

01182



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE
MEXICO

PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN INGENIERIA

COMPORTAMIENTO DE UNA CIMENTACION CON PILOTES
DE FRICCION EN LA CIUDAD DE MEXICO, BAJO CARGA
ESTATICA Y SISMICA

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
DOCTOR EN INGENIERIA

(MECANICA DE SUELOS)

P R E S E N T A

MANUEL JESUS MENDOZA LOPEZ

DIRECTOR DE TESIS: DR. MIGUEL P. ROMO ORGANISTA

MEXICO, D.F.

NOVIEMBRE DE 2004



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A MI ESPOSA COYIS, CON TODO MI AMOR.

A MIS HIJOS MANOLO, MARQUITOS Y MOY, RAZÓN DE MI VIDA.

A MIS PADRES MANUEL Y BERNA, REITERANDO MI CARIÑO Y GRATITUD.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación no se habría realizado sin el apoyo generoso de la Universidad Nacional Autónoma de México a través del Instituto de Ingeniería, del Centro Nacional de Prevención de Desastres, del Gobierno del Distrito Federal, y de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA); a estas instituciones mi agradecimiento sincero.

Debo reconocer y agradecer al Dr. Miguel P. Romo O., Director de esta tesis, por sus acertados comentarios y orientación durante el desarrollo de esta investigación. El intercambio de ideas siempre ha sido estimulante dentro de un marco de amistad. Gracias Miguel por tu confianza.

Sin duda, el contenido y la presentación de este trabajo se vieron beneficiados con las pertinentes sugerencias de los miembros del jurado doctoral; por ello, expreso mi agradecimiento a los doctores José Raúl Flores Berrones, Roberto Meli Piralla, David Muria Vila, Efraín Ovando Shelley, Daniel Reséndiz Núñez, y Rigoberto Rivera Constantino.

En este estudio compartí experiencias con un grupo de entusiastas becarios, estudiantes e ingenieros del Instituto de Ingeniería que aportaron su trabajo e ideas para tomarle el pulso a esta cimentación prototipo. Manifiesto mi gratitud y reconocimiento a Marcos Orozco Calderón, Leobardo Domínguez Morales, Ignacio Noriega Rioja, Enrique Ibarra Razo, Óscar J. Luna González y Miguel Rufiar Jarquin. El Ing. Juan Manuel Velasco Miranda estuvo a cargo de los pormenores electrónicos, el Ing. Alfredo Olivares P. (METRONIC) aportó importantes sugerencias acerca de la instrumentación, y el M. C. Carlos Gutiérrez Martínez llevó a cabo las determinaciones *in-situ* de las propiedades dinámicas del sitio de interés.

El Ing. Daniel Ruiz Fernández, quien era Secretario General de Obras y Servicios del DDF durante la construcción y operación del puente, fue un entusiasta promotor de este estudio; le agradezco sus sugerencias y el interés prestado a este trabajo.

Me es grato recordar y agradecer a mis maestros todas sus enseñanzas; destaco entre ellos al Profesor Raúl J. Marsal Córdoba.

Debo finalmente elevar una oración a Dios con mi agradecimiento, por permitirme concluir esta tarea pendiente.

CONTENIDO

RESUMEN	xi
ABSTRACT	xii
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 ¿Por qué instrumentar cimentaciones?	1
1.2 Antecedentes	2
1.3 Objetivos y alcance	6
2. CRITERIOS DE DISEÑO Y COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCIÓN EN LA CIUDAD DE MÉXICO	9
2.1 Criterios de diseño	9
2.2 Capacidad de carga de pilotes de fricción	14
2.2.1 <i>Discusión</i>	18
2.2.2 <i>Capacidad de carga última y contribución de la punta</i>	22
2.3 Asentamientos de cajón o losa sobre pilotes de fricción	23
2.3.1 <i>Procedimientos simplificados</i>	23
2.3.2 <i>Procedimientos más rigurosos</i>	25
2.4 Comportamiento de cimentaciones con pilotes de fricción en la ciudad de México durante los sismos de 1985	30
2.5 Comportamiento dinámico de pilotes bajo cargas cíclicas	38
2.6 Lecciones derivadas de casos con comportamiento inadecuado	38
3. DESCRIPCIÓN DE LA CIMENTACIÓN INSTRUMENTADA Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SITIO	43
3.1 Descripción general de la cimentación en estudio	43
3.2 Estratigrafía y caracterización del sitio	50
3.3 Propiedades índices y mecánicas estáticas	51
3.4 Propiedades dinámicas	52
3.4.1 <i>Ensayes de campo con la sonda suspendida</i>	52
3.4.2 <i>Ensayes de laboratorio con cámara triaxial de columna resonante</i>	53
3.4.3 <i>Discusión sobre las determinaciones en el laboratorio y en el campo</i>	57

4.	CONSTRUCCIÓN E INSTRUMENTACIÓN SISMOGEOTÉCNICA DE LA CIMENTACIÓN DEL APOYO No. 6 DEL PUENTE “IMPULSORA”	61
4.1	Procedimiento constructivo de la cimentación	61
4.2	Lineamientos generales de la instrumentación	66
4.3	Planeación de la instrumentación	67
4.4	Transductores geotécnicos en la cimentación	70
	4.4.1 Celdas de carga integradas a los pilote	70
	4.4.2 Celdas de presión total colocadas en la interfaz losa-suelo	72
	4.4.3 Piezómetros dispuestos en el subsuelo bajo la cimentación	73
4.5	Nivelaciones topográficas y extensómetros magnéticos agregados a la instrumentación original	75
4.6	Sistema automático de adquisición de datos en la cimentación	75
	4.6.1 Acelerómetros instalados sobre el cajón de cimentación	75
	4.6.2 Registradores digitales para el monitoreo automático de los sensores geotécnicos	78
4.7	Acelerómetros instalados en campo libre	79
	4.7.1 Acelerómetros en la superficie del terreno	79
	4.7.2 Acelerómetros instalados al fondo de un pozo en los depósitos profundos	80
4.8	Acelerómetros instalados en las traves del puente	82
4.9	Monitoreo, respuesta y estado actual de los instrumentos	83
5.	COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN INSTRUMENTADA A CORTO Y LARGO PLAZOS	85
5.1	Comportamiento a corto plazo, incluyendo la construcción	85
	5.1.1 Evolución de las cargas sobre la cabeza de los pilotes	86
	5.1.2 Evolución de las presiones en el contacto losa-suelo	90
	5.1.3 Evolución de las presiones de poro en el subsuelo	94
	5.1.4 Evolución de los movimientos verticales de la cimentación	96
5.2	Comportamiento a largo plazo	99
	5.2.1 Evolución de las cargas sobre la cabeza de los pilotes	99
	5.2.2 Evolución de las presiones en el contacto losa-suelo	102
	5.2.3 Evolución de las presiones de poro en el subsuelo	104
	5.2.4 Evolución de los asentamientos de la cimentación	106
5.3	Mecanismo de transferencia de carga de los pilotes al subsuelo	107
6.	ACELERACIONES Y RESPUESTA SÍSMICA DEL SISTEMA SUELO-CIMENTACIÓN-SUPERESTRUCTURA	113
6.1	Monitoreo sísmico de la cimentación	113
6.2	Descripción y registros acelerográficos de los sismos más intensos	116
	6.2.1 Sismo de la costa de Michoacán del 11 de enero de 1997	116

4.	CONSTRUCCIÓN E INSTRUMENTACIÓN SISMOGEOTÉCNICA DE LA CIMENTACIÓN DEL APOYO No. 6 DEL PUENTE “IMPULSORA”	61
4.1	Procedimiento constructivo de la cimentación	61
4.2	Lineamientos generales de la instrumentación	66
4.3	Planeación de la instrumentación	67
4.4	Transductores geotécnicos en la cimentación	70
	4.4.1 Celdas de carga integradas a los pilote	70
	4.4.2 Celdas de presión total colocadas en la interfaz losa-suelo	72
	4.4.3 Piezómetros dispuestos en el subsuelo bajo la cimentación	73
4.5	Nivelaciones topográficas y extensómetros magnéticos agregados a la instrumentación original	75
4.6	Sistema automático de adquisición de datos en la cimentación	75
	4.6.1 Acelerómetros instalados sobre el cajón de cimentación	75
	4.6.2 Registradores digitales para el monitoreo automático de los sensores geotécnicos	78
4.7	Acelerómetros instalados en campo libre	79
	4.7.1 Acelerómetros en la superficie del terreno	79
	4.7.2 Acelerómetros instalados al fondo de un pozo en los depósitos profundos	80
4.8	Acelerómetros instalados en las trabes del puente	82
4.9	Monitoreo, respuesta y estado actual de los instrumentos	83
5.	COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN INSTRUMENTADA A CORTO Y LARGO PLAZOS	85
5.1	Comportamiento a corto plazo, incluyendo la construcción	85
	5.1.1 Evolución de las cargas sobre la cabeza de los pilotes	86
	5.1.2 Evolución de las presiones en el contacto losa-suelo	90
	5.1.3 Evolución de las presiones de poro en el subsuelo	94
	5.1.4 Evolución de los movimientos verticales de la cimentación	96
5.2	Comportamiento a largo plazo	99
	5.2.1 Evolución de las cargas sobre la cabeza de los pilotes	99
	5.2.2 Evolución de las presiones en el contacto losa-suelo	102
	5.2.3 Evolución de las presiones de poro en el subsuelo	104
	5.2.4 Evolución de los asentamientos de la cimentación	106
5.3	Mecanismo de transferencia de carga de los pilotes al subsuelo	107
6.	ACELERACIONES Y RESPUESTA SÍSMICA DEL SISTEMA SUELO-CIMENTACIÓN-SUPERESTRUCTURA	113
6.1	Monitoreo sísmico de la cimentación	113
6.2	Descripción y registros acelerográficos de los sismos más intensos	116
	6.2.1 Sismo de la costa de Michoacán del 11 de enero de 1997	116

