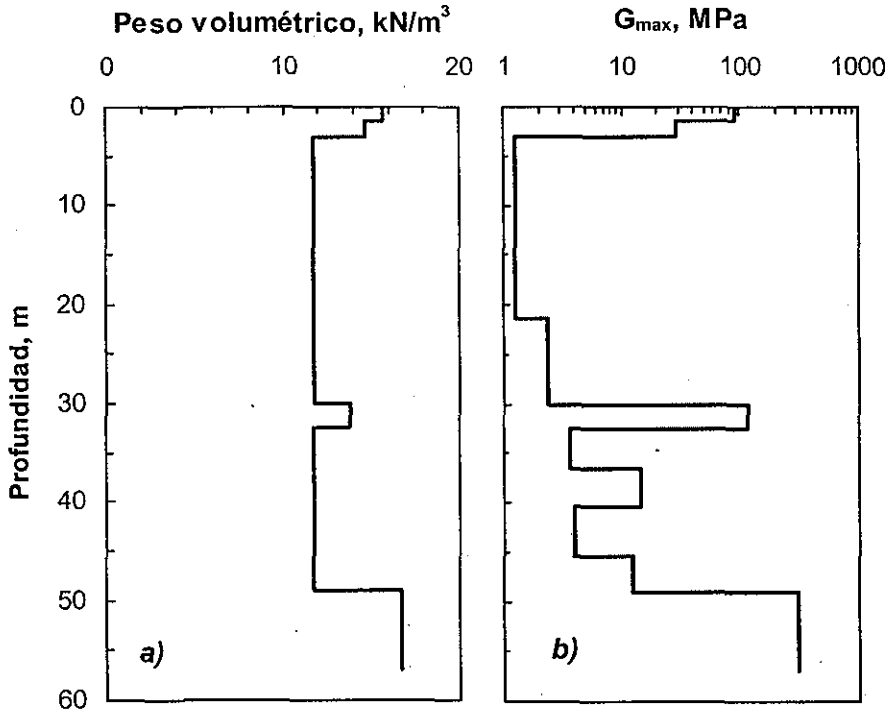


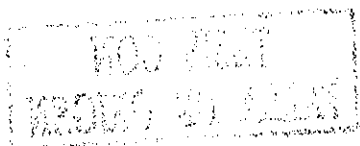
Fig. 5.2 Modelación del peso volumétrico y perfil del módulo de rigidez inicial normalizado

5.1.1 Modelo de comportamiento dinámico no lineal de los suelos

En el cálculo de la respuesta sísmica de un sitio se debe tomar en cuenta la no-linealidad de los suelos que forman parte de la estratigrafía del sitio. Los cambios de la rigidez y amortiguamiento de los suelos dependen del nivel de distorsiones (γ) inducidas por el sismo, que se traduce en el comportamiento de las curvas G vs γ , o bien G/G_{max} vs γ , y λ vs γ .

Los resultados de ensayos dinámicos de suelos de la ciudad de México han sido ampliamente estudiados por Romo (1991), Romo y Ovando (1995) en el Instituto de Ingeniería, Mendoza *et al.* (1996b) en el Centro Nacional de Prevención de Desastres, entre otros. De forma analítica, los resultados de ensayos experimentales se pueden expresar con el siguiente modelo (Romo, 1991):

$$G(\gamma) = G_{m\acute{a}x} [1 - H(\gamma)] \quad (5.2)$$



donde

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}} \right]^{A'} \quad (5.3)$$

$A' = A + I_r$

I_r es la consistencia relativa e igual a $I_r = \frac{w_L - w_n}{PI}$, w_L es el límite líquido, w_n el contenido natural del agua y PI el índice de plasticidad.

$G(\gamma)$ corresponde al módulo de rigidez al corte en función de la deformación angular γ .

G_{max} es el valor de $G(\gamma)$ para valores de $\gamma \leq 10^{-4}\%$, y que puede ser determinado a partir de la medición de la velocidad de las ondas de cortante y utilizando la expresión $G_{max} = \rho v_s^2$, previamente ya explicada.

A , B y γ_r son parámetros del suelo, que dependen del índice de plasticidad PI , y se determinan a partir de la Fig. 5.3.

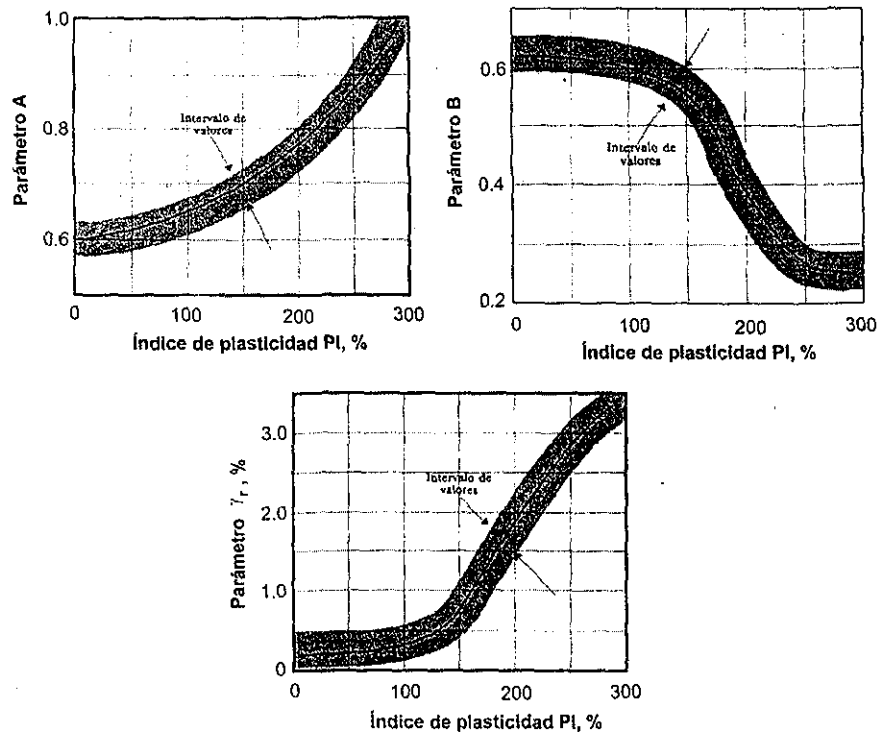


Fig. 5.3 Efecto del índice de plasticidad en los parámetros A , B y γ_r (Romo, 1991)

La dependencia del amortiguamiento, λ , en función de la deformación angular, γ , y del módulo cortante dinámico normalizado, $G/G_{m\acute{a}x}$, se puede expresar de la siguiente manera:

$$\lambda = (\lambda_{m\acute{a}x} - \lambda_{m\acute{i}n})H(\gamma) + \lambda_{m\acute{i}n} \quad (5.4)$$

donde $\lambda_{m\acute{a}x}$ es el amortiguamiento máximo que desarrolla la arcilla, y se ha observado que es del orden de 13%, $\lambda_{m\acute{i}n}$ es el amortiguamiento mínimo correspondiente a deformaciones angulares del orden de $10^{-4}\%$ (aproximadamente igual a 0.5%).

Para conocer el comportamiento dinámico de los suelos arcillosos del sitio del puente Impulsora, se ensayaron tres muestras de suelo de diferentes profundidades en la cámara triaxial de columna resonante. Los resultados de la rigidez normalizada $G/G_{m\acute{a}x}$ y del amortiguamiento se aprecian en la Fig. 5.4a, junto con las curvas de ajuste del modelo de Romo presentado en los párrafos anteriores.

El comportamiento dinámico de los rellenos y de la capa dura se toma en cuenta con las curvas de la Fig. 5.4b, correspondientes a un suelo con un índice de plasticidad $PI=20\%$. Los valores de los índice de plasticidad de algunos estratos del depósito se muestran en las Figs. 5.1d y e.

En este trabajo se utilizó el modelo unidimensional de propagación de ondas de cortante verticales en medios estratificados horizontalmente, el cual reproduce con buena aproximación los movimientos sísmicos registrados en la ciudad de México (Seed *et al.*, 1987). La solución numérica se realiza con el programa EERA, que se basa en el programa SHAKE, el cual tiene la facilidad de usarlo con hojas de cálculo (Bardet, 2000).

Las excitaciones que se utilizaron para calcular los movimientos de campo libre y del sistema suelo-cimentación-estructura corresponden a las aceleraciones registradas a 60 m de profundidad, en campo libre, debidas a diferentes sismos. De entre ellos, el sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999 por contar con las señales de aceleración en campo libre, tanto en pozo como en superficie, en la tapa del cajón de cimentación y en la superestructura del puente. Con los registros medidos es posible comparar los movimientos del sitio y del sistema suelo-cimentación-estructura y compararlos con los movimientos medidos. A la fecha se cuenta con registros recientes del sismo del 18 de abril de 2002 cuyo epicentro se localizó frente a las costas de Guerrero y cuya magnitud fue de $M= 6.3$, y de otros sismos los cuales se están incorporando a un análisis más completo del problema.

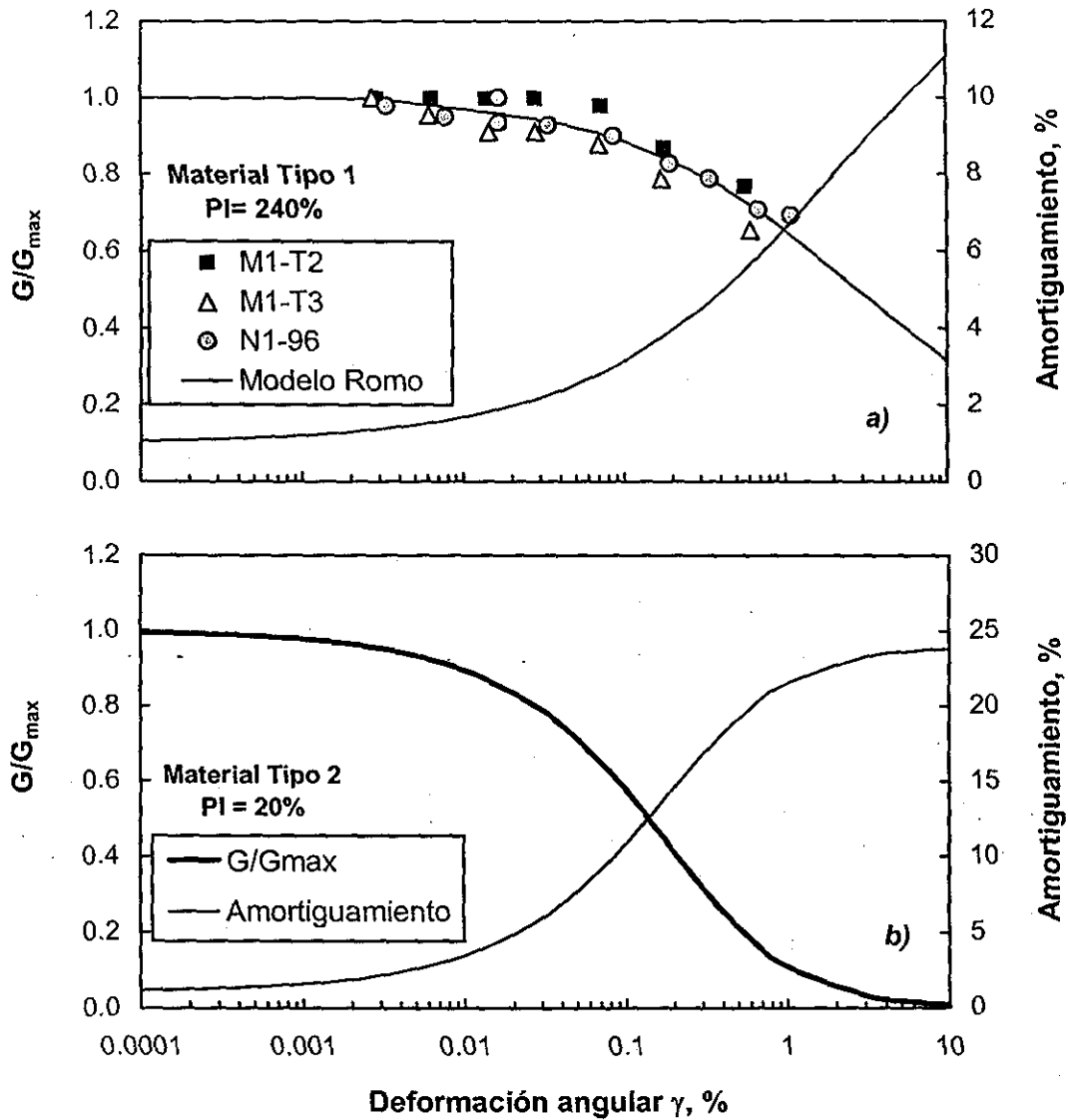


Fig. 5.4 Módulos de rigidez normalizados y amortiguamientos para los tipos de suelo modelados

5.2 Modelación del depósito de suelo para fines del cálculo de la interacción dinámica suelo-cimentación-estructura

5.2.1 Periodo dominante del sitio del puente Impulsora

Para fines de análisis dinámico de cimentaciones se prefiere idealizar de forma adecuada los parámetros dinámicos del depósito de suelo estratificado más relevantes, éstos son: la de profundidad H del depósito, el periodo fundamental T_s y su velocidad de ondas de cortante v_s . El estrato homogéneo equivalente, tiene los parámetros dinámicos

correspondientes al estrato original, llamados equivalentes, que son su periodo equivalente T_{se} y velocidad de ondas equivalentes v_{se} . Para el cálculo del periodo fundamental se utilizaron tres métodos reconocidos en la práctica: *i)* el método que toma en cuenta la velocidad media de propagación de ondas de cortante, *ii)* método de las distorsiones o de Zeevaert, y *iii)* utilizando el método riguroso.

- i)* La velocidad media de propagación de la onda de cortante se puede determinar al suponer que el tiempo (t_e) que toma una onda de cortante en atravesar un estrato uniforme de espesor H con velocidad v_s es igual al que se requiere para atravesar un depósito estratificado. Para el depósito equivalente, el tiempo que requiere la onda en viajar desde su base hasta la superficie es igual a $t_e = \frac{H}{v_s}$, y el requerido para

atravesar un estrato de suelo de espesor H_i y velocidad $(v_s)_i$ es $t_i = \frac{H_i}{(v_s)_i}$; así, el

tiempo total para atravesar el depósito con n estratos corresponde a $t_d = \sum \frac{H_i}{(v_s)_i}$. Al igualar los tiempos t_e y t_d se obtiene la velocidad media de propagación v_s .

Finalmente, el periodo equivalente de un depósito con n estratos es igual a

$$T_{se} = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{(v_s)_i} \quad (5.5)$$

- ii)* El método de Zeevaert o de las distorsiones (Zeevaert, 1973). se basa en considerar los movimientos relativos y esfuerzos cortantes de una masa de suelo, idealizada como una viga, que está sujeta a una aceleración en la superficie del terreno; como se aprecia en la Fig. 5.5.