6.2.2	<i>Sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999</i>	116
6.2.3	<i>Sismo de la costa Guerrero-Michoacán del 9 de agosto de 2000</i>	118
6.2.4	<i>Sismo de Colima del 21 de enero de 2003</i>	121
6.2.5	<i>Sismo de la costa de Guerrero del 1º de enero de 2004</i>	128
6.3	Sobre las amplificaciones y deamplificaciones en el sistema	132
6.4	Periodo dominante en el sitio del puente Impulsora	135
6.5	Espectros de Fourier de las aceleraciones registradas en el subsuelo a profundidad, superficie de campo libre, cajón de cimentación y superestructura	141
6.6	Duración e intensidad de los sismos en la cimentación instrumentada	149
6.7	Funciones de transferencia de las aceleraciones registradas entre diferentes puntos del sistema suelo-cimentación-superestructura	151
7.	COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN DURANTE EVENTOS SÍSMICOS Y DESEMPEÑO POSTERIOR	157
7.1	Monitoreo de las variables geotécnicas de estado	157
7.2	Cargas sobre pilotes, presiones de contacto losa-suelo y presiones de poro bajo la cimentación, durante diversos sismos	158
7.2.1	<i>Registros geotécnicos durante el sismo en la costa de Michoacán, enero 11 de 1997</i>	158
7.2.2	<i>Registros geotécnicos durante el sismo en la costa de Oaxaca del 19 de julio de 1997</i>	162
7.2.3	<i>Registros geotécnicos durante el sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999</i>	168
7.2.4	<i>Registros geotécnicos durante el sismo de Puerto Escondido, Oaxaca del 30 de septiembre de 1999</i>	175
7.3	Espectros de Fourier de las variables geotécnicas registradas y correlaciones con los registros acelerográficos	179
7.4	Evolución de las variables geotécnicas después de sismos intensos	187
7.4.1	<i>Cargas sobre los pilote</i>	188
7.4.2	<i>Presiones en el contacto losa-suelo</i>	190
7.4.3	<i>Presiones en el agua del subsuelo</i>	190
8.	COMPARACIÓN ENTRE MEDICIONES Y PREVISIONES	195
8.1	Proporción de la carga soportada por pilotes y losa de cimentación, y enfoques de diseño	196
8.2	Capacidad de carga de los pilotes de fricción	200
8.2.1	<i>Capacidad de carga última</i>	200
8.2.2	<i>Revisión según el Reglamento vigente en el D. F</i>	201
8.3	Relación carga-asentamiento del conjunto pilotes-losa	203
8.4	Asentamientos de la cimentación	206
8.4.1	<i>Asentamientos por consolidación primaria</i>	206

8.4.2	<i>Estimación de asentamientos elásticos</i>	208
8.5	Analogía de la pila equivalente	210
8.6	Efectos sísmicos	211
8.6.1	<i>Incrementos dinámicos de carga axial sobre los pilotes</i>	211
8.6.2	<i>Cargas laterales sobre los pilotes</i>	214
8.7	Aspectos por investigar	215
9.	CONCLUSIONES	217
	REFERENCIAS	223
	ANEXOS	
Anexo A:	Propiedades de resistencia al esfuerzo cortante, deformabilidad y compresibilidad de los suelos del sitio.	231
Anexo B:	Determinación de propiedades dinámicas en el campo, con la técnica de sonda suspendida.	237
Anexo C:	Determinación de propiedades dinámicas en el laboratorio, con cámara triaxial de columna resonante.	241
Anexo D:	Calibración de los sensores geotécnicos alojados en la cimentación instrumentada.	247

RESUMEN

Se describe y analiza en esta tesis el comportamiento a corto y a largo plazos, así como durante eventos sísmicos, de una cimentación mixta en la ciudad de México; consiste de cajón y pilotes de fricción, y está desplantada en un sitio arcilloso muy blando de la Zona del Lago. Se trata del apoyo No. 6 del puente Impulsora, que cruza la estación del mismo nombre de la Línea B del Metro. Se han monitoreado desde hace nueve años variables internas tales como la carga sobre los pilotes, la presión en el contacto losa-suelo, las presiones de poro bajo la cimentación, y sus aceleraciones; con ello se ha obtenido información valiosa a fin de mejorar nuestro conocimiento acerca de su comportamiento. No sólo se han medido estas variables durante la construcción y operación, sino también durante temblores; se cuenta con el registro de los once sismos de mayor intensidad. Lo anterior se complementa con las aceleraciones medidas en la superficie del terreno y a 60 m de profundidad en el campo libre cercano, así como en traveses del puente. Hasta donde ha podido conocer el sustentante, este es el primer programa en el mundo de monitoreo geosísmico en este tipo de cimentación.

Los registros instrumentales dan información confiable acerca de las interacciones que ocurren entre los componentes del sistema suelo-cimentación-estructura, bajo carga sostenida y sísmica. Entre ellos, la transferencia de cargas a lo largo del fuste de los pilotes y la importante contribución de la punta a la capacidad de carga. La resistencia cortante desarrollada en el fuste de tramos de pilote resulta menor que la resistencia no drenada original del suelo, lo que se interpreta como una condición de fluencia bajo resistencia residual. Se han medido diferentes cargas sobre pilotes, y presiones no uniformes en el contacto losa-suelo; se discute la influencia de la construcción y se constata cómo, a través de los años, tales diferencias van reduciéndose. Los resultados indican que los pilotes de fricción son el soporte básico de las cargas sostenidas y que la losa lo hace en mucho menor proporción, aunque juega un rol significativo durante eventos sísmicos, y que el grupo de pilotes genera cierto trabajo de pila equivalente. Ante acciones sísmicas de mediana intensidad, suceden mecanismos de transferencia de carga de los pilotes a la losa, cuando se reduce la resistencia cortante en el fuste y los pilotes pierden cierta capacidad de soporte. Los cambios dinámicos de la presión de poro por la acción sísmica son pequeños y totalmente transitorios, sin desarrollar presión residual. Es creencia generalizada que la presencia de una cimentación piloteada modifica el contenido de frecuencias de los movimientos en campo libre. Sin embargo, por lo menos en las direcciones horizontales, los registros sísmicos muestran con claridad que una cimentación como la estudiada desplantada en un depósito de suelos blandos, mantiene un patrón de respuesta muy similar al de campo libre; ello fue puesto de manifiesto mediante el análisis espectral de Fourier realizado. Esto indica que los pilotes siguen los movimientos horizontales del subsuelo, y que consecuentemente la interacción dinámica horizontal entre el conjunto pilotes-cajón y el suelo es despreciable. Por el contrario, este sistema ofrece una restricción significativa a los movimientos verticales dinámicos del terreno, por lo que la interacción dinámica en esa dirección es muy significativa.

Se comparan algunos resultados registrados con los previstos por los diseñadores o con los estimados en este estudio, y se discuten brevemente criterios de diseño y de normatividad reglamentaria, en los que se enfatiza la necesidad de atender tanto a los diversos fenómenos que ha puesto de manifiesto la instrumentación de este caso-historia, como al desempeño sísmico y a largo plazo que han tenido las cimentaciones con pilotes de fricción en la ciudad de México.

Palabras clave: Pilotes de fricción, cimentación, ciudad de México, arcillas blandas, sismos

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ¿Por qué instrumentar cimentaciones?

La práctica de la ingeniería geotécnica enfrenta incertidumbres debido a las condiciones naturales no uniformes de suelos y rocas, a que sus condiciones sólo pueden investigarse en sitios puntuales, a las limitadas determinaciones de sus propiedades mecánicas, y a la modelación siempre imprecisa del comportamiento intrínsecamente complejo de los geomateriales. De aquí que los diseños geotécnicos resulten en buena medida hipotéticos, ya que necesariamente introducen suposiciones e hipótesis que pueden diferir de las condiciones reales de construcción.

Por lo anterior, debe reconocerse el importante rol que juega en este campo la experiencia, la intuición y el buen juicio. Sin embargo, estos atributos se generan cuando se pone en juego el enfoque científico, mediante el cual se transita el ciclo completo de un proyecto de ingeniería. Éste incluye no sólo la investigación del subsuelo, el análisis y diseño geotécnicos, así como la construcción y supervisión de la obra, sino también la observación del comportamiento durante su ejecución y operación, a fin de comprobar la pertinencia de las suposiciones e hipótesis adoptadas para el análisis y diseño. Es tanto más necesario recorrer este ciclo completo, cuantas más incertidumbres se tengan, cuantos más antecedentes de desempeños deficientes se cuenten del tipo de cimentación de que se trate, en la medida en

que la obra geotécnica sea más importante, y conforme aumenten las implicaciones en vidas humanas y en costo por una eventual falla. Las observaciones de campo deben sustentarse en mediciones mediante instrumentación, con lo que esta actividad coadyuva a construir obras con seguridad y economía; la instrumentación resulta una herramienta básica en la actividad geotécnica. Un ejemplo positivo de las bondades y beneficios que aporta la instrumentación, puede encontrarse en la construcción de presas en México; un aspecto al que se le ha prestado gran atención es a su respuesta ante sismos, lo que ha llevado no sólo a su instrumentación suficiente, sino al desarrollo de modelos teóricos (Romo y Magaña, 1996) que coadyuvan en principio a interpretar las observaciones, y luego a generalizar para predecir desempeños futuros.

La razón principal para instrumentar cimentaciones, particularmente en la ciudad de México, radica en que muy poco se ha hecho al respecto, y por tanto los métodos de diseño carecen de validación experimental suficiente.

La vigilancia sistemática del comportamiento de una cimentación, proporciona a su vez información que puede usarse para sustentar la normatividad establecida por la autoridad para minimizar el riesgo de falla. El monitoreo del desempeño mediante el registro de datos en construcciones reales, representativas de las que se construyen en la ciudad, constituye un paso esencial en el desarrollo de métodos de diseño y construcción más efectivos y seguros. Sin duda, es preferible adoptar este camino que el de implantar modificaciones en los diseños y en la normatividad vigente, sólo a partir del desempeño de las cimentaciones de una comunidad o región ante condiciones extremas, tales como las que impone un sismo intenso; esta última vía implica a la larga un alto costo humano, social y económico.

1.2 Antecedentes

El diseño y construcción de cimentaciones en la Zona del Lago de la ciudad de México enfrenta un subsuelo difícil (Marsal y Mazari, 1969), caracterizado por alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante de grandes espesores de arcilla; el problema se acentúa al considerar el hundimiento regional y la gran amplificación de los movimientos durante eventos sísmicos, lo que determina un muy marcado efecto de sitio (Romo y Seed, 1986).

Para edificios de mediana altura se han requerido cajones rígidos de cimentación que tienen como propósito el compensar parcial o totalmente las cargas propias de la estructura y de su cimentación, y uniformizar asentamientos. 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. 1.1 se muestran las cimentaciones más usuales en la ciudad de México. Las cimentaciones mixtas con pilotes de fricción surgieron en México (Zeevaert, 1957) ante la necesidad de evitar que el desplante de cajones de cimentación, con fines de compensación, fuesen a profundidades mayores; y que al agregar pilotes al cajón, su punta no tocase la primera capa dura, evitando así la aparente emersión de las cimentaciones por el hundimiento regional. La combinación entonces se visualizó como un medio para reducir asentamientos relativos (Zeevaert, 1957, 1972) y seguir el asentamiento regional.