Planteando el equilibrio dinámico del elemento de suelo que se encuentra a la profundidad z se llega a la ecuación:

$$(\tau_{i+1} - \tau_i) = (\rho_i d_i) \frac{1}{2} (\delta_i + \delta_{i+1}) \omega^2 \quad (5.6)$$

y cuya distorsión resulta

$$\frac{\delta_i - \delta_{i+1}}{d_i} = \frac{\tau_i + \tau_{i+1}}{2G_i} \quad (5.7)$$

Finalmente, al combinar las dos ecuaciones anteriores, Zeevaert proporciona los algoritmos para el cálculo de δ , τ y ω para toda la profundidad del depósito:

$$\delta_{i+1} = A_i \delta_i - B_i \tau_i \quad (5.8)$$

$$\tau_{i+1} = C_i (\delta_i + \delta_{i+1}) + \tau_i \quad (5.9)$$

donde

$$A_i = \frac{1 - N_i}{1 + N_i} \qquad B_i = \frac{1}{1 + N_i} \frac{d_i}{G_i}$$

$$C_i = \frac{1}{2} \rho_i d_i \omega^2 \qquad N_i = \frac{\rho_i d_i^2}{4G_i} \omega^2$$

En las ecuaciones anteriores ρ_i corresponde a la masa unitaria y ω a la frecuencia circular.

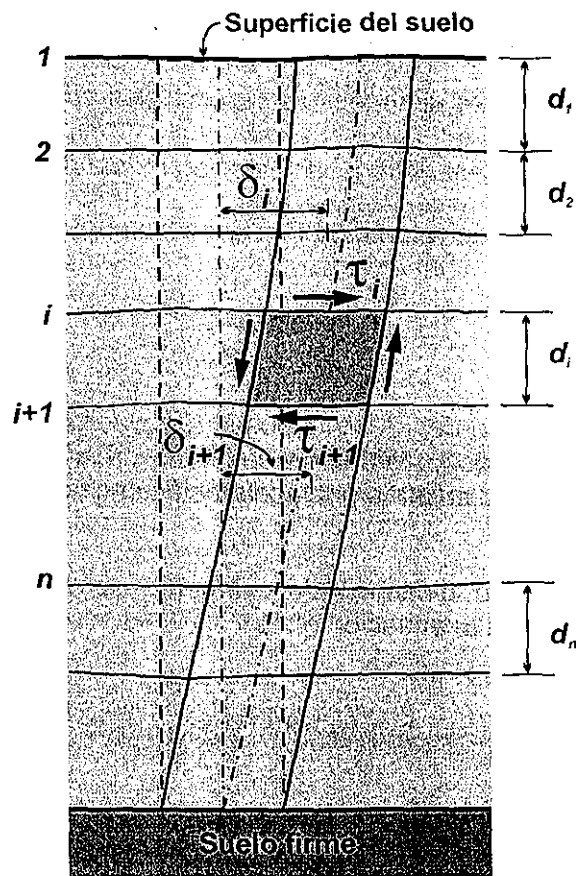


Fig. 5.5 Columna de suelo sujeta a movimiento sísmico (Zeevaert, 1973)

Conociendo la aceleración máxima ($a_{m\acute{a}x}$) en la superficie o bien asignada, se calcula el desplazamiento horizontal de ésta como $\delta_s = a_{m\acute{a}x}/\omega$, además se tienen que cumplir la condición de frontera $\tau_s = 0$. El valor inicial de ω puede ser la determinada a partir de la ecuación (5.5); con este valor se calculan los coeficientes A_i , B_i , C_i y N_i para posteriormente calcular el siguiente desplazamiento δ_{i+1} (ecuación 5.8) y el esfuerzo

cortante τ_{i+1} con la ecuación 5.9. Con estos valores nuevamente se utiliza la ecuación 5.8 para calcular el siguiente valor δ_{i+2} , y con éste calcular el correspondiente τ_{i+2} . Los cálculos son reiterativos hasta satisfacer la condición de frontera en la base del depósito: los desplazamientos horizontales son nulos $\delta_b = 0$, y el esfuerzo cortante τ_b es máximo. Si no se llega a cumplir la condición $\delta_b = 0$, se rectifica el valor de ω y se recalcula nuevamente hasta satisfacer las condiciones de frontera de la base. Los dos métodos mencionados pueden fácilmente programarse en una hoja de cálculo, ya que contienen las funciones de programación requeridas para estos métodos.

- iii) El uso del método riguroso primeramente discretiza al depósito en estratos, asignándole a cada uno su masa y rigidez, para así formar un vector de valores característicos dado por la ecuación $[K - \omega_n^2 M] Z_n = 0$, donde ω_n corresponde a la frecuencia angular y Z_n el modo correspondiente a la n -ésima forma natural de vibración del depósito de suelo.

Este método ha sido programado y su listado se puede consultar en la referencia CFE (1993), se requiere por lo tanto que el usuario lo transcriba al lenguaje FORTRAN para generar el archivo ejecutable (*.exe) que podrá utilizarse en cualquier máquina.

El depósito del suelo se modeló para tres profundidades diferentes y en cada uno de ellos se determino su velocidad de onda de corte y su periodo equivalentes; los resultados se resumen en la tabla siguiente:

Tabla 5.1 Periodo dominante del sitio para diferentes profundidades, velocidad ondas de corte y periodo equivalente

Modelación No.	Profundidad total H m	Número de estratos	Método de la velocidad media		Método de Zeevaert		Método riguroso		Valores medios		
			V_{so} m/s	T_e s	T_e s	V_{so} m/s	V_{so} m/s	T_e s	V_{so} m/s	T_e s	H m
1	54.5	49	52.28	4.17	3.925	55.54	55.54	3.92	55.45	4.00	54.5
2	49.0	43	47.57	4.12	3.92	50.0	49.95	3.92	49.17	3.98	49.0
3	31.5	25	40.65	3.10	3.30	38.18	36.97	3.30	38.60	3.23	31.5

La primera modelación incluye todos los estratos blandos del depósito de suelo, la primera capa dura y algunos metros de los depósitos profundos. En la segunda modelación no se incluyen los depósitos profundos, y finalmente la tercera se toma en cuenta la FAI y la primera capa dura.

Puede verse que los resultados obtenidos con el método de Zeevaert son muy similares a los correspondientes del método riguroso, en cambio el que toma en cuenta la velocidad media son un poco mayores (aunque para un fin práctico merece su uso).



5.2.2 Cimentación cilíndrica equivalente y sitio modelado

Es común que para análisis de interacción suelo-estructura se sustituya el suelo por resortes y amortiguadores viscosos unidos a las masas que representa a la cimentación y superestructura. En la práctica, sustituyendo a la cimentación en discos o cilindros equivalentes y que los resortes sean dependientes de la frecuencia de excitación, como fue comentado en el inciso 3.3.2. Las expresiones analíticas para los resortes y amortiguadores (rigideces dinámicas) generalmente consideran al suelo como un material viscoelástico lineal, que excepcionalmente se encuentra en la naturaleza.

Otro aspecto que hay que tomar en cuenta en la caracterización de un estrato homogéneo son las características geométricas de la cimentación cilíndrica equivalente, puesto que la forma de las curvas de las impedancias dinámicas dependen de la relación H/R , donde precisamente H es la profundidad del estrato equivalente y R es el radio de la cimentación, además de la relación D/R , en la que D es la altura del cilindro equivalente.

La cimentación equivalente del apoyo No. 6 del puente Impulsora tiene una relación $D/R \cong 0.29$ y un radio de $R \cong 9.84$, por tal razón se presentan en la Fig. 5.6 las funciones de impedancia para una cimentación enterrada con $D/R = 0.25$, relación de Poisson $\nu = 0.5$ y amortiguamiento efectivo del sitio $\zeta = 0.05$ para diferentes valores H/R (Avilés y Pérez-Rocha, 1992). Se distingue claramente que para relaciones de H/R mayores a cuatro las curvas prácticamente no cambian, y tomando en cuenta el radio de la cimentación se llega a la conclusión de que el depósito de suelo equivalente es aquel con una profundidad de 49.0 m y una velocidad equivalente de 49.17 m/s.

5.3 Movimientos medidos y calculados del sistema suelo-cimentación-estructura para el sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999

5.3.1 Movimientos de campo libre

Durante el sismo de Tehuacán se registraron las aceleraciones de campo libre en superficie y pozo (a 60 m de profundidad), cuyas historias de aceleraciones se presentan en las Figs. 4.25 a 4.27. La respuesta del sitio anteriormente ya fue calculada (Mendoza *et al.*, 2001b) utilizando como excitación las aceleraciones en la dirección transversal al puente Impulsora registrada a 60 m de profundidad de campo libre, la comparación de los espectros de respuesta de aceleración calculados con los registrados son muy parecidos para periodos bajos (menores a 3 s), sin embargo para periodos más altos las amplitudes calculadas son siempre mayores. En esta tesis se calcularon los movimientos de campo libre utilizando el promedio de las componentes horizontales registradas en pozo y por supuesto que se compara con lo medido en la superficie.

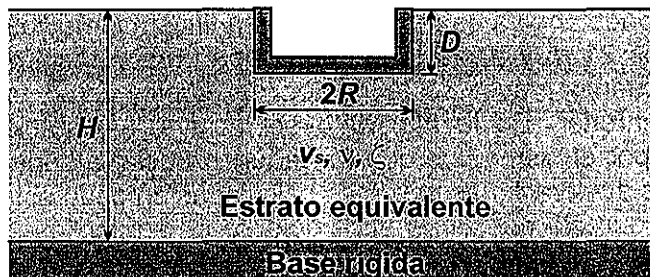
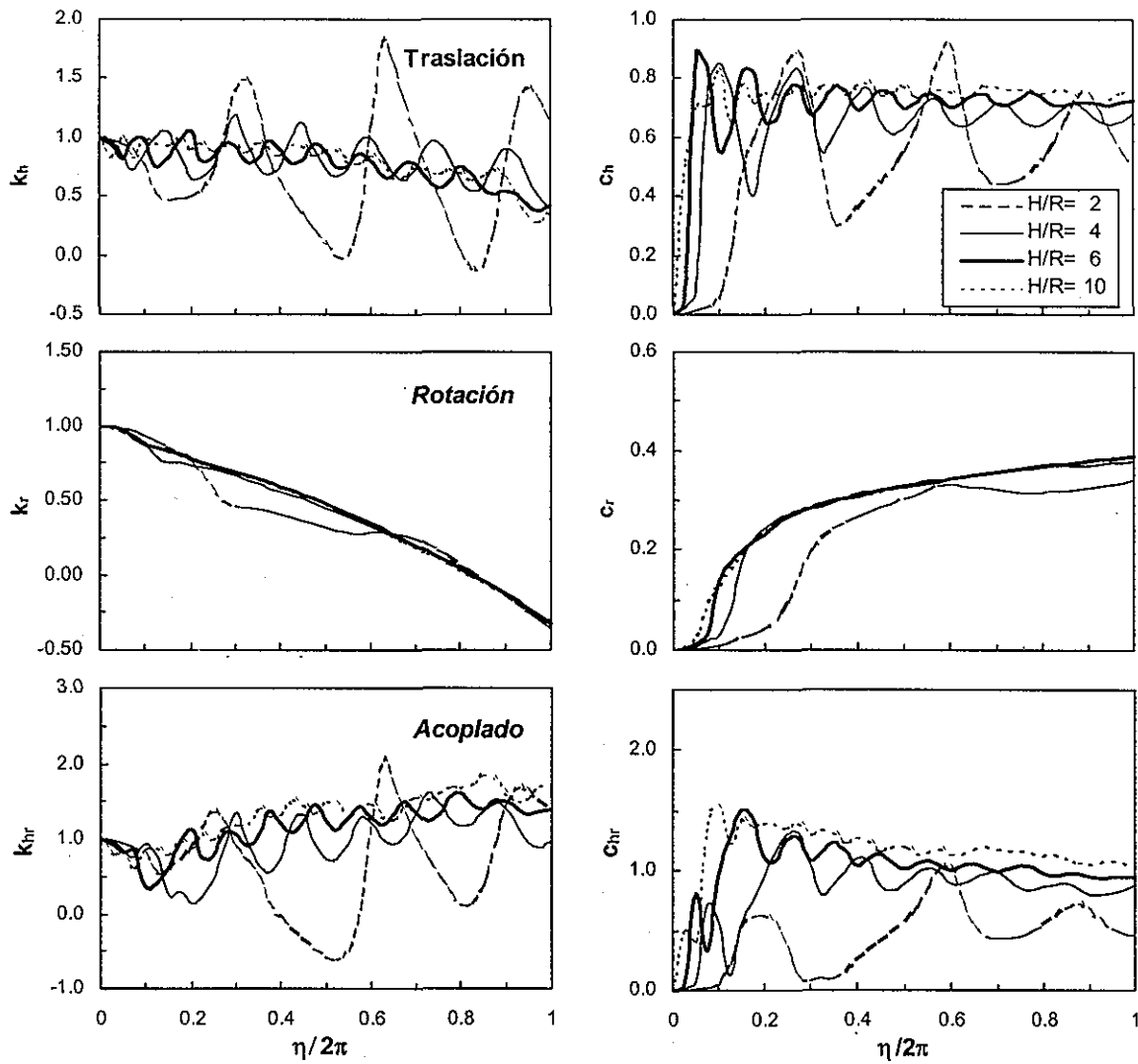


Fig. 5.6 Funciones de impedancia para cimentaciones circulares enterradas en un estrato viscoelástico con base rígida (Avilés y Pérez-Rocha, 1992).

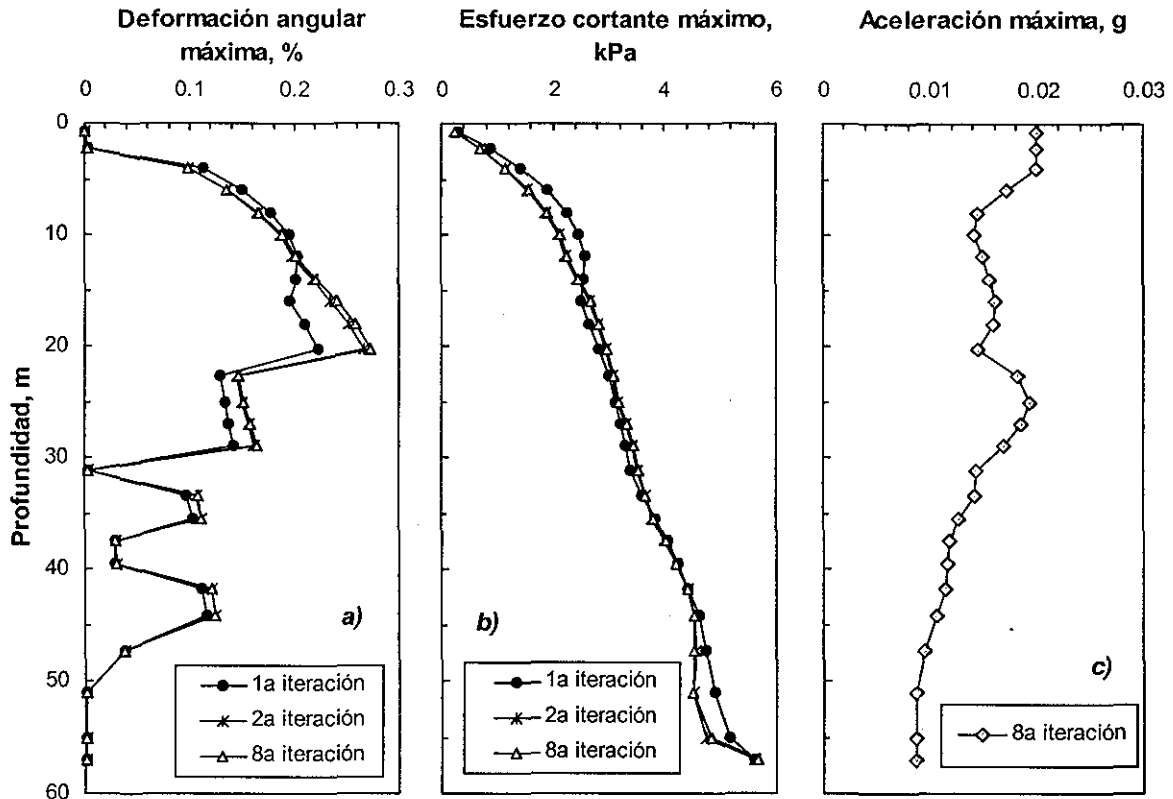
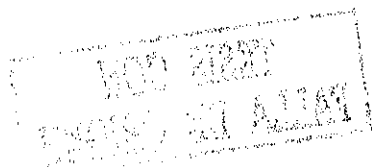


Fig. 5.7 Respuesta de campo libre debido al promedio de las aceleraciones horizontales registradas a 60 m de profundidad, sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999

La Fig. 5.7a muestra las deformaciones angulares máximas de cada estrato, las cuales resultan reducidas tanto en los rellenos como en la primera capa dura, indicando que los estratos no sufren grandes deformaciones angulares puesto que su rigidez es alta. Sin embargo, en los estratos arcillosos, principalmente en la primera formación arcillosa, se tienen las deformaciones angulares máximas; se manifiesta inmediatamente el cambio de rigidez a partir de los 21 m y hasta la primera capa dura. Es claro que la deformación angular es menor cuanto mayor es la rigidez del suelo, como también ocurre en la formación arcillosa inferior. En la Fig. 5.7b se incluye la variación de los esfuerzos cortantes inducidos por el sismo, los que se reducen hacia la superficie del terreno, en donde son nulos. Las aceleraciones máximas calculadas en cada estrato se muestra en la Fig. 5.7c, donde se aprecia que en la superficie se determinó una aceleración de 19.6 gals, un poco menor a la registrada.