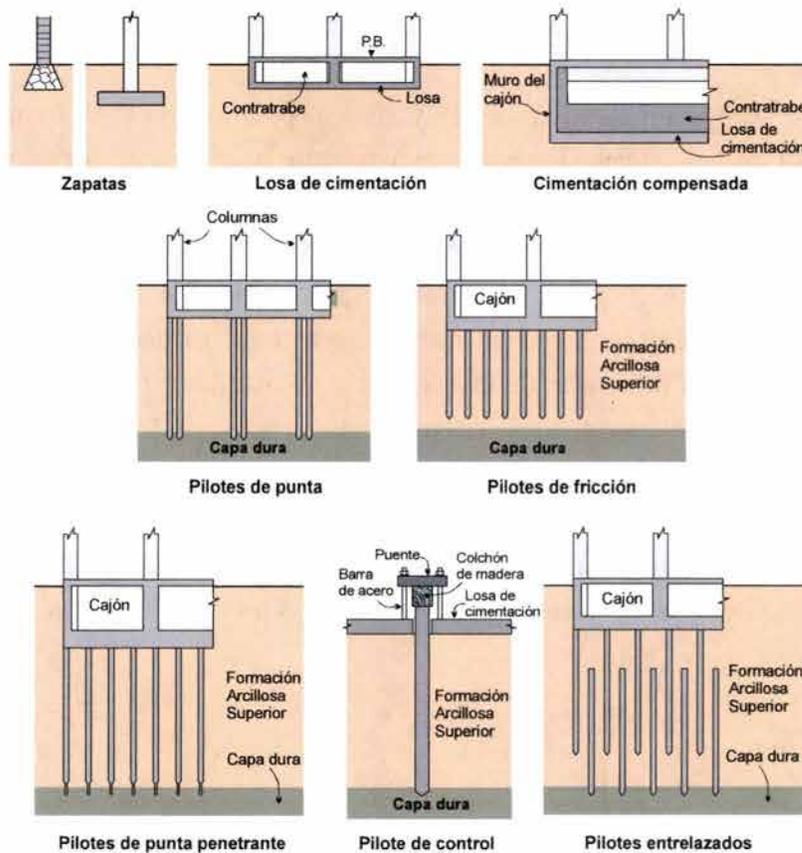


Fig. 1.1 Cimentaciones típicas empleadas en la ciudad de México

Es común recurrir a cimentaciones mixtas para edificaciones con más de seis pisos en la ciudad de México, y también se emplean para los puentes vehiculares o las líneas elevadas del Metro ubicadas en la Zona del Lago. Para este último caso, Delgado (1996) reporta que de 1967 a 1996 se construyeron 15 km de la red mediante la solución elevada, soportada por una losa de cimentación y pilotes de fricción; y que de acuerdo con el Programa Maestro del Metro habrán de construirse 300 km para el año 2020, de los cuales por lo menos 50 km serán con una solución elevada. Ello llevará entonces a construir más de un millar de apoyos que se resolverán muy probablemente con un cajón de cimentación y pilotes de fricción.

No fue sino después de 20 años que especialistas de otros países reconocieron las virtudes de estos sistemas de cimentación mixtos, como un medio eficiente de transferir cargas estructurales al subsuelo (Burland, 1977), a menor costo (Hansbo, 1984; Sommer *et al.*, 1985), y reduciendo tanto los asentamientos totales como los diferenciales (Randolph, 1994). Los enfoques previos despreciaban la contribución de la losa de cimentación, asignando toda la capacidad de carga a los pilotes. Por otra parte, no es sino muy recientemente (Katzenbach y Moormann, 1999 y 2003) que se reconoce por una parte el importante papel que juega la instrumentación y monitoreo para asegurar su calidad; y por la otra, que estos sistemas son clasificados como de máxima dificultad y más demandantes de aspectos geotécnicos.

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. Usualmente estas cimentaciones contaban con pilotes en número, longitudes, materiales y secciones transversales muy diversas, hincados en la Formación Arcillosa Superior (FAS), y con un cajón rígido de concreto reforzado desplantado a una profundidad de entre 2 y 5 m. Los daños que más sufrieron las edificaciones sobre cimentaciones mixtas fueron desde desplomos y asentamientos muy significativos, hasta el volteo total, como es el caso del edificio mostrado en la Fig. 1.2. Investigaciones referentes 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 cual, en la gran mayoría de las veces, estaba resuelta precisamente con pilotes de fricción.



Fig. 1.2 Colapso total por volteo de un edificio cimentado con cajón y pilotes de fricción (190985)

Lo ocurrido aquí en 1985 puso de manifiesto las dificultades que se tienen que vencer para analizar, diseñar y construir convenientemente estas cimentaciones mixtas en condiciones combinadas de suelos muy blandos y zonas sísmicas, precisamente cuando se desvirtúan los enfoques primarios de su concepción y se sobresimplifican los análisis que estas cimentaciones demandan. Usualmente en la ingeniería práctica se adopta un enfoque empírico con reglas heurísticas, que se traducen a menudo en asentamientos excesivos, e incluso en cimentaciones inseguras ante sismos. Cabe destacar que durante los sismos de 1985 no existía ninguna cimentación instrumentada en la ciudad de México, que diera respuestas a lo acontecido.

La instrumentación de cimentaciones combinadas de prototipos se ha reportado en la literatura técnica mundial, orientadas únicamente a monitorear el comportamiento estático a largo plazo. La ausencia de casos historia en los que se registren condiciones bajo sismo, no es privativa de México. Cook *et al.* (1981) estudiaron el comportamiento de cimentaciones en la arcilla preconsolidada de Londres; a su vez, los edificios departamentales desplantados sobre losas de cimentación y pilotes de fricción en arcillas marinas de diferentes ciudades en Suecia fue analizado por Hansbo (1984). Otros casos reportados se refieren a las mediciones en la arcilla de Frankfurt, para edificios altos provistos de una losa de cimentación piloteada (Sommer *et al.*, 1985; Katzenbach y Moormann, 2003); o bien, el de un edificio de poca altura descrito por Yamashita y Kakurai (1991) desplantado en depósitos arcillosos coluviales en Japón. 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), pero sin mediciones geotécnicas.

El sustentante sólo ha encontrado como antecedente del uso de instrumentos sismogeotécnicos en una cimentación en la ciudad de México, el de la Torre Latinoamericana (Zeevaert, 1957, 1972), la que consta de un cajón de cimentación rígido desplantado a 13 m de profundidad, y 361 pilotes de punta. Fueron instalados acelerógrafos en los sótanos del edificio, así como en la Alameda Central como sitio representativo del campo libre cercano. Son conocidos los acelerogramas registrados en estos dos sitios, debidos a los sismos del 11 y 19 de mayo de 1962. Además, se colocaron piezómetros y referencias topográficas para seguir el abatimiento piezométrico, el asentamiento regional y los movimientos del edificio. En muchas cimentaciones combinadas de la ciudad de México se han llevado a cabo nivelaciones topográficas, con lo que se cuenta con información sólo de los efectos, sin poder relacionarlos con las causas mediante las variables internas geotécnicas. A través de esas historias de movimientos, han sido documentados incluso los asentamientos provocados por sismos.

Debe señalarse que la instrumentación de la superestructura de edificios (Murià et al., 1993; Murià y Rodríguez, 2002) y puentes (Meli y Rivera, 2001) ha recibido atención, orientándola primordialmente al registro y análisis de aceleraciones. Ha puesto de manifiesto, por ejemplo en un edificio desplantado en la Zona del Lago, la considerable reducción en las frecuencias fundamentales por la flexibilidad del apoyo, y enfatizando por tanto la importancia de tomar en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura.

Por otra parte, en el valle de México se han realizado pruebas de carga con pilotes de fricción aislados que no formaban parte de una cimentación (Reséndiz, 1964; Auvinet y Hanell, 1981); así como otras series de ensayos bajo carga cíclica (Jaime *et al.*, 1988). Todos ellos han aportado información valiosa acerca de la capacidad de carga de pilotes de fricción, fricción negativa o del comportamiento bajo carga dinámica.

1.3 Objetivos y alcance

Se persiguen en esta tesis los objetivos centrales siguientes:

1. Mejorar nuestra comprensión acerca del comportamiento de cimentaciones mixtas cajón-pilotes de fricción en la Zona del Lago del área metropolitana de la ciudad de México, sobre una visión a largo plazo, y con énfasis en su desempeño bajo acciones sísmicas; y,
2. Aportar elementos al análisis geotécnico de este tipo de cimentaciones, a fin de coadyuvar a mejorar sus criterios de diseño y de verificación de su estabilidad.

Para alcanzarlos, se reconoció la necesidad de abordar el problema desde una perspectiva fenomenológica; esto es, buscando conocer y comprender la física de los fenómenos de interacción que ocurren entre losa o cajón, pilotes y subsuelo. Para ello se consideró indispensable instrumentar paradigmas de este tipo de cimentación en la Zona del Lago.

Atendiendo a lo anterior, 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 (línea 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 cuidadosa de las variables que controlan el comportamiento de la cimentación. Al hacerlo, se consideró que las observaciones debían ser a largo plazo, y que su

sistema de instrumentos debería tener la capacidad de registrar la respuesta de los elementos de cimentación durante las condiciones dinámicas transitorias derivadas de sismos con intensidad baja o mayor. Por esta última característica y hasta donde conoce el sustentante, el estudio que aquí se presenta no tiene precedente a nivel mundial en el campo de las cimentaciones combinadas losa-pilotes; los casos-historia documentados han sido orientados únicamente al monitoreo del comportamiento a largo plazo bajo cargas estáticas.

Atendiendo al segundo objetivo, y a reserva de ir comentando lo procedente con base en los resultados del caso estudiado, en el capítulo 2 se hace una revisión de los diversos enfoques que se han adoptado en México y en otros países para su diseño; también se documentan casos de cimentaciones combinadas en la ciudad de México que tuvieron un comportamiento deficiente durante los sismos de septiembre de 1985. El capítulo 3 cubre lo referente a la caracterización geotécnica del sitio, poniendo énfasis en la cuantificación de las propiedades dinámicas del subsuelo, tanto en el laboratorio como en el campo. En el capítulo 4 se expone el procedimiento seguido para la construcción de la cimentación, y se hace una descripción detallada de los transductores geotécnicos dispuestos en la cimentación y sus sistemas de adquisición de datos; se detallan también, el conjunto de acelerómetros colocados en cimentación, superficie del campo libre, a 60 m de profundidad en los depósitos profundos, y en la superestructura del puente.