La historia de las aceleraciones, velocidades y desplazamientos calculados al nivel de desplante del cajón de cimentación, 3 m de profundidad, se incluye en la Fig. 5.8. Las aceleraciones corresponden a la excitación $\ddot{x}_o(t)$ del modelo de interacción suelo estructura representado por la ecuación (3.2).



Los resultados calculados de la respuesta sísmica se muestran en las Figs. 5.9a-c, donde los espectros de respuesta promedio calculados, con 5% de amortiguamiento, son comparados con los espectros de respuesta medidos en las direcciones longitudinal, transversal y con el del promedio de éstas; de aceleración, velocidad y de desplazamiento. Puede verse que no hay una tan buena aproximación entre los espectros calculados y medidos, indicando que el procedimiento analítico predice razonablemente los movimientos sísmicos manteniendo la forma espectral.

Otra forma de comparar los espectros calculados con los medidos es formando un espectro compuesto, donde la aceleración espectral (S_a) se dibuja en el eje vertical y el espectro de desplazamiento (S_d) en el eje horizontal. Las líneas radiales que parten del origen corresponden a diferentes periodos. En la Fig. 5.10 se muestra el espectro compuesto para la dirección longitudinal de campo libre junto con el de la cimentación, que a su vez son comparados con el espectro compuesto calculado promedio, se han puesto líneas para los periodos de 1.55 s, 2.60 s, 4.45 s y como extremo el de 10 s. La ventaja de esta representación sobre la representación tradicional de los espectros (por ejemplo ver las Figs. 4.28 y 4.32) es que las demandas de aceleración y de desplazamiento aparecen explícitamente en la misma gráfica. La figura se puede interpretar que para una cierta aceleración espectral, la estructura demandará un cierto desplazamiento. Los espectros compuestos no han sido de uso común en la dinámica de suelos, por lo que se motiva a utilizarla en trabajos futuros.

5.3.2 Espectros de Fourier de las aceleraciones registradas

El análisis de una señal en el tiempo a través de la transformada de Fourier permite identificar su distribución de frecuencias, incluso la frecuencia dominante que corresponde a la amplitud máxima. Por tal motivo se realizó el análisis de Fourier de las señales sísmicas utilizando el programa Degtra2000.

Para el sismo de Tehuacán resulta interesante comparar las formas y las amplitudes espectrales de los tres componentes ortogonales de aceleración, en los que se incluyen las señales registradas en el campo libre a 60 m de profundidad, en la superficie de éste, en el cajón de cimentación, y en una de las trabes de la superestructura del puente; ello se presenta en las Figs. 5.11 a 5.13. La Fig. 5.11 muestra los espectros de Fourier de las aceleraciones verticales donde se observa que para frecuencias menores a 0.8 Hz, las amplitudes de las señales de campo libre (tanto en pozo como en superficie) y de la trabe TA16 son prácticamente las mismas; y para frecuencias mayores a 0.8 Hz, las de pozo son las menores y las de superficie son mayores, pero en general las formas espectrales son similares. Para el caso del cajón de cimentación las amplitudes son siempre las más pequeñas. Se aprecian claramente las mayores ordenadas espectrales en la trabe de la superestructura, respecto al cajón de cimentación, en todo el intervalo de frecuencias; sus formas espectrales son semejantes.

Comparando los espectros de Fourier de la Fig. 5.11 con los calculados para el sismo de la Costa de Guerrero-Michoacán (090800), el cual tiene magnitud y distancia epicentral similar al de Tehuacán, se observa que las tendencias se mantienen, como se verá en el inciso 5.4.2.

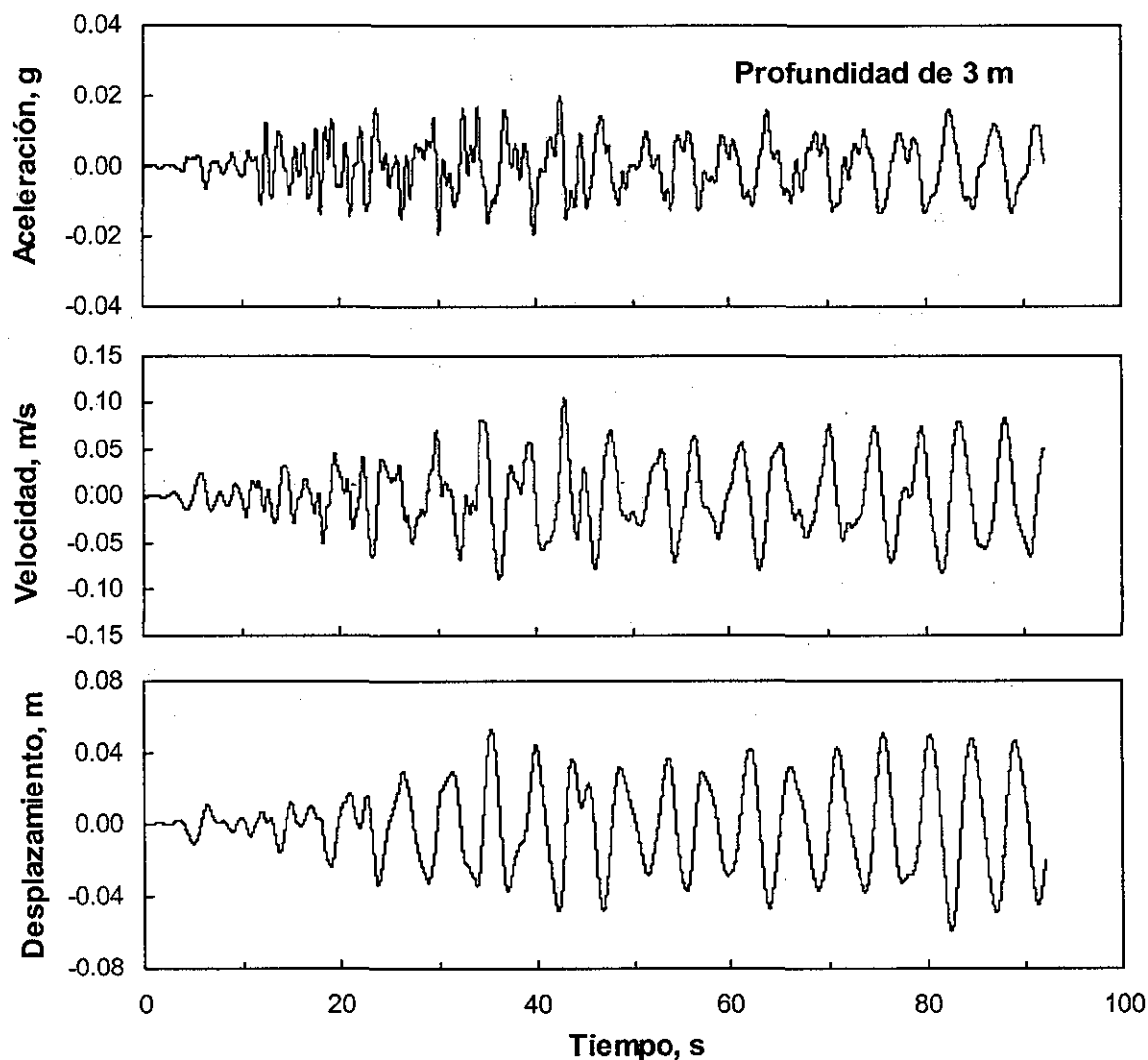


Fig. 5.8 Historia de las aceleraciones, velocidades y desplazamientos calculados a 3 m de profundidad en campo libre, para el sismo de Tehuacán del 15-junio-1999

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

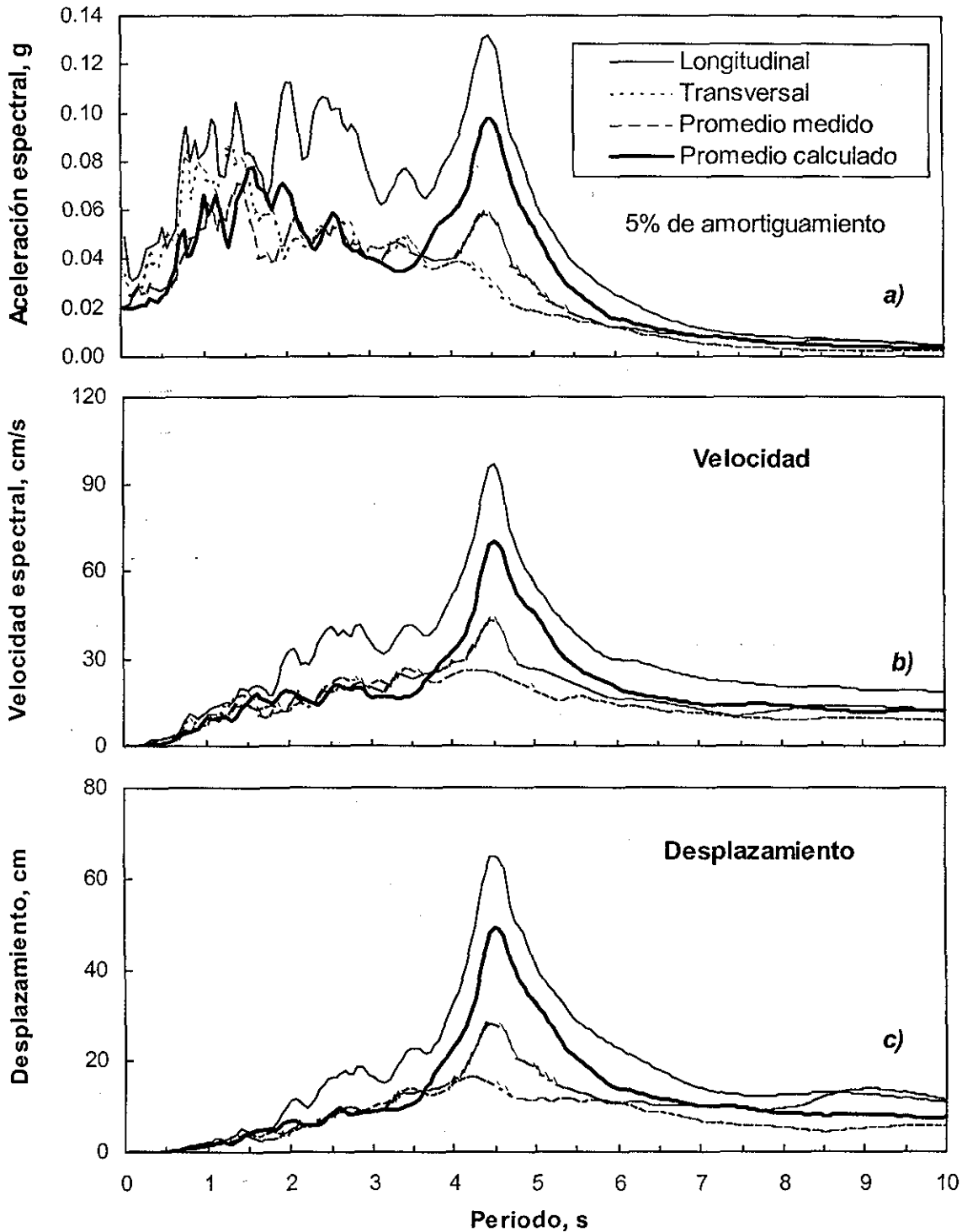


Fig. 5.9 Espectros de respuesta calculados y medidos en la superficie de campo libre para el sismo del 15 de junio de 1999, comparados con el promedio calculado

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

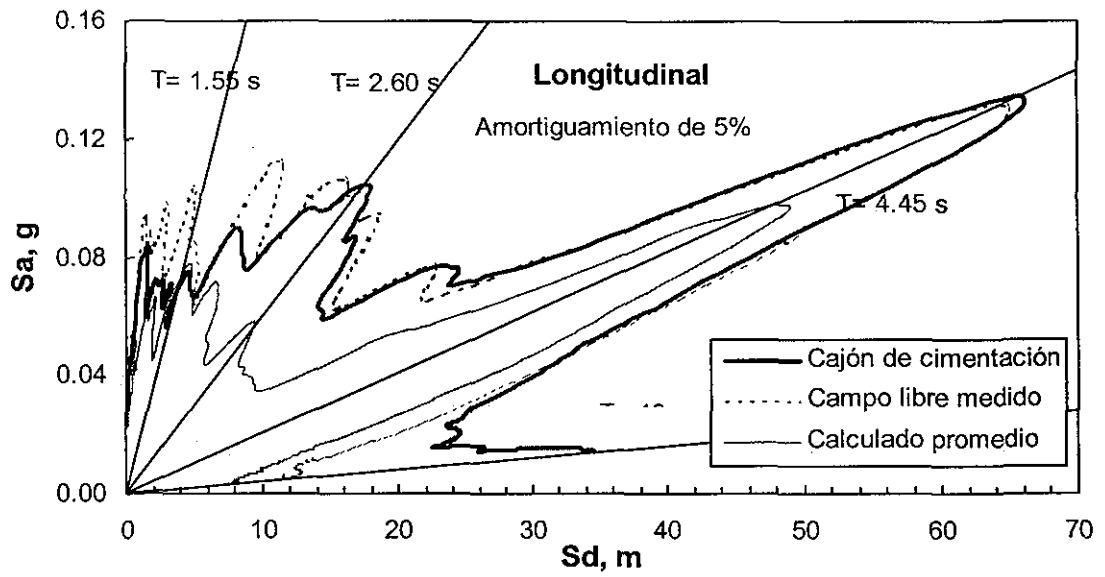


Fig. 5.10 Espectros compuestos para la dirección longitudinal del campo libre en superficie y cajón de cimentación comparados con el calculado promedio, sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999