En el capítulo 5 se expone lo relativo al comportamiento estático de la cimentación en estudio, durante su construcción y a corto y largo plazos, con base en lo medido y observado; se analiza la evolución que han tenido las variables internas geotécnicas desde el inicio de la construcción, y a lo largo de poco más de ocho años de operación del puente. En el capítulo 6 se presentan los registros acelerográficos de once sismos de baja a mediana intensidad, los más intensos que han ocurrido en este lapso, así como el análisis de la respuesta dinámica de la cimentación. En el capítulo 7 se exponen las evoluciones de las variables geotécnicas registradas durante los sismos relativamente más intensos; el análisis comparativo de éstas da luz acerca de los mecanismos de transferencia de cargas e interacciones entre los elementos de la cimentación para soportar las acciones sísmicas. En el capítulo 8 se lleva a cabo un análisis comparativo de las variables medidas, tanto bajo condiciones de carga sostenida como bajo acciones sísmicas, con las calculadas; éstas, basadas en las consideraciones *a priori* que realizaron los diseñadores de la cimentación (empresa ajena a la UNAM), o bien las que realizó el sustentante *a posteriori*. Se discuten a sí mismo, aspectos del cumplimiento de la normatividad vigente y de otros análisis y enfoques de diseño para el tipo de cimentación estudiado. Finalmente, el capítulo 9 presenta las conclusiones más importantes de la tesis. En los anexos se reúne información complementaria de detalle acerca de las propiedades mecánicas de los suelos del sitio, así como las calibraciones de los sensores geotécnicos alojados en la cimentación instrumentada.

Capítulo 2

CRITERIOS DE DISEÑO Y COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCIÓN EN LA CIUDAD DE MÉXICO

2.1 Criterios de diseño

Se presenta en este capítulo una revisión actualizada de los intentos por modelar analíticamente el comportamiento de cimentaciones con pilotes de fricción en suelos arcillosos. Si bien no es el objetivo primario de esta tesis la revisión exhaustiva de los diversos enfoques que se han propuesto para el diseño de este tipo de cimentación, es conveniente distinguir un marco teórico al que referir el comportamiento observado de la cimentación instrumentada.

Los problemas que enfrenta el análisis de los pilotes de fricción se han dividido tradicionalmente en aquellos relativos a su capacidad de carga, y en los asociados a sus asentamientos. Aunque sin duda ambos aspectos están implícitos en el mismo proceso, la ingeniería geotécnica le aplica al primero un tratamiento relacionado con las propiedades de resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo, dentro del marco de las teorías plásticas de capacidad de carga. A su vez, para la solución del segundo aspecto se recurre ya sea a las soluciones elásticas del sistema suelo-pilotes en las que se involucran sus respectivas propiedades de deformabilidad; o bien, a la combinación de las soluciones elásticas que definen el estado de esfuerzos por una parte, y de las propiedades de compresibilidad del medio térreo, por la otra.

Con un diseño convencional y el enfoque tradicional anterior, una cimentación con pilotes de fricción se diseñaría en otras partes del mundo de tal manera que éstos soportasen la carga total de la estructura, ignorando la reacción del suelo sobre la losa de cimentación, y usualmente con un factor de seguridad global de 3 (Hansbo, 1984) contra la falla de los pilotes. Este criterio de diseño sería impensable para la ciudad de México, dadas las peculiares propiedades mecánicas de los materiales arcillosos de la Zona del Lago; la cantidad de pilotes resultantes haría casi imposible alojarlos bajo una cimentación. Para este enfoque de diseño, en la práctica de la ingeniería de cimentaciones en la ciudad de México (Auvinet y Reséndiz, 1991) se menciona que el factor de seguridad debe ser de por lo menos 1.5, bajo la combinación de cargas permanentes más las dinámicas sísmicas. Se estima que la gran diferencia entre una y otra filosofía de diseño, es la magnitud de los asentamientos aceptados por una sociedad y otra, determinada por la mucha mayor compresibilidad de nuestras arcillas lacustres, en comparación con la de las arcillas marinas suecas, por ejemplo. Mientras que en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) se permiten hasta 30 cm de asentamiento, en el de otros países no es admisible ni la décima parte de éste.

Precisamente para diferenciar los aspectos de estabilidad y comportamiento, en el RCDF se tratan por separado, debiendo cubrir un mínimo de requisitos para no caer en posibles estados límite de falla y en eventuales estados límite de servicio, respectivamente. Los primeros corresponden a situaciones en los que alguna combinación de acciones excede la capacidad de carga de cualquier elemento de la cimentación, o bien que se genere algún daño irreversible que reduzca la resistencia disponible. A su vez, los estados límite de servicio se refieren a la ocurrencia de deformaciones excesivas, agrietamiento, vibración o daño que afecte el desempeño adecuado de la cimentación, aunque no pierda su capacidad para soportar las cargas de diseño.

En virtud de las incertidumbres en la magnitud de las cargas, parámetros del suelo, método de diseño, condiciones cambiantes con el tiempo, etc., la verificación de que no se caerá en un estado límite de falla se realiza comprobando que se cumple la desigualdad 2.1; se aplican diferentes factores a cargas, para cubrir por separado las incertidumbres que cada uno de estos rubros tiene. Se elimina así la reunión de todas las incertidumbres en un factor de seguridad global único.

$$\sum Q_i F_{Ci} < R_i \quad (2.1)$$

donde $\sum Q_i$ fuerza resultante de la combinación de cargas i ;
 F_{Ci} factor de carga para la combinación de cargas i , mayor que la unidad; y,
 R_i capacidad de carga reducida, en la que se involucra el factor de reducción F_{Ri} , menor que la unidad, que afecta a los parámetros de la resistencia del suelo.

En nuestro medio hemos distinguido (Auvinet y Mendoza, 1987) dos enfoques de diseño de cimentaciones con pilotes de fricción; ellos son:

Tipo I. Diseño en término de capacidad de carga. Con este criterio de diseño, la cantidad y las dimensiones de los pilotes se seleccionan de tal forma que sean capaces de soportar la carga de la estructura, no sólo bajo condiciones estáticas sino también dinámicas. Incluso bajo esta última condición extrema, los pilotes deben mantener un margen de seguridad, como el ya mencionado. Bajo condiciones de operación, Fig. 2.1a, el sistema de cimentación debe cumplir con la ecuación de equilibrio (Reséndiz y Auvinet, 1973) siguiente:

$$W + NF = FP + C_p + U \quad (2.2)$$

- donde: W suma de la carga permanente más la carga variable con intensidad media,
 NF carga por fricción negativa que eventualmente pudiera desarrollarse en la porción superior de los pilotes;
 FP fuerza de reacción por fricción positiva, que ocurre en el fuste de los pilotes;
 C_p fuerza con la que reacciona la punta del conjunto de pilotes; y
 U fuerza resultante por la subpresión del agua sobre la losa de cimentación

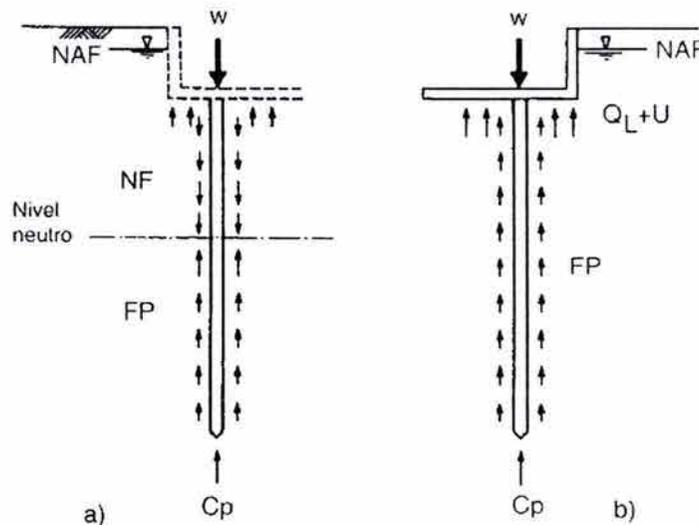


Fig 2.1 Criterios de diseño de sistemas a base de cajón o losa de cimentación y pilotes de fricción, hincados en una formación arcillosa que sufre consolidación

La magnitud de cada una de estas variables depende desde luego del método que se adopte para su cuantificación, y determina con ello la eventual aparición y posición del nivel neutro a lo largo de los pilotes. Éste corresponde al plano teórico en el que el pilote y el suelo

circundante se mueven con la misma velocidad. Cuando el pilote se desplaza hacia abajo con mayor velocidad que el suelo que lo rodea, se desarrolla fricción positiva; ello sucede en la porción de los pilotes por debajo del nivel neutro. Arriba de este plano ocurre que el suelo desciende con mayor rapidez que los pilotes, transfiriéndole parte de su peso propio al campo de éstos, y con ello induciéndoles fricción negativa. Las fuerzas de arrastre que provoca la fricción negativa deben soportarlas los pilotes, y resultan adicionales al peso de la construcción que gravita sobre la cimentación.

Tipo II. Diseño en términos de asentamientos. Cuando una losa o cajón de cimentación por sí sola puede proporcionar una capacidad de carga adecuada, pero que los asentamientos esperados excedan a los permitidos, el diseño de la cimentación podría incluir una cierta cantidad de pilotes de fricción como medida complementaria para reducir asentamientos. Con este enfoque, la cantidad de pilotes está determinada sólo para reducir los asentamientos y consecuentemente resulta relativamente reducida. De esta manera se obliga a que se desarrolle fricción positiva en toda la longitud de los pilotes, Fig. 2.1b, y con ello a que teóricamente el nivel neutro coincida con la losa de cimentación. En este caso, la ecuación de equilibrio resulta:

$$W = Q_L + FP + C_p + U \quad (2.3)$$

donde Q_L es la fuerza resultante de la presión vertical efectiva en el contacto suelo-losa.

Con un enfoque de diseño similar al antes planteado, Hansbo y Jendeby (1983) reconocen a los “pilotes bajo fluencia” (*creep piles*). Dado que el suelo alrededor de los pilotes se mantiene en un proceso de fluencia, adoptan como carga de diseño a la “carga de fluencia”; ésta es la que causa un estado de falla por fluencia en la interfaz suelo-pilote (Hansbo, 1984; Jendeby, 1986), alcanzando con ello una resistencia residual que resulta menor a la carga de falla máxima. Para calcular esta capacidad de carga lateral consideran que debe adoptarse una resistencia de fluencia de la arcilla correspondiente al 70% de la resistencia cortante no-drenada *in-situ*, aproximadamente. Cabe aquí destacar que criterios equivalentes a estos se practicaban en México (Zeevaert, 1957 y 1973) casi treinta años antes de que se publicara aquella propuesta, incluso con una reducción mayor a la resistencia cortante que la antes mencionada, Tabla 2.1. Por otra parte, es un hecho bien conocido que conforme se reduce la velocidad de deformación para alcanzar la falla, o equivalentemente transcurre mayor tiempo para alcanzarla, menor resistencia exhibe un suelo; en la Fig. 2.2 se muestran resultados típicos de ensayos consolidados no drenados con medición de presión de poro para muestras inalteradas del valle de México.

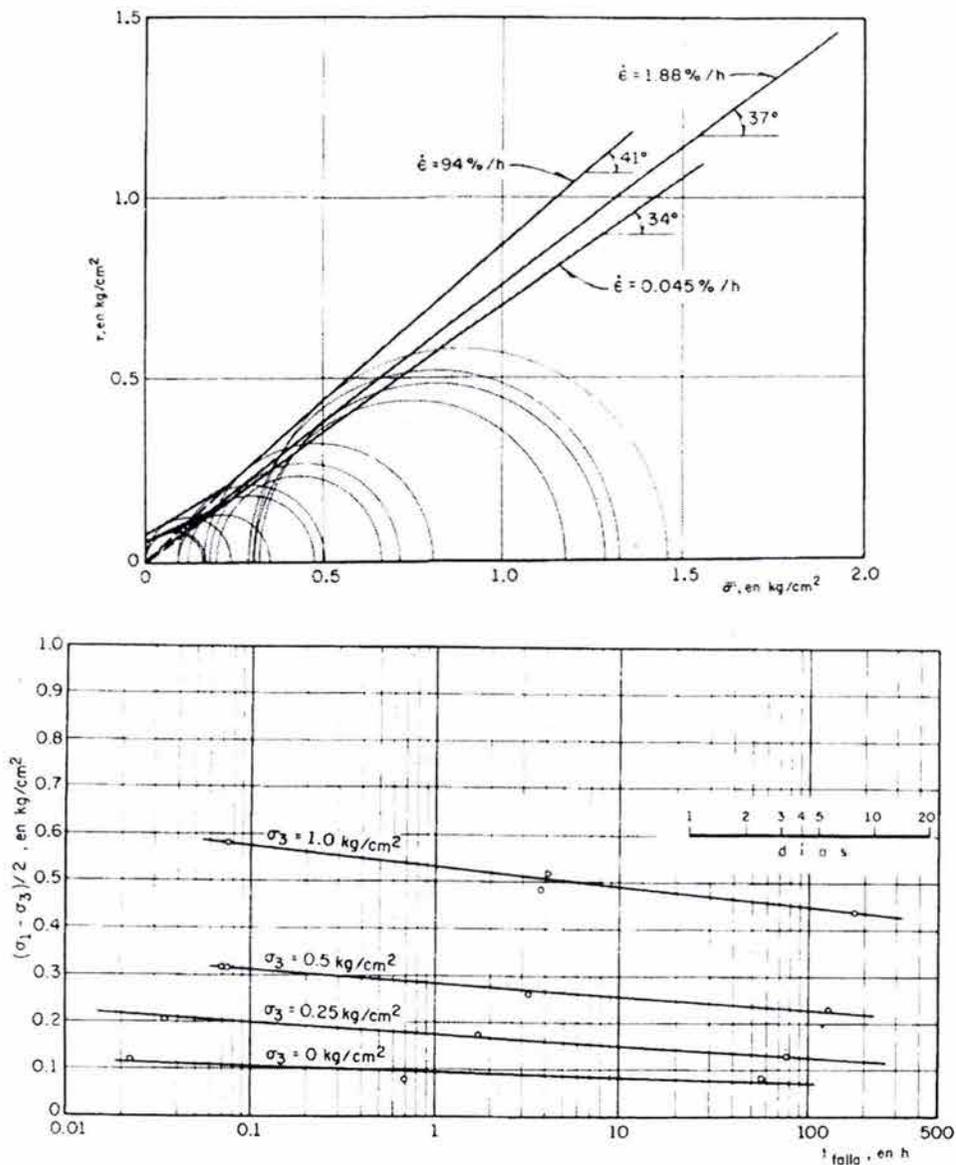


Fig 2.2 Evolución de la resistencia no drenada de arcilla de la ciudad de México, con el tiempo para alcanzar la falla (Alberro e Hiriart, 1973)

Cabe aquí anotar un hecho contrario a lo antes expuesto. Cuando el nivel de carga sostenida es de baja cuantía sobre un pilote de fricción hincado en arcilla, mediciones en Noruega realizadas por el NGI en un campo de pruebas, indican que su capacidad de carga aumenta conforme transcurre el tiempo; para que ello ocurra, el esfuerzo cortante generado en su interfaz debe ser apreciablemente menor que su resistencia cortante. El fenómeno de envejecimiento trae consigo la rigidización y aumento de resistencia.

2.2 Capacidad de carga de pilotes de fricción

El diseño práctico de pilotes de fricción afronta un problema complejo, para lo que con frecuencia se recurre a soluciones sobresimplificadas y empíricas, o francamente heurísticas que soslayan factores condicionantes importantes. Posiblemente el aspecto más relevante de éstos es el referente al proceso de instalación del pilote en el subsuelo, ya que usualmente conlleva cambios significativos en los estados de esfuerzo y en el campo de deformaciones alrededor de los pilotes; ello determina su reacción en términos de carga y de los movimientos que experimentan. Al respecto, deben reconocerse dos tipos generales de instalación:

- Pilotes desplazantes, los que al ser hincados por cualquier medio provocan una expansión lateral del suelo circundante, y una compresión bajo su punta, y
- Pilotes con excavación previa y colados *in-situ*, en los que la perturbación del suelo por la perforación es mínima, y en los que sólo podría ocurrir alguna modificación en su pared por la eventual presencia de lodo de perforación.

No son usuales los pilotes con perforación previa en la zona lacustre de la ciudad de México, dado lo blando del subsuelo, y porque se reconoce la menor capacidad de carga de su fuste, en comparación con los pilotes desplazantes (Zeevaert, 1972). Es frecuente recurrir a perforación previa sólo para pasar la costra de desecación o rellenos artificiales superficiales; o bien, a lentes arenosas a mayor profundidad que dificulten el paso del pilote. En todo caso, el diámetro de la perforación es siempre menor al lado mayor o al diámetro de los pilotes. Desde luego, la perforación previa y el colado *in-situ* se practican en la ciudad de México para construir pilas ($\Phi \geq 70$ cm), usualmente en la Zona de Transición o de Lomas.

El comportamiento de los pilotes se ve entonces influenciado por el procedimiento de instalación, así como por los cambios que a través del tiempo experimente el suelo a su alrededor. Por tanto, la predicción de ese comportamiento debe tomar en cuenta de manera realista y práctica los diferentes fenómenos y situaciones que ocurren desde su hincado, y luego los derivados de la aplicación de cargas sostenidas y dinámicas transitorias. La simulación completa del problema de pilotes desplazantes debe entonces involucrar:

- i) El proceso en sí de la instalación que provoca en el suelo desplazamientos primordialmente radiales a partir del fuste del pilote, con grandes distorsiones y remoldeo, vencimiento del esfuerzo cortante, y la generación de incrementos altos de presión de poro.
- ii) La ocurrencia de reconsolidación y el ajuste de los esfuerzos efectivos alrededor del pilote, como resultado de la disipación de la presión de poro inducida.

- iii) El proceso de aplicación incremental de carga sostenida hasta alcanzar eventualmente condiciones de fluencia en el suelo en contacto con el pilote, y la interacción del movimiento de éstos con los movimientos regionales del terreno, en su caso.
- iv) La posible degradación de la capacidad de carga por la disminución de resistencia cortante del suelo, debido a acciones sísmicas de amplitudes dinámicas significativas; y de los procesos tixotrópicos posteriores que determinan la recuperación de su resistencia y consecuentemente de la capacidad de carga.
- v) Efectos del hundimiento regional, lo que puede traducirse en fricción negativa sobre los pilotes y con ello, en fuerzas de arrastre adicionales a las cargas permanentes.

En la ingeniería práctica sin embargo, se adoptan simplificaciones drásticas, que en el mejor de los casos ofrecen soluciones parciales a las situaciones antes descritas. Así, el procedimiento que inicialmente se propuso para estimar la resistencia movilizada a lo largo del fuste de los pilotes de fricción, fue mediante la resistencia no drenada inalterada original del suelo donde éstos se hincan (Tomlinson, 1957; Peck, 1958), afectada por un factor empírico de adherencia, α , con valores indicados en la Tabla 2.1. En los últimos 15 años se han introducido mejoras a la propuesta original, con lo que se han tomado en cuenta de manera explícita variables tales como la longitud de los pilotes, el cociente de preconsolidación, y el cociente de resistencia $\psi = c_u/\sigma_v$. Este método en términos de esfuerzos totales, conocido genéricamente como “Método Alfa”, es el que se adopta en el Reglamento de Construcciones para el D.F. (NTC, 1995), y se mantiene incluso para el diseño de cimentaciones tan importantes como las plataformas petroleras fuera de costa (API, 2000). No obstante, cabe advertir respecto a este último enfoque, que la práctica recomendada por el API (Lacasse y Boisard, 1994) –indicada también en la Tabla 2.1– refleja la necesidad de relacionar el comportamiento friccionante en el fuste del pilote a los esfuerzos efectivos, más que a sólo la resistencia cortante no drenada.

Es un hecho ahora bien establecido y comprobado en muchos sitios de prueba (Jardine y Chow, 1996) que la falla en el fuste de un pilote está gobernada por la ley de resistencia de Coulomb **en términos de esfuerzos efectivos**; los análisis de este tipo se conocen como “Métodos Beta”. Como resultado del remoldeo al instalar un pilote, el suelo no tiene cohesión efectiva; este enfoque lo adoptó Zeevaert (1959) y Eide y coautores (1961) y ha sido documentado ampliamente por Burland (1973).

Además de las dos formulaciones antes mencionadas, en la Tabla 2.1 se ha incluido un procedimiento mixto conocido como “Método Lambda”. Cabe distinguir otro enfoque de diseño que tiene gran arraigo en Europa, consistente en relacionar los parámetros medidos *in-situ* con equipos tales como piezocono, presurímetro, o los de *CPT* y *SPT*, con la fricción lateral de un pilote.