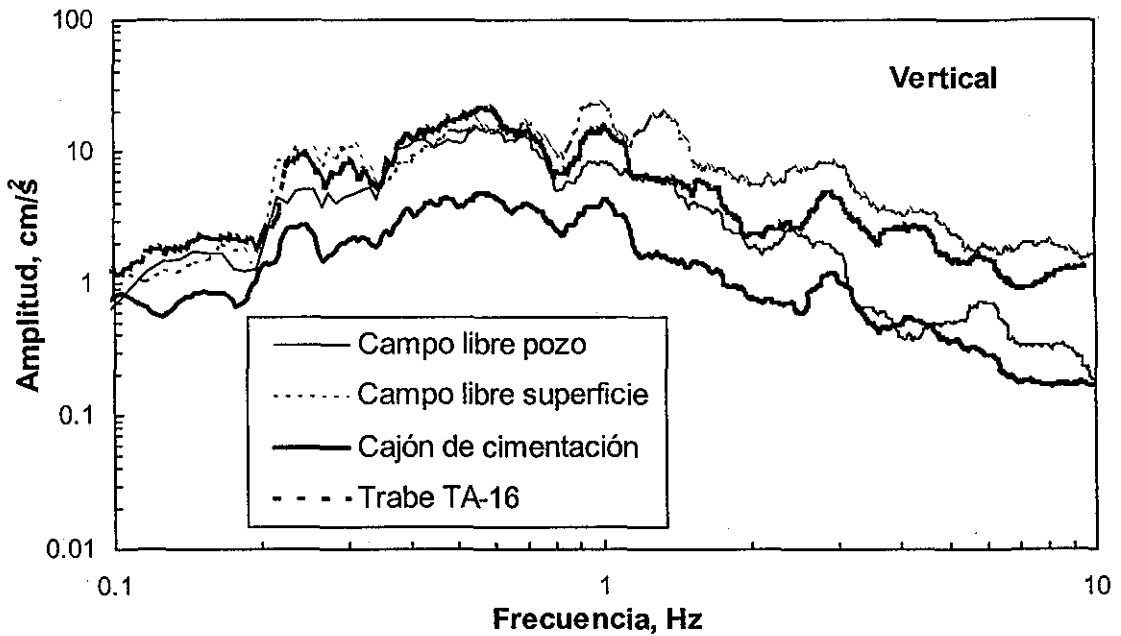


Fig. 5.11 Espectros de Fourier de las aceleraciones verticales registradas en el puente Impulsora durante el sismo de Tehuacán, Pue. 15-junio-1999

RECIBO
 DEL COMITÉ
 TECNICO DEL
 INSTITUTO DE INVESTIGACIONES
 Y ESTADÍSTICAS

TESIS CON
 FOLIA DE ORIGEN

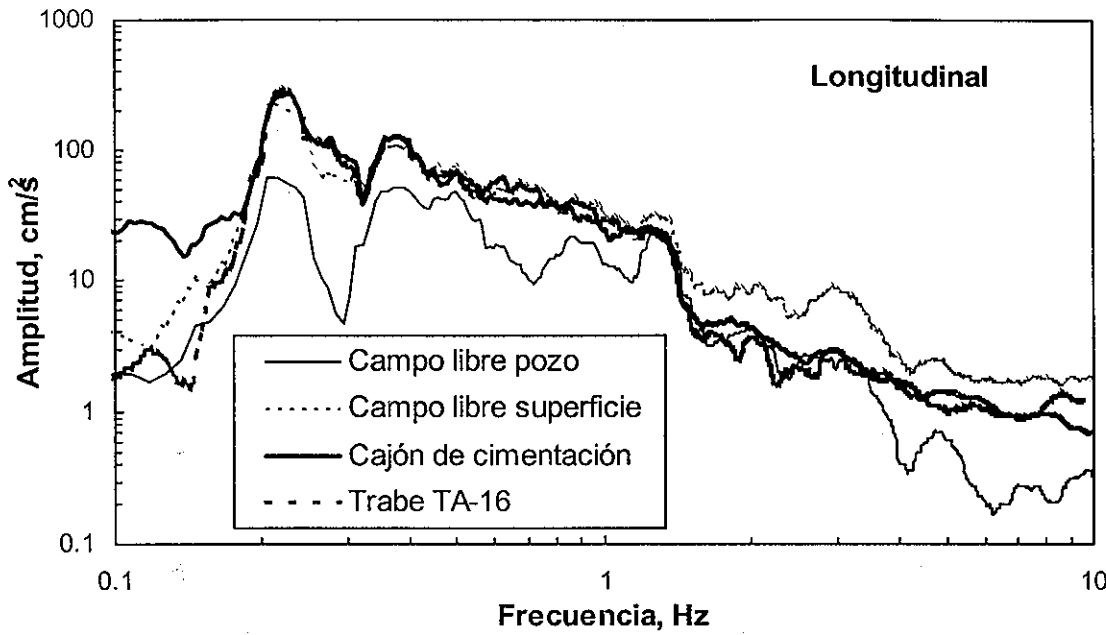


Fig. 5.12 Espectros de Fourier de las aceleraciones longitudinales registradas en el puente Impulsora durante el sismo de Tehuacán, Pue. 15-junio-1999

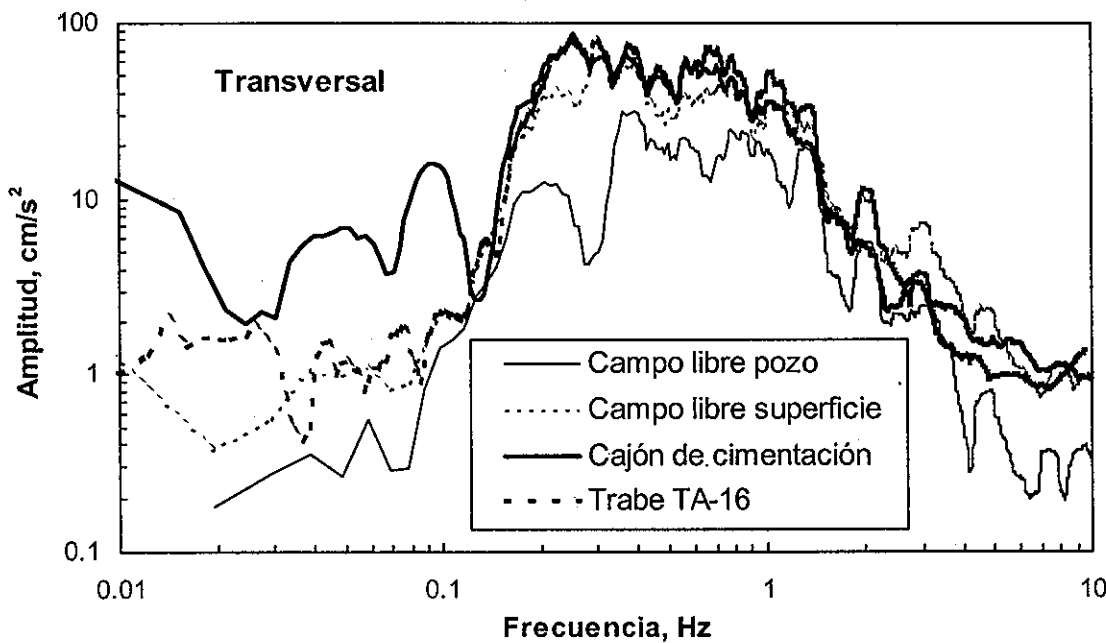


Fig. 5.13 Espectros de Fourier de las aceleraciones transversales registradas en el puente Impulsora durante el sismo de Tehuacán, Pue. 15-junio-1999

En el caso de las aceleraciones horizontales longitudinales, Fig. 5.12, las amplitudes para campo libre en superficie, cajón de cimentación y trabe de apoyo son prácticamente iguales en un amplio intervalo de amplitudes, de 0.1 a 2 Hz. Las amplitudes máximas de la mayoría de las señales se concentran alrededor de la frecuencia dominante del sitio que es de 0.24 Hz; también se aprecia que una vez pasado ese máximo, las ordenadas decrecen más rápidamente que en la dirección vertical. Comparativamente, entre las ordenadas de la dirección horizontal longitudinal y la vertical, existe aproximadamente un orden de magnitud. Para este caso de dirección horizontal, sí se cumple que en el pozo a profundidad se tengan las menores ordenadas espectrales. También es claro que salvo en el intervalo de frecuencias bajas, el espectro correspondiente a la superestructura, prácticamente se traslapa al del cajón, hasta una frecuencia ligeramente superior a 1 Hz. Justo en el pico máximo, la ordenada espectral de la trabe resulta ligeramente mayor a la del cajón de cimentación. Cabe observar que en el intervalo de frecuencias en el que cae la frecuencia natural del puente (≈ 3 Hz), el sistema de cimentación juega un papel relevante, incluso en esta dirección horizontal, al provocar que el sistema cimentación-superestructura alcance ordenadas espectrales menores que en la superficie del campo libre.

Por lo que se refiere a la dirección transversal, Fig. 5.13, es notoria la diferencia en las formas espectrales respecto a las de la otra dirección horizontal, Fig. 5.12. En la dirección transversal las ordenadas son menores que las de la dirección longitudinal, y los valores máximos ocurren en un intervalo de frecuencias de casi un orden de magnitud. De nuevo, prácticamente se sobreponen los espectros de la superestructura y el cajón de cimentación, denotando la rigidez del sistema estructural. Puede distinguirse también que las ordenadas en el cajón cerca del máximo, son incluso superiores a las de la superficie del terreno en campo libre. Esto refuerza lo ya comentado con relación a que la cimentación no ofrece mayor modificación a los movimientos del terreno en dirección horizontal e incluso en algunos intervalos de frecuencia, la intensidad de los movimientos en la cimentación llegan a ser mayores que en campo libre. Esto refuerza algunos resultados de estudios teóricos y el uso de registros sísmicos que indican que el efecto de interacción no siempre se manifiesta atenuando los movimientos de campo libre (Gazetas y Mylonakis, 1998). Por otro lado, en la dirección vertical deben ocurrir importantes efectos de interacción dinámica entre suelo y pilotes, principalmente.

5.3.3 Funciones de transferencia de las aceleraciones registradas en trabe, cajón de cimentación, superficie libre y pozo

Para medir la amplificación de los movimientos se recurre al concepto de función de transferencia, la cual se puede obtener de dos maneras: una como el cociente de los espectros de Fourier de ambas señales, y la otra como cociente del espectro cruzado de ambas señales y el auto-espectro de una de ellas; en esta tesis las funciones de transferencia se han calculado con el primer criterio. Con base entonces en las funciones de transferencia, es posible conocer las características de vibración del sistema suelo-(campo libre de pozo y de superficie)-cimentación-estructura.

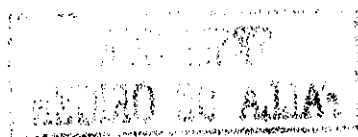
Las funciones de transferencia indicadas en la Fig. 5.14 se calcularon tomando como referencia a las señales registradas en pozo, es decir que manifiestan las amplitudes relativas de las aceleraciones con respecto al campo libre a 60 m de profundidad. Para el caso de las funciones de transferencia verticales, Fig. 5.14a, se puede ver que para la

trabe TA-16 y en campo libre de superficie, en general dichas amplitudes son menores a 2 en un amplio intervalo de frecuencias y casi de un orden de magnitud mayor entre 0.01 y 0.1 Hz; llegan a ser hasta 10 veces mayores las amplitudes relativas para frecuencias más altas, resultando la forma de sus funciones muy similares. Por el contrario, en el cajón de cimentación se presenta una deamplificación; los movimientos del cajón llegan a ser entre 0.2 y 0.6 veces los correspondientes de pozo, manifestando nuevamente que la cimentación juega un papel muy importante en el comportamiento dinámico del sistema en la dirección vertical.

Las Figs. 5.14b y 5.14c muestran las funciones de transferencia para los dos componentes horizontales, observándose que en cada caso la forma y amplitud son muy similares; las amplitudes máximas en ambas direcciones se encuentran alrededor de la frecuencia de 0.3 Hz. Para la dirección longitudinal, en la frecuencia de 0.3 Hz, la función de transferencia para el cajón con respecto al pozo es ligeramente mayor que las correspondientes a las de superficie de campo libre y de la trabe TA-16; sin embargo pasando esa frecuencia la función correspondiente a la trabe siempre es mayor alcanzando amplificaciones de 10 para frecuencias cercanas a 6 Hz. En el intervalo de 1.1 a 3.4 Hz los movimientos de la trabe son incluso ligeramente menores que los de pozo, y para la cimentación ocurren prácticamente los mismos movimientos de pozo.

Las funciones de transferencia de las señales en la dirección transversal al puente se incluyen en la Fig. 5.14c. A diferencia de las correspondientes a la dirección longitudinal, las transversales son menores, las amplitudes alrededor de la frecuencia de 0.3 Hz es cercana a 15, y para las frecuencias altas llega a ser de 6 como máximo. En frecuencias altas la trabe tiene mayores amplificaciones y la trabe las menores pero que prácticamente son las mismas en el cajón de cimentación.

Para estimar las amplificaciones de la trabe TA-16 con respecto a los movimientos del cajón de cimentación se calcularon las funciones de transferencia en las tres direcciones, mismas que se incluyen en la Fig. 5.15. Se nota claramente que para frecuencias mayores a 0.2 Hz no hay amplificación, pero sí existe en la dirección vertical y llega a ser entre 3 y 4 con un máximo de 8 para una frecuencia de 9 Hz. Con estos resultados se concluye que la superestructura es sumamente rígida ante acciones sísmicas horizontales, pero no tanto para movimientos verticales. En éstos influye la mayor flexibilidad de la trabe (en su conjunto) en el sentido vertical que en el longitudinal (las dos direcciones ortogonales).