Tabla 2.1 Métodos de diseño de pilotes de fricción

MÉTODO Y AUTORES	FORMULACIÓN								
ALFA. Esfuerzos totales	$f_s = \alpha c_u$								
Tomlinson, 1957	De mediciones en campo, expresa la adherencia como una fracción de la resistencia no-drenada inalterada de la arcilla c_u ; tal fracción es el “factor de adherencia”, α . Los valores de α disminuyen conforme aumenta la rigidez de la arcilla, lo liso de la superficie, y para pilotes metálicos. Los valores de α van de 1.0 en arcillas muy blandas, a 0.2 en arcillas muy duras.								
Zeevaert, 1957 y 1973	$f_s = 0.3 q_u$ q_u es la resistencia a la compresión no confinada en muestras inalteradas de arcilla en su condición original.								
Hansbo y Jendebý, 1983	Sólo 70% de c_u . Suelo circundante en condición de fluencia.								
Simple y Ridgen, 1984	$f_s = \alpha_1 LE c_u$ $\alpha_1 = 1.0$, para $\psi = \text{cociente de resistencia} = c_u/\sigma_v \leq 0.35$ $\alpha_1 = 0.365 - 1.392 \log \psi$, para $0.35 < \psi < 0.8$ $\alpha_1 = 0.5$, para $\psi \geq 0.8$ $LE = 1.0$, para $L/B \leq 50$; $L = \text{largo de pilotes}$ $LE = 2.34 - 0.789 \log (L/B)$, para $50 < L/B < 120$ $LE = 0.7$, para $L/B \geq 120$ $B = \text{diámetro o ancho}$ $\sigma_v = \text{esfuerzo efectivo vertical medio}$								
Randolph y Murphy, 1979	$f_s = \alpha c_u$ $\alpha = 0.5 [1/\psi]^{0.5}$, para $0 < \psi < 1$								
API RP 2A, 2000	$f_s = \alpha LE c_u$ $\alpha = 0.5 \psi^{-0.5}$, para $\psi \leq 1$; $\alpha = 0.5 \psi^{-0.25}$, para $\psi > 1$ i) Arcillas de alta compresibilidad (CH) NC: $\alpha = 1.0$ PC: $\alpha = 1.0$, pero $f_{\max} = \max [48 \text{ kPa}, c_u \text{ (NC)}]$ ii) Arcillas de mediana a baja compresibilidad (CL) <table style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td style="text-align: center;">$c_u, \text{ kPa}$</td> <td style="text-align: center;">α</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">< 24</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$24 \text{ a } 72$</td> <td style="text-align: center;">$0.5 + (72 - c_u)(0.0104)$</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">> 72</td> <td style="text-align: center;">0.5</td> </tr> </table>	$c_u, \text{ kPa}$	α	< 24	1.0	$24 \text{ a } 72$	$0.5 + (72 - c_u)(0.0104)$	> 72	0.5
$c_u, \text{ kPa}$	α								
< 24	1.0								
$24 \text{ a } 72$	$0.5 + (72 - c_u)(0.0104)$								
> 72	0.5								

Tabla 2.1 Métodos de diseño de pilotes de fricción (continuación)

MÉTODO Y AUTORES	FORMULACIÓN
BETA. Esfuerzos efectivos	$\tau_s = K f(\delta) \sigma_v = \beta \sigma_v$ <p>K = cociente entre esfuerzos efectivos horizontal y vertical δ = ángulo de fricción en la interfaz suelo-pilote σ_v = esfuerzo vertical efectivo</p>
Zeevaert, 1973	$K = (1 - \text{sen}^2 \phi) (1 + \text{sen}^2 \phi)$ $f(\delta) = \tan \phi$ <p>ϕ, obtenido en ensayos drenados con material remoldeado-reconsolidado</p>
Burland, 1973	$K = 1 - \text{sen} \phi$ $f(\delta) = \tan \phi$ <p>ϕ = ángulo efectivo de fricción interna</p>
Kerisel, 1976	$K f(\delta) = (2 - \text{sen} \phi) (\text{sen} 2\phi)/4 = \beta$
Meyerhof, 1976	<p>Arcillas NC: $\beta = \text{Func}(L)$ Arcillas PC: $\beta = 1.5 (1 - \text{sen} \phi) \tan \phi \overline{CPC}$ CPC = cociente de preconsolidación</p>
Flaate y Selnes, 1977	$\tau_s = 0.4 \overline{CPC} \mu_L \sigma_v$ $\mu_L = \frac{L + 65.6}{2L + 65.6}, L \text{ en pies}$
LAMBDA. Mixto	$f = \lambda (\sigma_{vm} + 2c_{um})$
Vijayvergiya y Focht, 1972	<p>λ = coeficiente empírico = Func(L) σ_{vm} = valor medio de σ_v a lo largo del pilote c_{um} = resistencia no drenada media a lo largo del pilote L = longitud del pilote</p>

La simulación de la movilización de esfuerzos cortantes a lo largo del fuste, puede representarse mediante una prueba de corte simple, o de corte directo, en muestras de suelo-suelo o suelo-concreto. Estas pruebas (Karlsrud *et al.*, 1986; Azzouz *et al.*, 1990; Ovando-Shelley, 1995) resultan representativas de los grandes desplazamientos y del remoldeo que sucede en la interfaz pilote-suelo.

Diversos investigadores han prestado atención al desarrollo de métodos que simulen mejor las condiciones ya descritas que enfrentan los pilotes de fricción. Para tomar en cuenta de manera racional el proceso de instalación del pilote, se ha recurrido a: a) *el método de la expansión de cavidades* (Randolph *et al.*, 1979) en el que se asume que la penetración del pilote induce desplazamientos radiales del suelo como los provocados por la expansión de una cavidad cilíndrica; y, b) *el método de la trayectoria de deformaciones* (Baligh, 1985), el cual incluye tanto los desplazamientos verticales como la deformación cortante del suelo.

Dados los daños observados en edificios con pilotes de fricción provocados por los sismos de 1985 en la ciudad de México, los que se abordan en el inciso 2.4, debe considerarse explícitamente la eventual degradación de la capacidad de carga de los pilotes por acciones dinámicas intensas. Tal reducción de la capacidad de los pilotes es un fenómeno que por primera vez se documenta con mediciones en una cimentación real en esta tesis. Así mismo, debe prestarse consideración a la posible reducción por fatiga de la capacidad de los pilotes, ocasionada por la aplicación repetida de un gran número de cargas cíclicas. Diversos aspectos referentes a la consideración de esas cargas cíclicas se exponen en el inciso 2.5.

2.2.1 *Discusión*

Desde la exposición original de Tomlinson (1957) existe consenso mundial en que el factor de adherencia máximo para aplicarse en el Método α debe ser unitario, para pilotes no muy largos en suelos arcillosos muy blandos. En una experiencia de pruebas de carga en pilotes de fricción, más bien cortos, en la ciudad de México, Jaime *et al.* (1990) concluyeron que el valor del factor α resultaba con valores ligeramente superiores a la unidad; debe sin embargo distinguirse que no eran ensayos con carga sostenida ni a largo plazo. Adicionalmente, se enfrentan algunas dificultades en la aplicación del Método α , derivadas de las opciones para determinar c_u . Un aspecto que se ha discutido es si la resistencia cortante debe ser la inalterada previa, o la correspondiente a la condición remoldeada y reconsolidada, a fin de tomar en cuenta la instalación del pilote; en general, por la simplicidad del ensaye, ha prevalecido el primer enfoque. En la versión 1977 del RGDF se señalaba a la prueba de compresión simple para obtener este parámetro, en tanto que desde la versión de 1987 se indican ensayos triaxiales UU, reconociendo que aquel ensaye subestima esta resistencia. El valor implícito de α que asume el RGDF para las arcillas de la zona III es unitario; no reconoce al factor de adherencia, α .

La corrección propuesta de Semple y Ridgen (1984) no modifica en general la solución original para nuestra ciudad. En efecto, dada su naturaleza normalmente consolidada, el cociente de resistencia es menor de 0.35, por lo que no procede ninguna reducción al valor de α . Así mismo, puede distinguirse que la corrección por longitud, LE, es casi unitaria ya que

cuando los pilotes de fricción se alojan en la primera formación arcillosa, éstos son de unos 25 a 30 m, para los que usualmente el cociente L/B alcanza valores entre 50 y 60. Por otra parte, los resultados y propuestas de Randolph y Murphy, y de Karlsrud señalan sin duda que los valores de α más cercanos a la unidad, corresponden a los suelos con mayor índice plástico y con menor cociente de resistencia; ambas condiciones las cumplen los suelos arcillosos del valle de México. Si los pilotes atraviesan la primera capa dura y son de una longitud apreciablemente mayor a las antes mencionadas, como ocurre al cimentar hacia el oriente de la ciudad, procedería desde luego la corrección por la longitud de los pilotes.

Reconociendo los procesos previos de hincado y reconsolidación, y con base en pruebas de compresión no confinada, Zeevaert (1973) señala que la resistencia cortante del suelo circundante a un pilote, se encuentra reducida a aproximadamente el 60% de su valor inalterado original; postula que esa resistencia mínima ocurre a una distancia del 10% del radio del pilote, a partir de su fuste. Lo anterior implica un área lateral del pilote, 10% mayor que la considerada por el resto de profesionales geotécnicos. La reducción del 60% y el aumento de 10% determinan, para todo fin práctico, casi la misma resistencia reducida propuesta por Hansbo y Jendebý (1983) que es del 70%. Debe señalarse que estas reducciones de la resistencia cortante no se han generalizado en la práctica mexicana, aunque los resultados experimentales de laboratorio con suelos arcillosos, incluyendo el de la ciudad de México, muestran que en efecto la resistencia cortante varía de manera inversamente proporcional al logaritmo del tiempo para alcanzar la falla, Fig. 2.2b. A las consideraciones anteriores debe añadirse que dados los diversos estratos con rigideces diferentes que atraviesan los pilotes, no puede asumirse que todos ellos aporten su resistencia máxima, y al mismo tiempo.

Así pues, no parecen existir motivos para soslayar la corrección en la fricción de los pilotes, por el continuo movimiento que mantienen respecto al suelo circundante. Más aún, por lo ya señalado cabría considerar que la resistencia cortante del suelo fuese la residual, o la correspondiente a grandes deformaciones. Favorablemente nuestra arcilla acusa una pérdida no mayor del 10 al 15% en ensayos de corte directo en interfaces suelo-concreto (Ovando, 1995); o en pruebas triaxiales CU con medición de presión de poro, Fig. 2.3, ya sean muestras inalteradas o remoldeadas. Es probable que por una acción compensatoria no se haya considerado necesaria la adopción de un factor $\alpha < 1$, teniendo presente el tipo de ensaye para determinar la resistencia no drenada en México. En efecto, mientras que en Suecia se mide esa resistencia mediante pruebas de veleta en campo y no son usuales los ensayos triaxiales, lo cotidiano aquí es determinarla en pruebas de compresión en el laboratorio, en muchas ocasiones sin presión confinante. Los efectos de remoldeo y alivio de esfuerzos por el muestreo redundan en una subestimación de la resistencia al corte en los ensayos de laboratorio, respecto a los