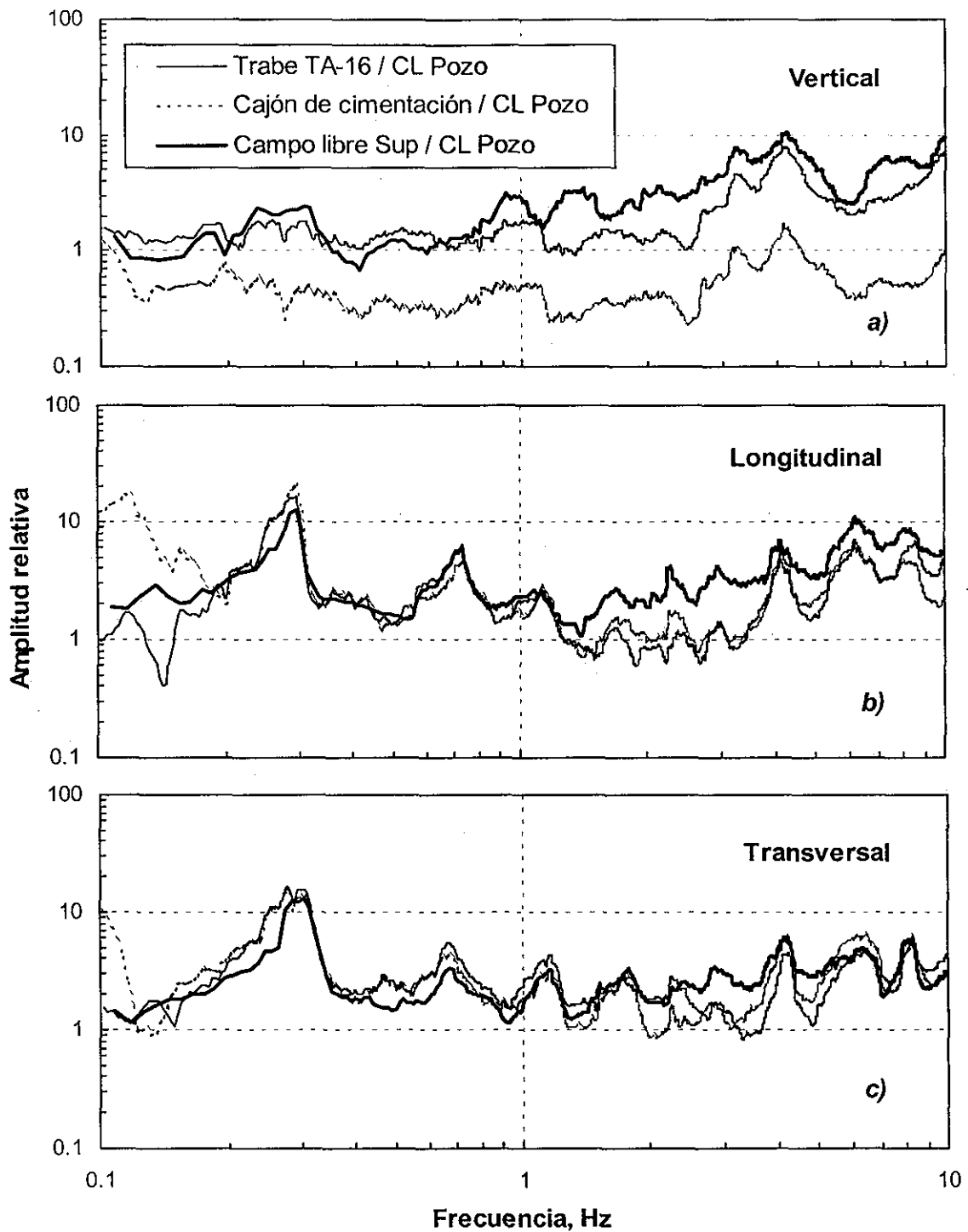


Fig. 5.14 Funciones de transferencia de las aceleraciones registradas en el puente Impulsora, durante el sismo de Tehuacán, Pue. 15-junio-1999

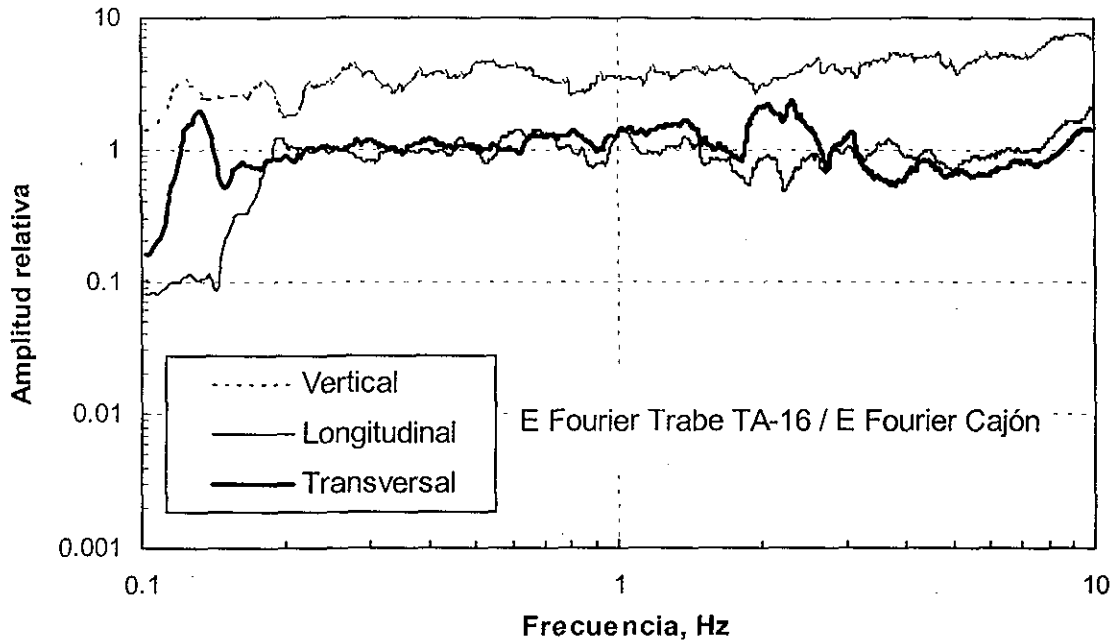


Fig. 5.15 Funciones de transferencia de la trabe TA-16 con respecto a la cimentación para el sismo de Tehuacán, Pue. 15-junio-1999

En la Fig. 5.16 se muestran las amplitudes de los movimientos de la cimentación con respecto a los movimientos registrados en la superficie del campo libre, se ha puesto como referencia una línea vertical que señala la frecuencia fundamental del sitio (0.24 Hz). Para la función de transferencia de los movimientos verticales (Fig. 4.37a) se puede observar que el efecto de la interacción suelo estructura se manifiesta en todo el dominio de la frecuencia de excitación, para frecuencias muy bajas la amplitud tiende a ser unitaria, hecho que ya se había observado con los espectros de respuesta. En la dirección longitudinal se aprecia que el efecto de la interacción dinámica suelo-estructura no es tan significativo entre las frecuencias de 0.31 Hz y 1.22 Hz, puesto que las amplitudes de la función de transferencia oscilan alrededor de la unidad, lo que contrasta para frecuencias mayores a 1.22 Hz ya que se nota claramente la disminución de la amplitud del movimiento y como consecuencia mayor interacción (Fig. 5.16b). En la Fig. 5.16c se tiene graficada la función de transferencia para la dirección transversal, notándose nuevamente que entre las frecuencias de 1.2 Hz y 5.3 Hz la interacción se presenta claramente, y las amplitudes nuevamente llegan a ser prácticamente unitarias para altas frecuencias.

5.3.4 Movimientos calculados aplicando el modelo de interacción dinámica

Los resultados de las aceleraciones calculadas en campo libre al nivel de desplante fueron utilizadas como fuente de excitación en el modelo de interacción dinámica suelo-cimentación-estructura, lo que implica desprestigiar los efectos que tiene la interacción en las vibraciones al nivel del desplante. Para los resultados calculados que se presentan no se incluyeron componentes rotacionales ni verticales. El modelo de la interacción dinámica suelo-estructura es el que se presentó en el capítulo 3. Como se describe en el



inciso 3.4, es necesario conocer las características del suelo, cimentación y de la estructura las cuales requiere el modelo, y son las que se presentan en la Tabla 5.2.

Se comentó en el capítulo 3 que para solucionar la ecuación (3.3) que representa la interacción dinámica se realizó un programa de computadora, el cual requiere como datos iniciales la aceleración de excitación en el dominio de la frecuencia y los datos incluidos en la tabla anterior. Los resultados del programa se dan en términos de frecuencias y amplitudes complejas, por lo que es necesario utilizar la transformada inversa de Fourier para obtener las historias en el dominio del tiempo.

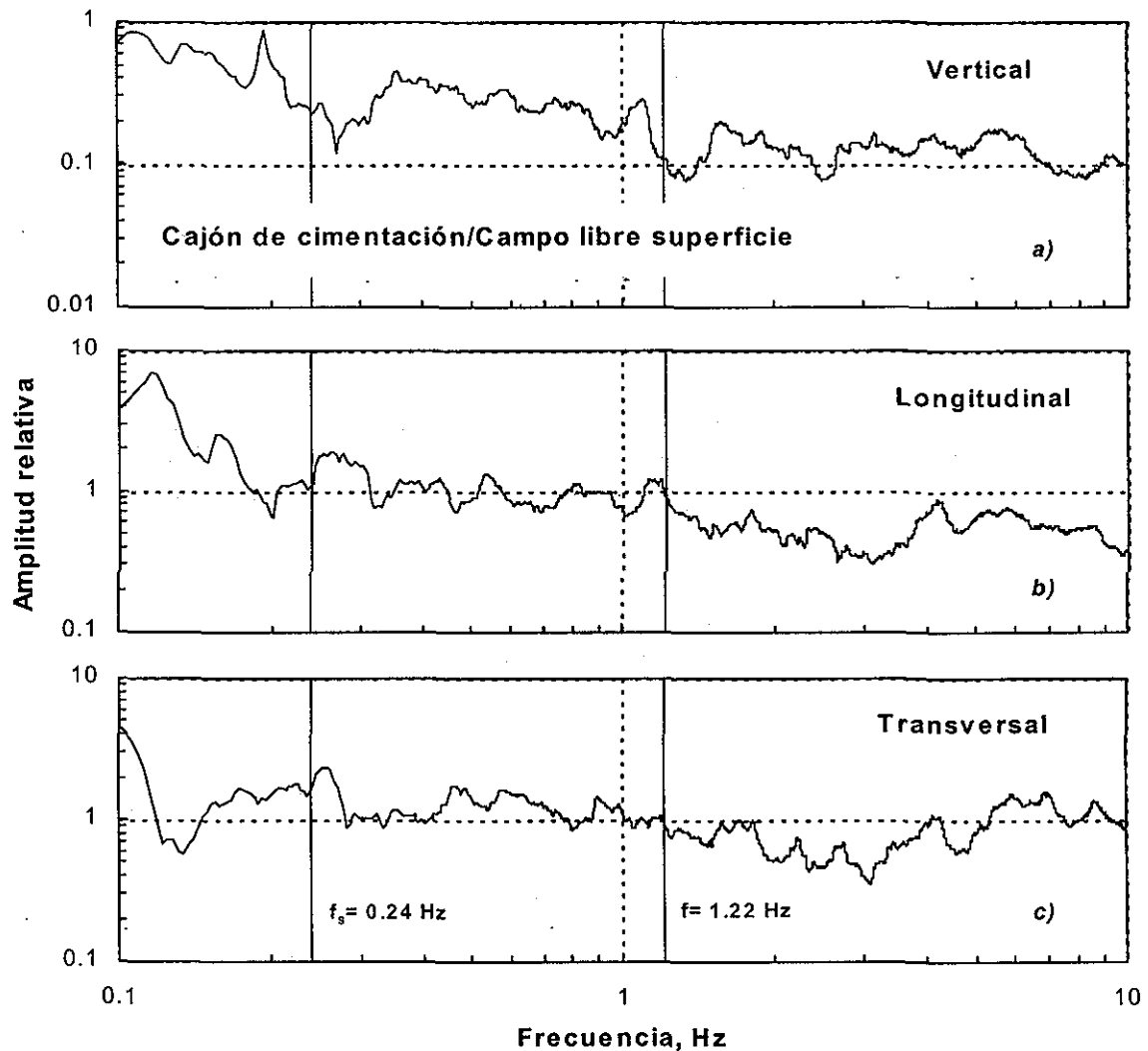


Fig. 5.16 Funciones de transferencia del cajón de cimentación con respecto al campo libre-superficie para el sismo de Tehuacán, Pue. 15-junio-1999

En la Fig. 5.17 se muestran las historias de desplazamientos o deformaciones calculadas de la interacción dinámica suelo-cimentación-estructura para el sismo de Tehuacán, junto con los desplazamientos de la excitación del sistema, éstos se calcularon a partir del modelo presentado en el inciso 3.3. Se aprecia que los desplazamientos de la cimentación x_c , con respecto al movimiento de la excitación x_0 , son pequeños; ello era de esperarse si se considera que al menos en términos de aceleraciones máximas laterales, prácticamente no habría diferencia entre lo registrado en la superficie del campo libre y el cajón de cimentación. La rigidez de la superestructura se pone de manifiesto por la muy reducida deformación calculada para la estructura. El desplazamiento total máximo de la estructura x_t calculado fue de 7 cm y el medido de 4.6 cm.

Tabla 5.2 Características del suelo, cimentación y estructura utilizadas en el modelo de interacción dinámica suelo-cimentación-estructura

Sistema	Descripción	Cantidad
Estructura	Peso efectivo (incluye traveses, losa de calzada, sobrecargas, medias columnas y carga viva), M_e	26.5 MN
	Periodo fundamental, T_e	0.33 s
	Amortiguamiento, ξ_e	5 %
	Altura efectiva, H_e	7.75 m
Cimentación equivalente	Peso de la cimentación (cajón, medias columnas, rellenos y sin considerar los pilotes), M_c	12.02 kN
	Momento de inercia de peso con respecto al eje de rotación longitudinal, J_c	298 kN·m ²
	Radio equivalente de la cimentación en traslación, R_h	10.25 m
	Radio equivalente de la cimentación en rotación, R_r	9.42 m
	Profundidad de desplante de la cimentación, D_c	3.0 m
	Altura del cajón de cimentación, D	2.70 m
Depósito de suelo homogéneo	Peso volumétrico del suelo, γ_s	11.9 kN/m ³
	Amortiguamiento del suelo, ξ_s	5 %
	Velocidad de ondas de cortante, v_s	49.2 m/s
	Relación de Poisson, ν_s	0.49
	Espesor del estrato, H_s	49.0 m



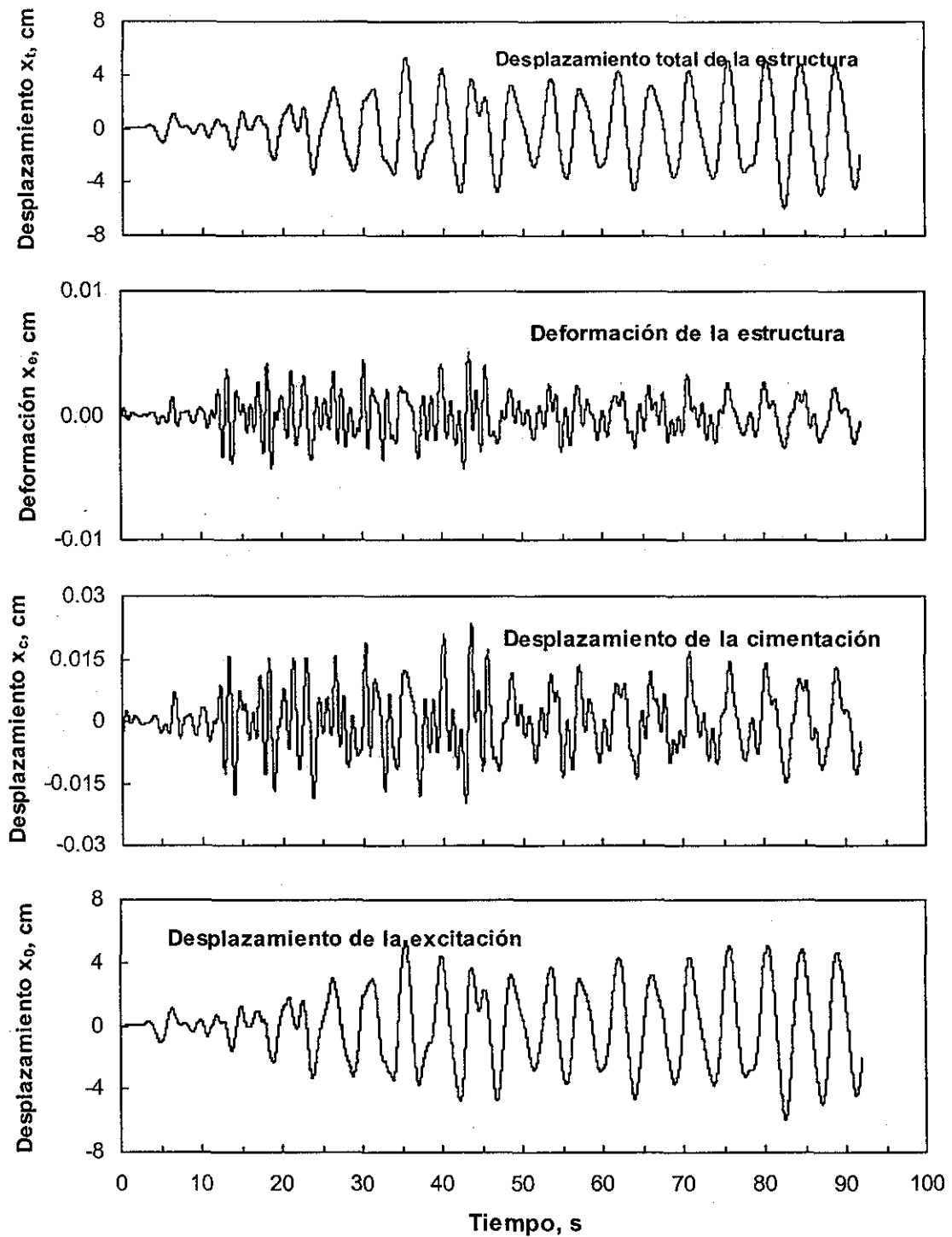


Fig. 5.17 Desplazamientos calculados resultantes del análisis de la interacción suelo-cimentación-estructura del apoyo No. 6 del puente vehicular Impulsora, para aceleraciones horizontales promedio del sismo de Tehuacán (150699)

FOU 2127
LIBRO NO 4111

Otra forma de comparar los resultados calculados con los medidos se incluye en la Fig. 5.18; contiene los espectros de Fourier de los desplazamientos calculados, en los cuales se puede observar que las amplitudes máximas ocurren en las frecuencias dominantes del sitio. Puede distinguirse la pertinencia de los análisis al comparar el espectro del desplazamiento total calculado, con el espectro del desplazamiento medido en la trabe de la superestructura en las direcciones longitudinal y transversal.