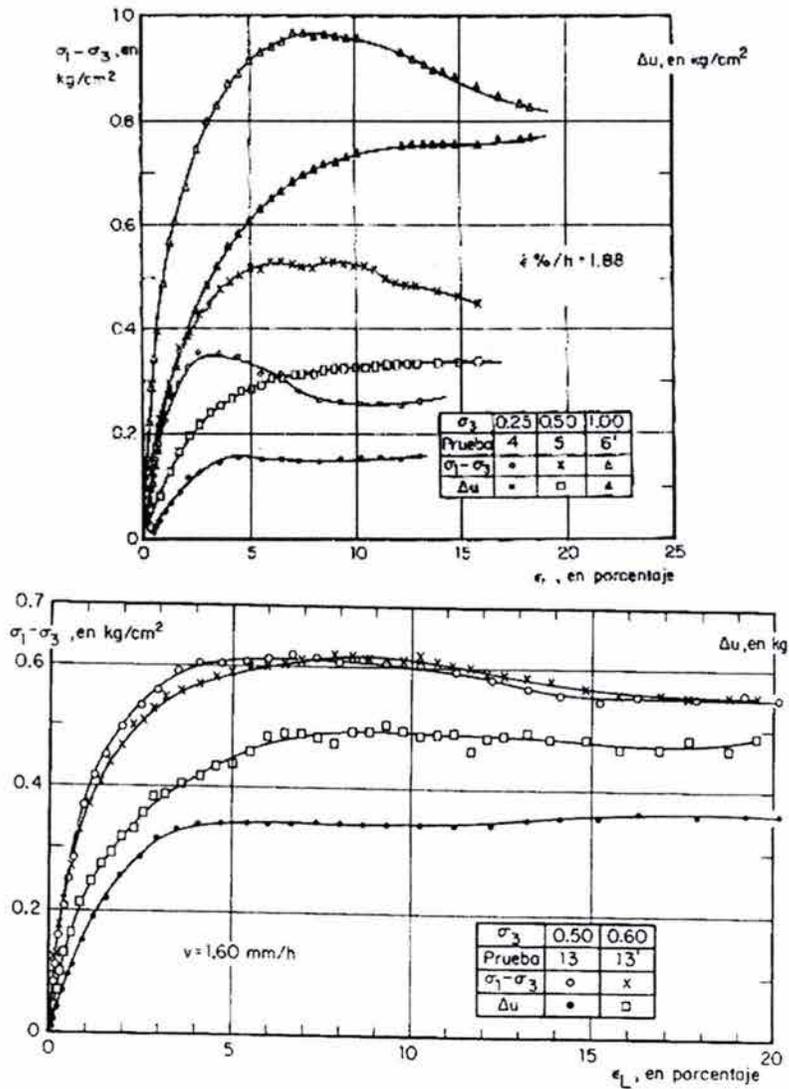


Fig 2.3 Curvas esfuerzo-deformación de muestras arcillosas de la ciudad de México, en ensayos triaxiales CU con medición de presión de poro (Alberro e Hiriart, 1973)

practicados *in-situ*. En las últimas versiones del RCDF se indica expresamente que deben realizarse ensayos triaxiales UU para la obtención de esa resistencia, por lo que ello deja de ser un atenuante para no considerar la reducción a la resistencia cortante del suelo original.

Como se demostrará en los capítulos 5 y 8, el caso-historia estudiado en esta tesis nos indica que la resistencia cortante desarrollada en el fuste de los pilotes es una fracción de la resistencia no drenada original *in-situ*, lo que equivale a adoptar un factor α menor que la unidad; a largo plazo, en el fuste de los pilotes se desarrolla una resistencia menor que la

máxima. Se estima necesario que estas determinaciones sean consideradas en las revisiones subsecuentes de las N.T.C. para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del RCDF.

Cabe agregar que la solución que propone Zeevaert (1973) para cuantificar la capacidad de carga por fricción, hace uso combinado de un método α y de un método β . Para la porción superior de un pilote considera la resistencia cortante ganada por la reconsolidación del suelo después del hincado; a su vez, en la porción inferior del pilote, y a partir de que alcanza un valor menor que aquélla, adopta la fracción ya mencionada de la resistencia no drenada original. Parece inconsistente que se mezclen en una misma solución esfuerzos y parámetros tanto en términos de esfuerzos efectivos, como de esfuerzos totales.

En cuanto a los Métodos β , es interesante observar que las tres soluciones del término $K f(\delta) = \beta$ determinadas por Burland, Zeevaert y Kerisel llevan a soluciones muy similares, dentro del intervalo de los ángulos ϕ que serían aplicables a los suelos arcillosos blandos. En efecto, puede distinguirse en la Fig. 2.4 que los valores de β caen entre 0.25 y 0.35 para un intervalo amplio de valores del ángulo de fricción. Ello pone de manifiesto que desde un punto de vista práctico, no es tan relevante la condición que se asuma por lo que toca a las condiciones de remoldeo en la interfaz, lo que determina el valor de β . De acuerdo a lo presentado en la Tabla 2.1, resulta que:

$$\tau_s = K \tan \delta \sigma_v = \beta \sigma_v = \psi \alpha \sigma_v \quad (2.4)$$

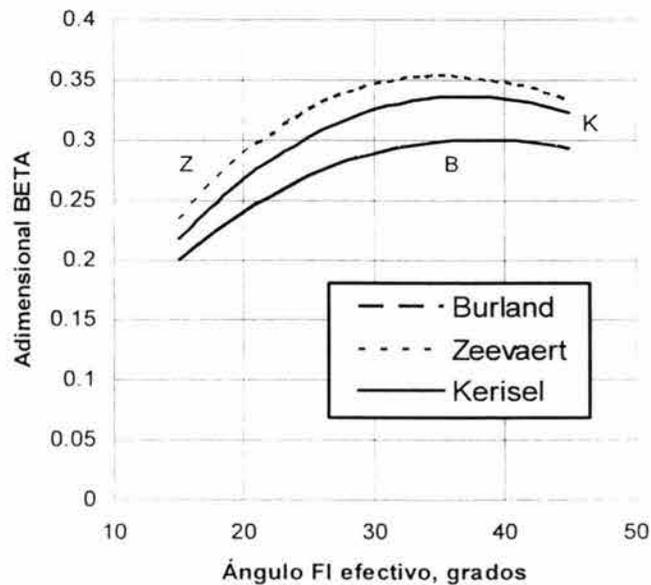


Fig. 2.4 Variación del término β , según tres soluciones diferentes

Puede distinguirse la equivalencia entre β y el producto del factor de adherencia α y el cociente ψ . Sin embargo, debe destacarse que existe una diferencia sustancial, ya que mientras el factor α es francamente empírico, el término adimensional β está determinado por los parámetros K y δ , derivados de principios bien establecidos de esfuerzos efectivos, presiones laterales y fricción.

Por lo que toca al Método λ , no parece tener sustento en bases aceptadas de mecánica de suelos; sin embargo, si consideramos que para arcillas NC el cociente $\psi = c_u / \sigma_v$ es del orden de 0.25, encontraríamos que para el caso de un pilote de 15 m de longitud, sus autores señalan que $\lambda = 0.2$. Ello llevaría a establecer que $f_s = 0.3 \sigma_v$, que resulta el valor propuesto por Burland (*op cit.*) con el Método β .

2.2.2 Capacidad de carga última y contribución de la punta

La capacidad de carga última de un pilote, Q_u , bajo cargas monotónicas estáticas puede expresarse como:

$$Q_u = Q_p + Q_s = q_p A_p + f_s A_s \quad (2.5)$$

donde Q_p es la capacidad última de la punta, resultante de la resistencia unitaria última, q_p actuante en el área transversal de la punta del pilote, A_p .

Q_s es la capacidad última de la superficie lateral del pilote, A_s , en donde actúa la resistencia cortante media del fuste, f_s , ampliamente discutida en el subinciso anterior.

La resistencia unitaria última de la punta puede expresarse (Meyerhof, 1976) como:

$$q_p = c_u N_c + p_v N_q \leq q_m \quad (2.6)$$

donde c_u es la cohesión unitaria media cerca y debajo de la punta del pilote; p_v es el esfuerzo vertical total en la punta, y N_c y N_q son factores adimensionales de capacidad de carga; q_m es un valor límite de la resistencia unitaria de punta, el cual no está claramente definido. Los factores adimensionales de capacidad de carga N_c y N_q dependen del ángulo de fricción del suelo y de la profundidad L_b en que está embebido el pilote en el estrato resistente; para el caso en que el pilote se aloje en un estrato homogéneo, $L_b = L$. Para la condición no drenada ($\phi_u = 0$), $N_q = 1$, y el valor de N_c frecuentemente usado para pilotes hincados en la arcilla de la ciudad de México es de 9, aunque se reconocen valores de 10 para arcillas PC insensitivas, y de 5 para arcillas NC, frágiles y sensitivas. Meyerhof (*op. cit.*) apunta que cualquier perturbación de la arcilla por

la instalación del pilote afecta principalmente la resistencia inicial de la punta, pero que la consolidación subsecuente conducirá a una capacidad de carga que excede el valor no drenado al fin de la construcción de una cimentación. De aquí que usualmente la capacidad de carga no drenada representa una cota inferior segura.

2.3 Asentamientos del sistema cajón o losa y pilotes de fricción

2.3.1 Procedimientos simplificados

Para estimar asentamientos de cimentaciones se cuenta con una diversidad de procedimientos analíticos y numéricos que van desde los muy simplificados hasta los tratamientos más elaborados. Entre los primeros podemos citar el de tipo heurístico propuesto por Terzaghi y Peck (1967) en el que la carga aplicada a una cimentación piloteada se supone distribuida en una “losa equivalente” ubicada a una profundidad de dos tercios de la longitud de los pilotes, y con dimensiones mayores a las reales, Fig. 2.5; éstas definidas usualmente por una pendiente 1:2. El asentamiento medio de la cimentación se calcularía considerando sólo la contribución de la porción por debajo de esa supuesta área uniformemente cargada, involucrando las propiedades de compresibilidad de sus estratos.

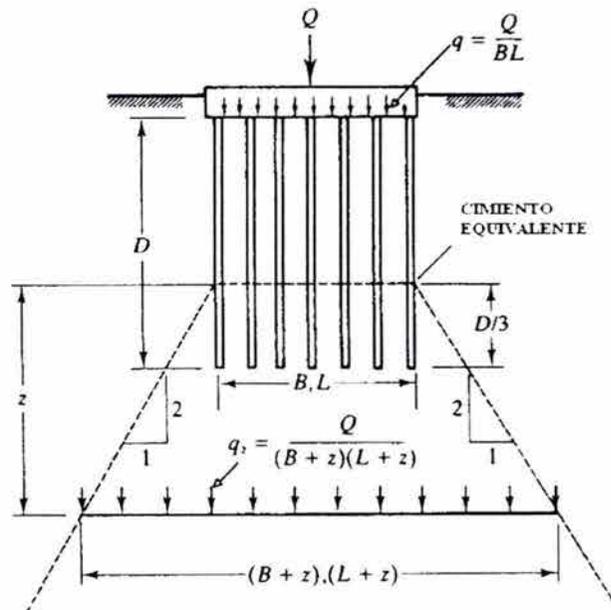


Fig. 2.5 El concepto de cimentación equivalente para el cálculo de asentamientos de un grupo de pilotes (Terzaghi y Peck, 1967)

Otro procedimiento simplificado considera a la masa de suelo comprendida por los pilotes como un continuo, reemplazando al grupo de éstos por una “pila equivalente” de forma cilíndrica o prismática, Fig. 2.6. Su diámetro resultaría igual a $[(4/\pi) A_g]^{1/2}$, y con un módulo de deformación elástico equivalente: $E_{eq} = E_s + (E_p - E_s) (A_p / A_g)$, en donde el subíndice p corresponde a los pilotes, y s al suelo. A_g resulta el área comprendida por el grupo de pilotes, y A_p es el área transversal total de éstos. La respuesta carga-aseptamiento de la pila equivalente puede calcularse con las soluciones aplicables a pilotes aislados (Poulos y Davis, 1980).