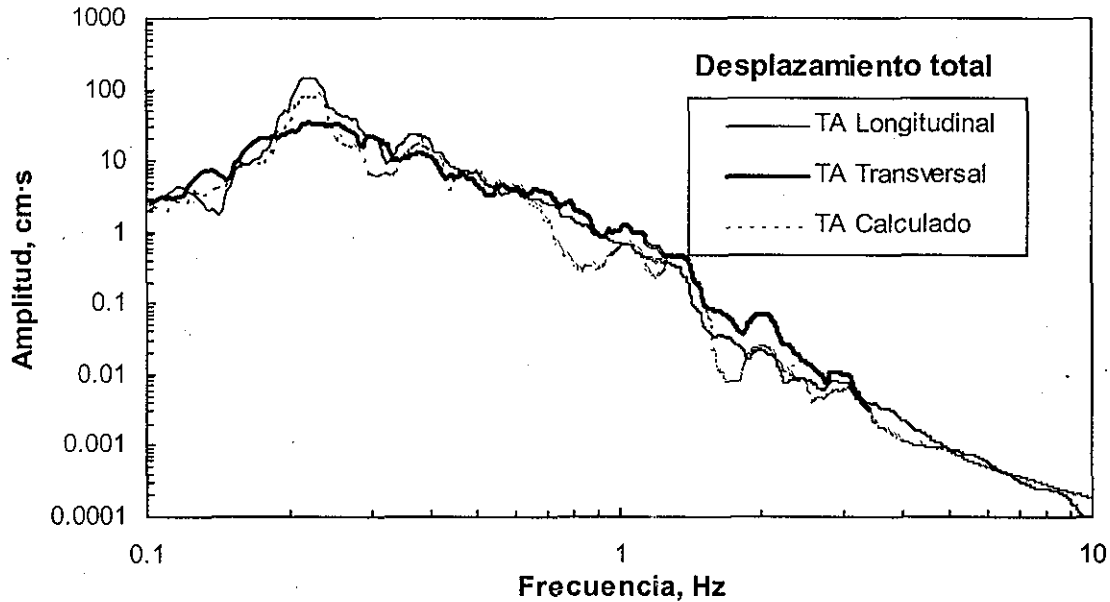


Fig. 5.18 Espectros de Fourier de las deformaciones de la cimentación, estructura y totales del apoyo No. 6 del puente vehicular Impulsora, para el sismo de Tehuacán (15-junio-1999)

5.4 Movimientos medidos y calculados del sistema suelo-cimentación-estructura para el sismo de la costa de Guerrero-Michoacán del 9 de agosto de 2000

5.4.1 Movimientos de campo libre

La Fig. 5.19 corresponde a los movimientos en campo libre calculados a 3 m de profundidad; de éstas, la historia de aceleraciones es la que se utiliza como excitación del modelo suelo-cimentación-estructura representado en la Fig. 3.3. Las amplitudes de la excitación calculada son menores a las del sismo de Tehuacán, lo que hace que la interacción dinámica sea menor para el sismo del 9 de agosto de 2000.

El espectro compuesto para este sismo se presenta en la Fig. 5.20, se incluye la respuesta del cajón de cimentación y lo registrado en campo libre para la dirección transversal del puente junto con el espectro promedio calculado en la superficie de campo libre; claramente se observa que los movimientos calculados son similares a los

correspondientes de la dirección transversal, con mejor aproximación que para el sismo de Tehuacán.

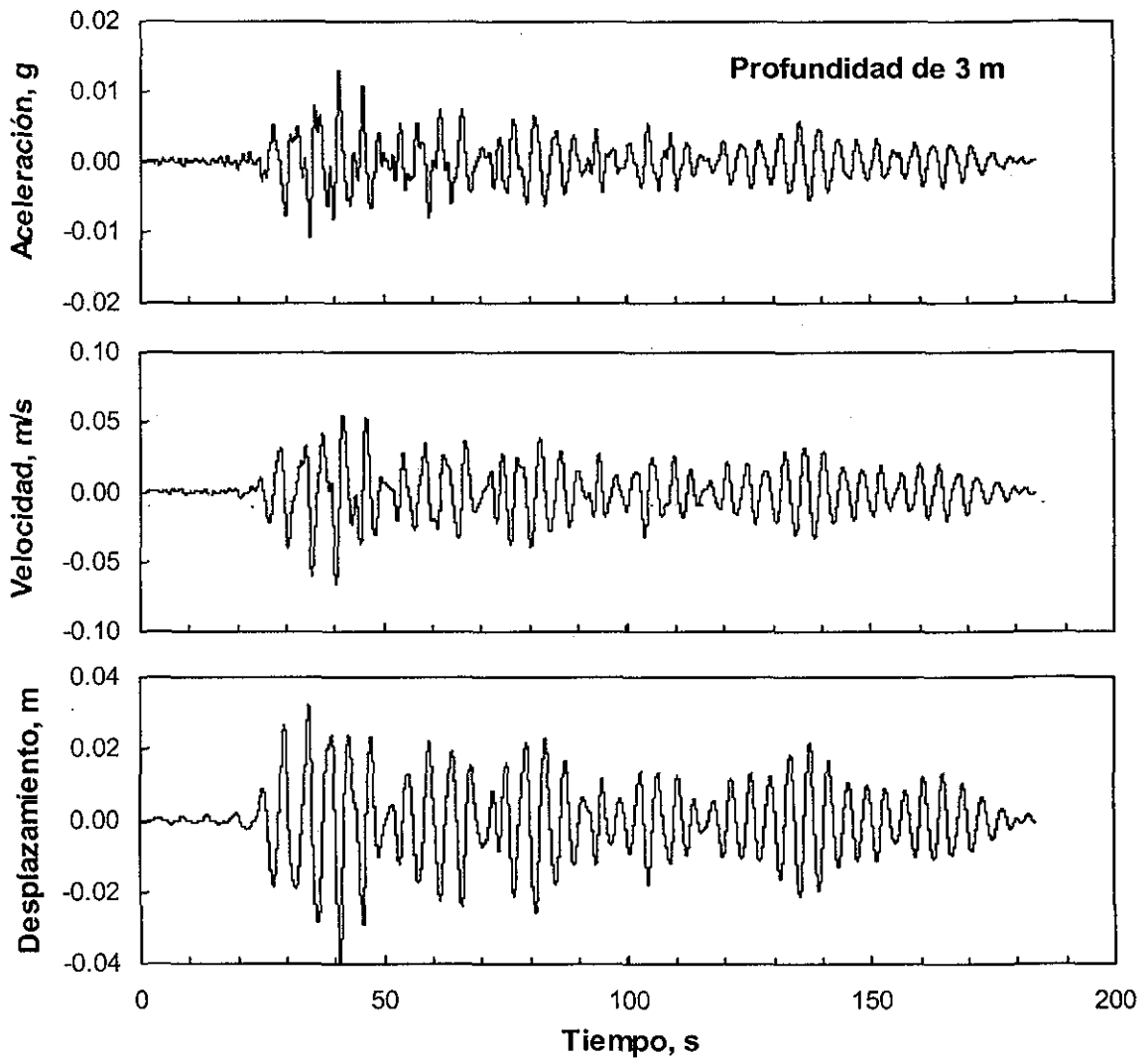


Fig. 5.19 Historia de las aceleraciones, velocidades y desplazamientos calculados a 3 m de profundidad en campo libre, para el sismo de la costa de Guerrero-Michoacán del 9 de agosto de 2000

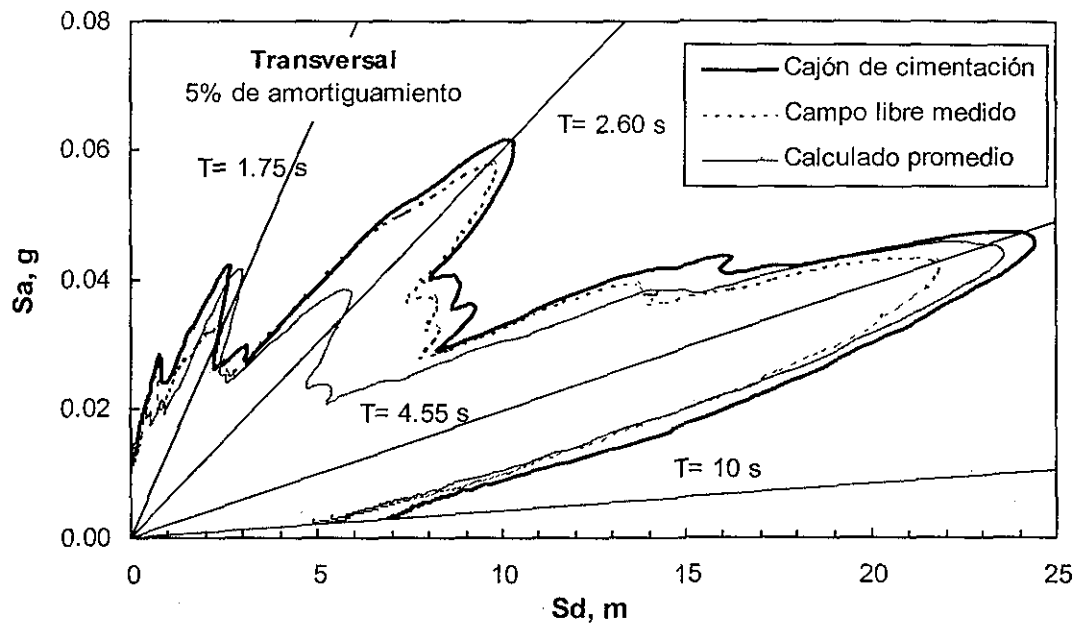


Fig. 5.20 Espectros compuestos para la dirección transversal del campo libre en superficie y cajón de cimentación comparados con el calculado promedio, sismo de la costa de Guerrero-Michoacán del 9 de agosto de 2000

5.4.2 Espectros de Fourier de las aceleraciones registradas y variables geotécnicas

Los espectros de Fourier de las aceleraciones horizontales registradas en el cajón de cimentación se presentan en la Fig. 5.21, junto con tres señales sismogeotécnicas. Las amplitudes máximas de las aceleraciones horizontales ocurren en el intervalo de 0.2 a 0.43 Hz, tal como se ha observado en otros sismos, y que corresponde a la frecuencia natural de vibración del depósito del suelo. También se observa que las amplitudes de las señales de aceleración del cajón de cimentación son muy semejantes entre sí.

Las señales sismogeotécnicas incluidas pertenecen al pilote P4MS, que se ubica en una de las orillas largas de la cimentación, y la celda de presión CP4 se encuentra próxima al pilote señalado. El piezómetro corresponde al ZD-1 instalado a 7.5 m de profundidad. Se distingue que en todas las señales sismogeotécnicas existe una gran semejanza, puesto que los picos máximos ocurren prácticamente a la misma frecuencia.

La información indica que las frecuencias dominantes del sistema suelo-estructura coinciden con las que se presentan en las variables geotécnicas; es decir que, las variables geotécnicas varían en fase con los movimientos que experimenta la cimentación ante eventos sísmicos. La gran rigidez del cajón de cimentación es la razón más importante para que las señales sísmicas y geotécnicas estén en fase.

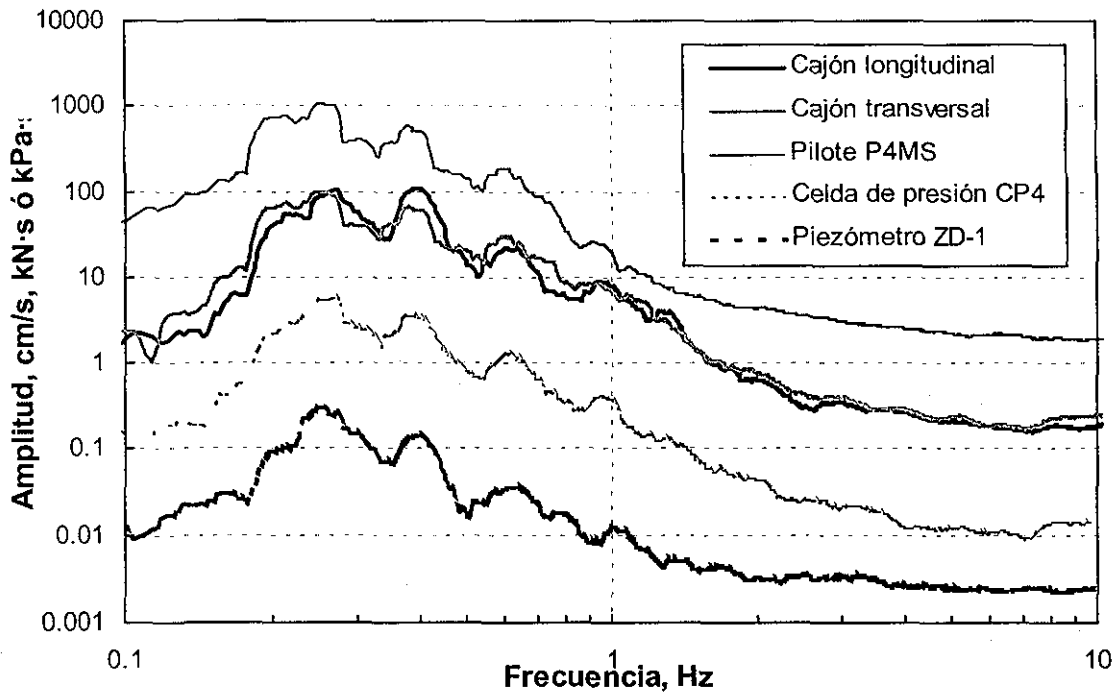


Fig. 5.21 Espectros de Fourier de las aceleraciones horizontales, cargas del pilote P4MS, celda de presión CP-4 y piezómetro ZD-1, para el sismo de la costa de Guerrero-Michoacán, 9-agosto-2000

5.4.3 Funciones de transferencia de las aceleraciones registradas en trabe, cajón de cimentación, superficie libre y pozo

El efecto de la interacción dinámica suelo-cimentación-estructura para este sismo se puede cuantificar calculando las funciones de transferencia como las descritas en el inciso 5.3.3. Aquí se presentan los cocientes de los movimientos registrados en el cajón de cimentación y de campo libre en superficie, Fig. 5.22. Se nota claramente que para el componente vertical existe interacción en todo el intervalo de frecuencias, pero hay una mayor interacción dinámica a partir de una frecuencia de 2.8 Hz comparando con lo observado para el sismo de Tehuacán (Fig. 5.16), llegando a tener amplitudes relativas del orden de 0.03.

Para las direcciones horizontales no se tiene interacción dinámica en frecuencias menores a 1.22 Hz; pasando ésta los movimientos de la cimentación son menores a los de campo libre (efecto característico de la interacción) aun para frecuencias altas, cosa que no sucede para el sismo de Tehuacán donde tiende a ser menor el efecto. En la dirección longitudinal la función de transferencia llega a ser del orden de 0.11 mientras que en la dirección transversal de 0.18.



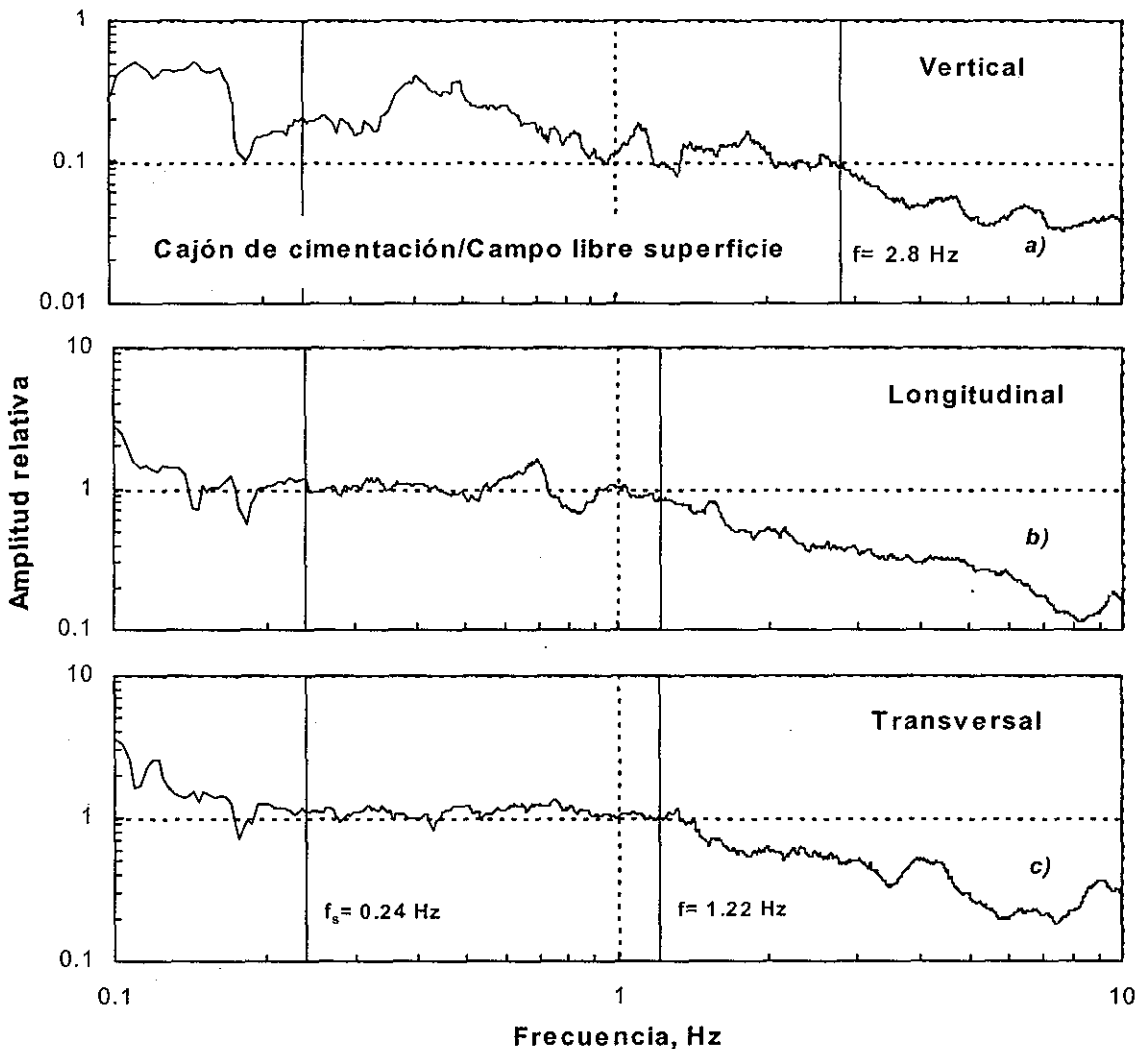
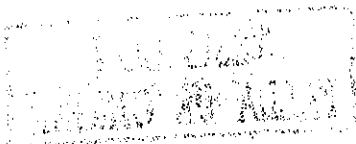


Fig. 5.22 Funciones de transferencia del cajón de cimentación con respecto al campo libre-superficie para el sismo de la costa de Guerrero-Michoacán, 9-agosto-2000

5.4.4 Movimientos calculados aplicando el modelo de interacción dinámica

Los movimientos calculados en la trabe TA, como producto del análisis de interacción dinámica, se presentan en términos del espectro de Fourier en la Fig. 5.23, que a falta de movimientos registrados se comparan con los espectros de Fourier de las aceleraciones horizontales registradas en el cajón de cimentación. Se observa que las amplitudes calculadas de la trabe son en general mayores que las del cajón de cimentación.



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

En forma práctica se puede comentar que el sistema estructural del puente vehicular Impulsora es bastante rígido, es por ello que los movimientos en la trabe TA son prácticamente los mismos del cajón de cimentación.

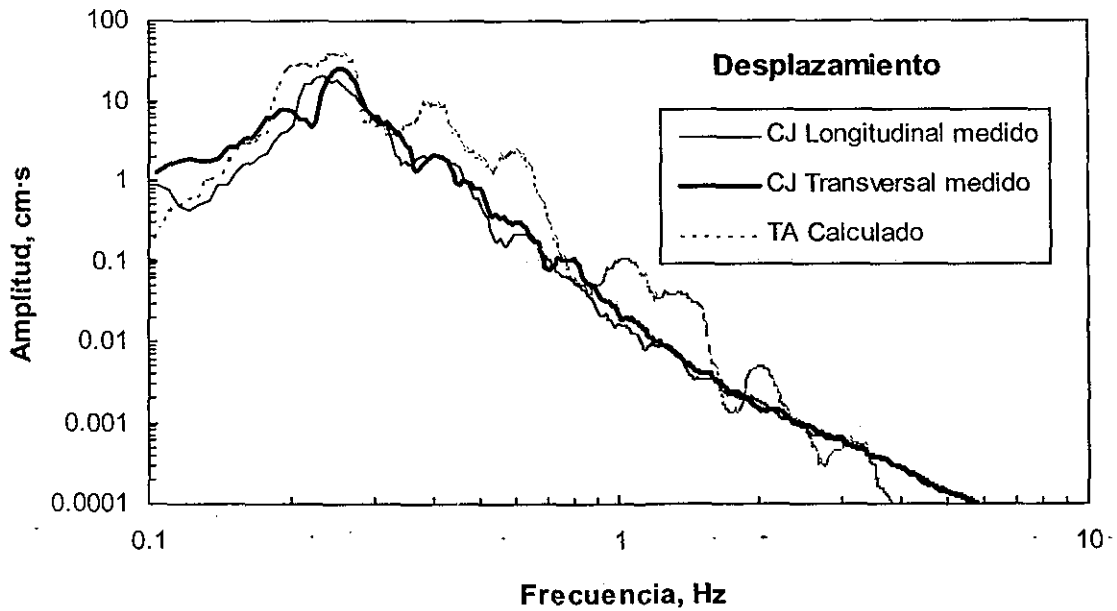


Fig. 5.23 Espectros de Fourier de las deformaciones calculadas en la trabe TA y las mediadas en el cajón de cimentación, del sismo de la costa de Guerrero-Michoacán, 9-agosto-2000

RECIBIDO EN
FEBRUARIO DEL 2001

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Capítulo 6

CONCLUSIONES

Las condiciones difíciles que prevalecen en la Zona de Lago de la ciudad de México, hacen que los ingenieros pongan en práctica todo su ingenio y conocimientos técnicos para el diseño racional de cimentaciones mixtas. A la baja resistencia al esfuerzo cortante y gran compresibilidad de los suelos arcillosos, se suman efectos que pueden dañar en mucho las obras construidas sobre ellos; por ejemplo, el hundimiento regional inducido por el bombeo y la amplificación considerable de los movimientos de un evento sísmico.

Se tuvo evidencia que los edificios de 9 a 12 pisos con cimentaciones mixtas cajón-pilotes de fricción, construidas en la Zona de Lago de la ciudad de México, sufrieron severos daños durante los sismos de Michoacán de 1985. Investigaciones posteriores al sismo evidenciaron que este tipo de cimentaciones carecía de una metodología de diseño adecuada, o bien se simplificaba el problema. Lamentablemente durante los sismos no se contaba con cimentaciones instrumentadas que pudieran aportar elementos para explicar el fallo de las mismas.

El uso de las cimentaciones mixtas actualmente se ve como una clara alternativa para los apoyos del Metro elevado o puentes vehiculares que en el futuro se construyan. El plan maestro del Metro para el año 2020 contempla la construcción de 300 km de red, de los cuales al menos 50 km son con solución elevada y que se encuentran en la zona blanda de la ciudad de México.

Resulta evidente que el conocimiento acerca del comportamiento en condiciones estáticas y sísmicas de las cimentaciones mixtas, debe de ser tal que permita un diseño satisfactorio y pasar el filtro que impone el reglamento de construcciones. Es deseable que el comportamiento esperado se verifique con instrumentación instalada.

Se ha presentado un modelo para calcular la interacción dinámica suelo-cimentación-estructura, cuya excitación corresponde a ondas de corte que inciden verticalmente y se

aplican al nivel de desplante de la cimentación. El modelo no toma en cuenta la presencia de los pilotes, ya que se ha visto que no ofrecen gran restricción a los movimientos laterales, al menos para la cimentación del prototipo instrumentado.

En esta tesis se ha presentado un prototipo instrumentado, que corresponde al apoyo No. 6 del puente vehicular Impulsora, que está aportando información valiosa acerca de su comportamiento estático y dinámico. El prototipo tiene instrumentos instalados para medir las principales variables que controlan su comportamiento a largo plazo y durante eventos sísmicos, tales como la presión en el contacto losa de cimentación-suelo, cargas en los pilotes y la presión de poro.

La instrumentación sísmica instalada en la cimentación y superestructura del apoyo No. 6 del puente Impulsora, y la de campo libre de superficie y en pozo (a 60 m de profundidad) ha proporcionado información valiosa para entender el fenómeno de interacción dinámica suelo-cimentación-estructura.

Los movimientos calculados con el modelo se han comparado con los medidos en función de espectros de Fourier, notándose que las frecuencias dominantes coinciden y las formas espectrales son muy parecidas.

En los espectros de Fourier de las aceleraciones registradas en el cajón de cimentación, trabe de la superestructura, campo libre en superficie y en pozo se observó que su forma espectral es muy similar. Las amplitudes espectrales de campo libre en superficie, cajón de cimentación y superestructura prácticamente son iguales y las frecuencias donde las amplitudes son máximas coinciden.

Los movimientos horizontales de la trabe TA-16 con respecto a los del cajón de cimentación prácticamente son los mismos (poniendo de manifiesto la alta rigidez de la superestructura) no así para los verticales que pueden llegar a ser entre 3 y 4. Para los movimientos del cajón de cimentación con respecto a los de campo libre se observa que para frecuencias menores a 1.22 Hz no hay interacción dinámica, pero sí se presenta el fenómeno para frecuencias mayores a la señalada, conclusión válida para los sismos de Tehuacán y de la costa de Guerrero-Michoacán.

La presencia de los pilotes prácticamente no ofrecen restricción a los movimientos laterales del subsuelo en el que están hincados; su interacción es mínima. Por el contrario, la rigidez de los pilotes en la dirección vertical se hace notar claramente. Para el sismo de Tehuacán la aceleración vertical del cajón es de solamente 14% de la registrada en campo libre.

Los espectros de Fourier de las señales geotécnicas guardan gran similitud, en cuanto a frecuencias dominantes, forma espectral y amplitudes. Esto quiere decir que se encuentran en fase con las señales de aceleración.

Del estudio de los diferentes métodos de cálculo de la interacción dinámica, se puede concluir que para tomar en cuenta de manera sencilla la presencia de los pilotes es por medio del método de la subestructura.

6.1 Líneas de investigación

En el sistema suelo-cimentación-estructura se han registrado sismos adicionales a los presentados en esta tesis, y que se han presentado en diversas publicaciones técnicas. No cabe duda que en el futuro se seguirán registrando sismos, como el ocurrido el 18 de abril de 2002 frente a las costa de Guerrero, de magnitud $M=6.3$, del cual se tienen registros en el cajón y campo libre.

Para completar la medición de las variables geotécnicas del apoyo descrito, se propone añadir celdas de presión en las paredes del cajón de cimentación, de tal forma que se pueda conocer perfectamente la contribución de las paredes del cajón y la losa de cimentación para el fenómeno de traslación y cabeceo durante sismos.

Será deseable incluir acelerómetros triaxiales en la intersección de los ejes A-12 y F-11' (o bien A-11' y F-12) para determinar los posibles movimientos de rotación durante sismos más intensos o bien distinguir este modo de vibrar del puente en su conjunto.

Por supuesto que inmediatamente salta la pregunta acerca de los costos correspondientes de la instrumentación adicional, pero actualmente se cuenta con tecnología muy moderna que hace uso de fibra óptica y que promete ser más económica que la descrita en el capítulo cuatro, y que sin duda se deberá de explorar su uso para que sea más cotidiana la instrumentación de las obras geotécnicas.

Aunque el modelo de interacción dinámica suelo-cimentación-estructura no incluye la presencia de los pilotes, se tiene contemplado se incluya en el modelo. Con la información que se dispone se podrá realizar la identificación de parámetros, que corresponden las impedancias reales del sistema, mediante análisis inversos.