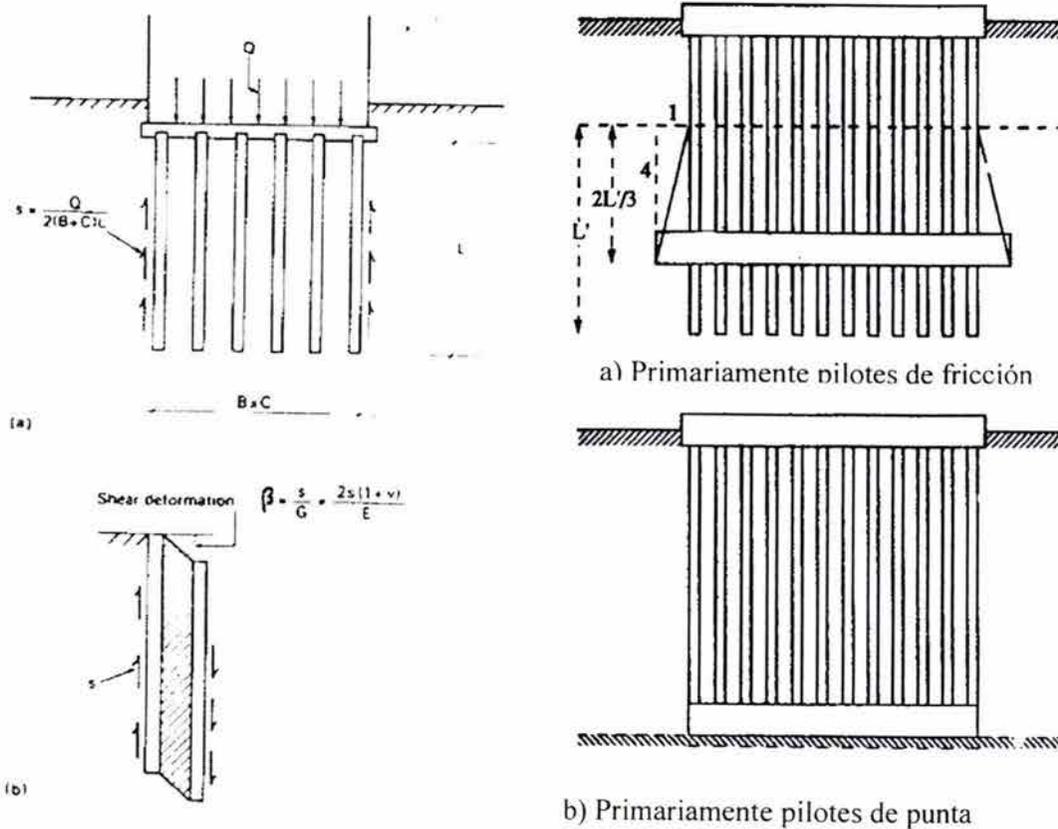


Fig 2.6 Análisis de un grupo de pilotes como una pila equivalente

El análisis de pila equivalente apunta a la idea de un “continuo reforzado” adelantado por Burland y coautores (1977), con lo que los pilotes deberían considerarse como refuerzos del suelo bajo una cimentación de manera análoga a como se trata en otros campos de la ingeniería a los materiales compuestos, el concreto reforzado por ejemplo. Randolph (1994) estima que la atención del análisis debería prestarse a la respuesta global del compuesto, más que hacia la respuesta detallada de cada fibra reforzante.

Para considerar la pertinencia de los enfoques de losa equivalente o pila equivalente, Randolph y Clancy (1993) proponen se cuantifique el término \mathcal{R} , que toma en cuenta la esbeltez del grupo y el grado de interacción entre pilotes; así resulta, que

$$\mathcal{R} = (n^{1/2} S / L) (L/S)^{1/2} = (n S / L)^{1/2} \quad (2.7)$$

en donde n es el número de pilotes de un supuesto grupo cuadrado, S el espaciamiento y L la longitud embebida de los pilotes. Señalan que para valores de \mathcal{R} mayores que 4, la analogía con la losa equivalente resulta la más lógica; a su vez, los valores menores de \mathcal{R} , y en particular aquéllos menores que 2, indicarían que un análisis de pila equivalente sería el más conveniente.

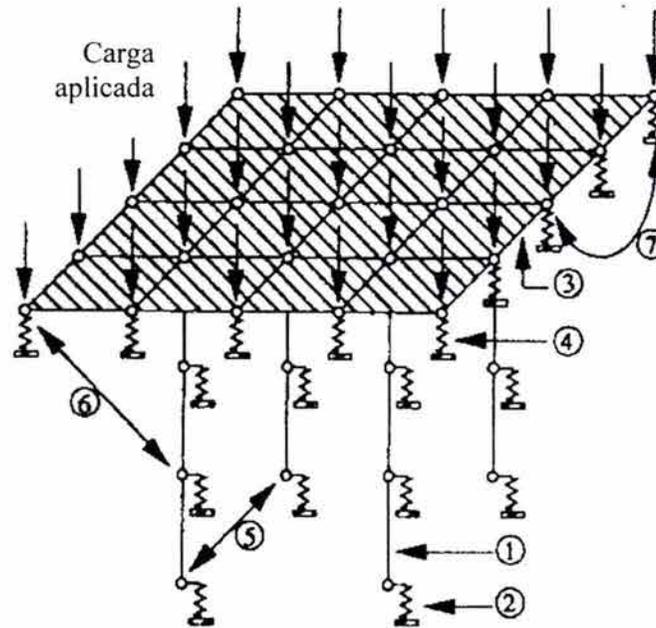
2.3.2 Procedimientos más rigurosos

En el otro extremo de los procedimientos antes descritos, podría reconocerse el tratamiento más riguroso del método de los elementos de frontera, descrito por Banerjee y Butterfield (1981). En este caso, pilotes y losa se dividen en elementos, en cada uno de los cuales se define una relación entre su desplazamiento y su esfuerzo, por ejemplo con la función de Mindlin (1936). Posteriormente, se establecen las ecuaciones para la respuesta estructural de las unidades de la cimentación, usando un enfoque de diferencias finitas o del elemento finito. Estos dos juegos de ecuaciones, junto con las de equilibrio general, permiten conocer la rigidez y las distribuciones de carga y el campo de desplazamientos.

La mayoría de las veces, el análisis riguroso resulta excesivo para cuestiones ingenieriles, según opinión de Terzaghi y Peck (1967). Sin embargo, usualmente también parecerá insuficiente recurrir a una solución simplificada, sobre todo si se adopta un enfoque de diseño orientado a no rebasar cierto nivel de asentamientos. Así, surgen otros métodos de rigurosidad intermedia en los que se introducen ciertas hipótesis simplificadoras, proporcionando estimaciones de asentamientos, lo suficientemente aproximadas para fines prácticos.

Una simplificación usual es la consideración de un mecanismo de transferencia de carga en el que se establecen esfuerzos locales a lo largo del pilote, combinada con la solución elástica de Mindlin que proporciona los desplazamientos en el interior de la masa de suelo, a los que se suman los debidos a cargas actuantes en las otras unidades de la cimentación. De antemano, una consideración que debe asumirse en este caso es la forma en la que las cargas actuantes se distribuyen entre los pilotes y la losa de cimentación; sin embargo, con frecuencia no se toman en cuenta todas las interacciones entre los diferentes elementos de una cimentación, llegando incluso a considerar que la losa de cimentación no hace contacto con el

suelo de apoyo. Clancy y Randolph (1996) han descrito un análisis en el que se toman en cuenta prácticamente todos los efectos de interacción entre pilotes, suelo y losa, como se visualiza en la Fig. 2.7, incluyendo la deformación por flexión de la losa. Para el caso de la ciudad de México, sin embargo, habría que añadir a las interacciones indicadas, las debidas al asentamiento regional motivado por los abatimientos piezométricos, así como los cambios que experimentarían cada una de las interacciones por el efecto dinámico que imponen los sismos.



1. Elemento de pilote unidimensional
2. Resistencia del terreno en cada nodo del pilote, representado por resortes "T-z" no lineales
3. Placas flexionantes bidimensionales de la malla del elemento finito que representa la losa
4. Resistencia del terreno en cada nodo de la losa, representada por un resorte equivalente
5. Efectos de interacción pilote-suelo-pilote, calculados entre pares de nodos usando la ecuación de Mindlin
6. Interacción pilote-suelo-losa
7. Interacción losa-suelo-losa

Fig. 2.7 Representación de las interacciones entre los diferentes elementos de un sistema de cimentación pilotes-losa (Clancy y Randolph, 1993)

Otro enfoque amplio de análisis es aquel en el que se hace uso de factores de interacción para representar la influencia de una unidad completa de cimentación, tal como un pilote o la propia losa de cimentación, sobre los desplazamientos de otra unidad de cimentación. Hain y Lee (1978) reconocen las cuatro fuentes de interacción siguientes: pilote a pilote, carga superficial a pilote, pilote a la superficie del terreno, y entre superficie cargada del terreno y superficie del terreno. Un factor de interacción, χ , da la proporción del asentamiento de la

unidad j sobre la unidad i . Suponiendo cargas P_i y P_j actuando en las unidades de cimentación que poseen rigideces k_i y k_j ; entonces el asentamiento de la unidad i está dado por:

$$w_i = P_i / k_i + \chi_{ij} P_j / k_j \quad (2.8)$$

Un aspecto medular en el diseño de sistemas pilotes-losa tiene que ver con las proporciones relativas de las cargas soportadas por los pilotes y la losa; para analizarlo, el método de los factores de interacción da luz al respecto. Tomando en consideración lo anterior, y si aceptamos los subíndices p para el grupo de pilotes, y r para la losa, entonces el asentamiento de cada componente se puede expresar como:

$$\begin{Bmatrix} w_p \\ w_r \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/k_p & \chi_{pr}/k_r \\ \chi_{rp}/k_p & 1/k_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_p \\ P_r \end{Bmatrix} \quad (2.9)$$

Donde χ_{pr} y χ_{rp} son factores de interacción, y P y k son las cargas y las rigideces asociadas a cada componente. Por el teorema de los efectos recíprocos de Maxwell, los términos de la diagonal secundaria de la matriz de flexibilidades