REFERENCIAS

- Abe, Y, Sugimoto, M., Ohki, N., Suzuki, Y., Jido, J., Hayamizu, Y., y Hirowatsu, T. (1984). "Dynamic behavior of pile foundation during earthquakes", *Proc. 8th World Conf. on Earthquake Engineering, Session ThA-3, San Francisco, USA*, pp. 585-592.
- Aguilar, G. y Alcocer, S. (1997). "La instrumentación de la subestructura y superestructura del puente vehicular Impulsora", *Memorias XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Volumen 1, SMIS, Veracruz*, pp. 65-74.
- Alcántara, L. (1998). *Comunicación personal*, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Auvinet, G. (1990). "Análisis y diseño de cimentaciones en el valle de México", *Memorias El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su relación con la Ingeniería de Cimentaciones a cinco años del Sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos*, pp. 175-195.
- Auvinet, G. y Hanell, J.J. (1981). "Negative skin friction on piles in Mexico City clay", *Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, Vol. 1*, pp. 559-604.
- Auvinet, G. y Mendoza, M.J. (1986). "Comportamiento de diversos tipos de cimentación en la zona lacustre de la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985", *Memorias SS1985, SMMS, México D.F.*
- Auvinet, G. y Mendoza, M.J. (1987). "Consideraciones respecto al diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción en zonas sísmicas", *Memorias VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, Querétaro*, pp. C223-C239.
- Avilés, J. y Pérez-Rocha, E. (1992). *Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo*, Boletín del Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra, Vol. 2, No. 1, pp. 22-81.
- Bardet, J.P., Ichii, K. y Lin, C.H. (2000). *EERA. A computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits*, University of Southern California, Department of Civil Engineering.

Referencias

- Chávez, M. y Alcántara, L. (1990). "Interacción suelo-estructura en estaciones acelerográficas de la ciudad de México", *Memorias XV RNMS, SMMS, Vol. 1*, San Luis Potosí. S.L.P., pp. 69-76
- CFE (1993), *Manual de diseño de obras civiles, Diseño por sismo*. Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas.
- Cook, R.W., Bryden-Smith, D.W., Gooch, M.N. y Sillett, D.F. (1981). "Some observations of the foundation loading and settlement of a multi-storey building on a piled raft foundation in London clay", *Proc. I.C.E. (70)*, Part 1, pp. 433-468.
- COVITUR (1987). Manual de diseño geotécnico, Volumen 1, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, México, D. F.
- Day, (1977). "Finite element analysis of seismic scattering problem", Ph. Dissertation, University of California, San Diego.
- DDF (1987 y 1995), *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones*, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
- Delgado, S. (1996). "La mecánica de suelos en el Metro, retrospectiva y perspectiva a 30 años de la construcción de la Línea 1", *Memorias de la Reunión Conmemorativa Técnica 40 Años de Investigación y Práctica en Geotecnia*, Instituto de Ingeniería, UNAM-ICA-Solum, Tomo 1, pp. 165-192, México D. F.
- Dobry, R. y Gazetas, G. (1985). "Dynamic stiffness and camping of foundations by simple methods", *Proceedings Vibration Problems in Geotechnical Engineering*, Detroit, Michigan, pp.75-107.
- Dobry, R. y Gazetas, G. (1986). "Dynamic response of arbitrary shaped foundations", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 112, No. 2, pp. 109-135.
- Dobry, R. (1994). "Soil properties and earthquake ground response", *Proceedings 10th European Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering*, Florence, pp. 1171-1187.
- Elsabee, F. y Morray, (1977). *Dynamic behavior of embedded foundations*, Research Report R77-33, MIT.
- Gazetas, G. (1991). "Foundation vibrations", Chapter 15, *Foundation Engineering Handbook*, 2nd edition, H.Y. Fang, ed., Van Nostrand Reinhold.
- Gazetas, G. and Mylonakis, G. (1998). "Seismic Soil-Structure Interaction: New Evidence and Emerging Issues", *Emerging Issues Paper*, Geotechnical Special Publication No 75, ASCE, Vol III., pp. 1119-1174.
- Gutiérrez, (1976). *A substructure method for earthquake analysis of structure-soil interaction*, Report No. EERC/76-9, University of California, Berkeley.
- Gutiérrez, C. (1995). "Perfil de velocidades de ondas sísmicas en el sondeo ZE-2 del puente Impulsora, Metropolitano Línea B", *Informe Interno del CENAPRED*.
- Hansbo, S. (1984). "Foundations on friction creep piles in soft clays", *Proc. Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering*, Vol. 2, St. Louis, pp. 913-922.
- Ishii, K., Itoh, T. y Suhara, J. (1984). "Kinematic interaction of soil-structure system based on observed data", *Proceedings 8th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. III, San Francisco, Ca., pp. 1017-1024.
- Jaime, A. y Romo, M.P. (1988). "The Mexico earthquake of September 19, 1985- Correlations between dynamic and static properties of Mexico City clay", *Earthquake Spectra*, Vol. 4, No. 4, pp. 787-804.
- Jaime, A., Romo, M.P. y Reséndiz, D. (1988). Comportamiento de pilotes de fricción en arcilla del valle de México, Instituto de Ingeniería, Publicación No. 515, México.

- Kausel, E. y Roeset, J. M. (1974). "Soil-structure-interaction problems for nuclear containment structures", ASCE, Power División Speciality Conference, Denver, Colorado.
- Kausel, E., Whitman, R., Morray, J. y Elsabee, F. (1978). "The spring method for embedded foundations", Nuclear Engineering and Design, Vol. 48, pp. 377-392.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*, Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.
- Lysmer, J. (1974). "Analytical procedures in soil dynamics", State-of-the-art report, *Proceedings ASCE Geotechnical Engineering and Soil Dynamics*, Vol. III, pp. 1267-1316, Pasadena, Cal.
- Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C-F. y Seed, H.B. (1975). *FLUSH- A computer program for approximate 3-D analysis of soil structure interaction problems*, Report No. UCB/EERC-75/30, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Lysmer, J., Tabatabaie, M., Tajirian, F., Vahdani, S. y Ostadan, F. (1981). *SASSI-A system for analysis of soil-structure interaction*, Report No. UCB/GT/81-02, Geotechnical Engineering, Dept. of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- Luco, J.E. y Wong, H.L. (1980). Soil-structure interaction: A linear continuum mechanics approach (CLASSI), Report CE 79-03, Department of Civil Engineering, University of Southern California.
- Meli, R. y Rivera, D. (2001). "Respuesta sísmica de puentes urbanos de concreto reforzado en la ciudad de México. Instrumentación estructural del puente Impulsora", *Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM al Gobierno del Distrito Federal, México*.
- Mendoza, M.J. (1987). "Foundation engineering in Mexico City: Behavior of foundations", *Proc. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Soft Soils*, Vol. 2, SMMS, México D.F., pp. 351-367.
- Mendoza, M.J. y Auvinet, G. (1988). "The Mexico earthquake of September 19, 1985: Behavior of building foundations in Mexico City", *Earthquake Spectra Journal*, EERI, Vol. 4, No. 4, pp. 835-853.
- Mendoza, M. J., Romo, M. P., Domínguez, L., Orozco, M., Noriega, I. y Velasco, J. M. (1996a). "Instrumentación y comportamiento de una cimentación mixta en la ciudad de México durante su construcción e inicio de operación", *Memorias XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Vol. 1, pp. 143-159, SMMS, Morelia.
- Mendoza, M.J., Domínguez, L. y Orozco, M. (1996b). "Cámara triaxial de columna resonante para determinar propiedades dinámicas de suelos en el intervalo de distorsiones pequeñas a medianas", *Memorias XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, pp. 399-406, SMMS, Morelia.
- Mendoza, M.J., Romo, M.P., Orozco, M., Domínguez, L., Velasco, J.M. y Noriega, I. (1997a). "Primera experiencia de instrumentación sismogeotécnica en una cimentación de cajón y pilotes de fricción en México", *Memorias XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Volumen 1, pp. 75-84, SMIS, Veracruz.
- Mendoza, M.J., Gutiérrez, C. y Domínguez, L. (1997b). "Determinación del módulo cortante dinámico de suelos en el laboratorio (columna resonante) y en el campo (sonda suspendida)", *Memorias XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, SMIS, Veracruz, pp. 637-648.

Referencias

- Mendoza, M.J., Romo, M.P., Orozco, M., Domínguez, L., Velasco, J.M. y Noriega, I. (1998). "Cargas sobre pilotes y presiones de contacto y de poro generadas por sismos en una cimentación mixta de la ciudad de México", *Memorias XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, pp. 358-367, SMMS, Puebla.
- Mendoza, M.J. y Romo, M.P. (1998). "Performance of a friction pile-box foundation in Mexico City clay", *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 4, Japanese Geotechnical Society, pp. 239-249.
- Mendoza, M.J., Romo, M.P., Orozco, M. y Domínguez, L. (2000a). "Static and seismic behavior of a friction pile-box foundation in Mexico City clay", *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 4, Japanese Geotechnical Society, pp. 143-154.
- Mendoza, M.J., Romo, M.P., Domínguez, L., Orozco, M., y Noriega, I. (2000b). "Comportamiento estático y sísmico de una cimentación con pilotes de fricción en la ciudad de México, a cinco años de iniciada su construcción", *Memorias XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, pp. 329-340, SMMS, Oaxaca.
- Mendoza, M.J., Romo, M.P., Orozco, M., y Domínguez, L. (2001). "Geotechnical observations on the Tehuacán (Mexico) earthquake of June 15, 1999", *Proceedings XV ICSMFE*, Volumen 1, pp. 747-750, Istanbul, Turkey.
- Mendoza, M.J. (2003). Tesis doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Meymand, P. J. (1998). Shaking Table Scale Model Tests of Nonlinear Soil-Pile-Superstructure Interaction In Soft Clay, Ph. D. Dissertation, University of California, Berkeley.
- Mita, A. y Luco, J.E. (1989). "Dynamic response of square foundation embedded in an elastic halfspace", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 2, pp. 54-67.
- Onimaru, S., Sugimoto, M., Ohmiya, Y., Sugawara, Y. y Ogihara, M. (1996). "Observation and numerical simulation of dynamic earth pressure", *Proc. 11th WCEE*, Paper No. 1027, Elsevier, Acapulco, Mexico.
- Ordaz, M. y Montoya, C. (2000). Programa DEGTRA 2000 V 2.1.0, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Randolph, M.F. (1994). "Design methods for pile groups and piled rafts", *Proc. XIII ICSMFE*, Vol. 5, New Delhi, India, pp. 61-82.
- Reséndiz, D. (1964). "Estudio de campo sobre pilotes de concreto reforzado", *Revista Ingeniería*, Facultad de Ingeniería, UNAM, Vol. XXXIV, No. 1, pp. 101-110.
- Roesset, J. M. (1980). "Stiffness and damping coefficients in foundations", *Dynamic Response of Pile Foundations*, eds. M. O'Neil y R. Dobry, ASCE, pp. 1-30.
- Roesset, J. M. (1991). "General formulation for soil-structure interaction analysis", *First International Short Course on Dynamics of Structures and Structure-Foundation Soil Systems*, University of Missouri-Rolla, San Francisco, Cal.
- Romo, M. P., Lysmer, J. y Seed, H.B. (1977). "Finite element random vibration method for soil-structure interaction", 4th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Vol. K(a), paper K 2/3, San Francisco, Cal.
- Romo, M. P. (1980). "Análisis dinámico de sistemas suelo-estructura y presas de tierra", *Memorias X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp. 112-133, Morelia, Mich.
- Romo, M. P. y Jaime, A. (1986). Características dinámicas de las arcillas del Valle de México y análisis de respuesta sísmica del suelo, *Informe Interno*, Instituto de Ingeniería-UNAM.

- Romo, M.P. y Seed, H.B. (1986). "Analytical modelling of dynamic soil response in the Mexico earthquake of Sept. 19, 1985", *Proc. Int. Conf. on the Mexico Earthquake-1985*, ASCE, Mexico, pp. 148-162.
- Romo, M.P. (1991). "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y sus repercusiones en la ingeniería de cimentaciones", *Sismogeodinámica*, 2, pp. 125-143.
- Romo, M.P. (1995). "Clay behavior, ground response and soil-structure interaction studies in Mexico City", State-of-the-Art paper, *Proc. 3rd. Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earthquake Engrg. and Soil Dynamics*, St. Louis Missouri, Vol. 2, pp. 1039-1051.
- Romo, M. P. y Ovando, E. (1995). "A model for the dynamic behavior of a Mexican marine clay", *Memorias X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, Guadalajara, México.
- Romo, M. P., Mendoza, M. J. y García, S. R. (2000). "Geotechnical factors in seismic design of foundations: State-of-the-art report", *Proceedings 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 2832, Auckland, New Zealand.
- Sánchez-Sesma, F. J. (1983). "Difraction of elastic waves by three-dimensional surface irregularities", *Bulletin of the Seismological Society of America*, No. 73, pp. 1621-1636.
- Schnabel, P.B., Lysmer, J. y Seed, H.B. (1972). *SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*, Report No. EERC/72-12, University of California, Berkeley.
- Seed, H. B., Lysmer, J. y Hg, R. (1975). "Soil-structure interaction analyses for seismic response", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 101, No. GT5, pp. 439-457.
- Seed, H. B., Romo, M. P., Sun, J., Jaime, A. y Lysmer, J. (1987). *Relationships between soil conditions and earthquake ground motions in Mexico City in the earthquake of sept. 19, 1985*, Report No. UCB/EERC-87/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Servicio Sismológico Nacional (1997, 1999, 2000, 2001). "Reportes preliminares semanales", Instituto de Geofísica, UNAM. <http://www.igeofcu.unam.mx/geofisica.html>.
- Stewart, J. P., Seed, R. B. y Fenves, G. L. (1998). Empirical evaluation of inertial soil-structure interaction effects, *Report No. PEER-98/07*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Sommer, H., Wittmann, P. y Ripper. P. (1985). "Piled raft foundation of a tall building in Frankfurt clay", *Proc. 11th ICSMFE*, San Francisco, Vol 4, pp. 2253-2257.
- Trifunac, M. D. (1971). "Surface motion of a semi-cylindrical alluvial valley for incident plane SH waves", *Bulletin of the Seismological Society of America*, No. 61, pp. 1661-1667.
- Uchiyama, S., Tonouchi, K. e Imai, T. (1984). "Measurement of S wave velocity of the ground and application of S wave velocity data for civil engineering", *Oyo Tech Note No. 52*, Tokyo.
- Wolf, J. P. (1988). *Soil-structure-interaction analysis in time domain*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J.
- Wolf, J. P. (1994). *Foundation vibration analysis using simple physical models*, PTR Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J.
- Wong, H. L. y Lugo, J. E. (1985). "Tables of influence functions for square foundations on layered media", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, No. 4, pp. 64-81.

Referencias

- Yamashita, K. y Kakurai, M. (1991). "Settlement behavior of the raft foundation with friction piles", *Proc. 4th Int. DFI Conference*, Balkema.
- Yu-kang, H., Xia-ming, L. y Qiang-hua, C. (1997). "Studies of pile-box foundation interaction under a tall building", *Proceedings XIV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, Vol. 2, pp 823-826.
- Yasuda, S., Nagase, H., Oda, S., Masuda, T. y Morimoto, I. (1994). "A study on appropriate number of cyclic shear tests for seismic response analyses", *Proc. Int. Sym. on Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Shibuya, Mitachi y Miura, eds., Vol. 1, pp. 197-202, Balkema, Rotterdam.
- Zeevaert, L. (1957). "Compensated friction-pile foundation to reduce the settlement of buildings on the highly compressible volcanic clay of México City", *Proc. IV Int. Conf. on SMFE*, London, Vol. 1, pp. 81-86.
- Zeevaert, L. (1973). *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, Van Nostrand Reinhold, New York.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN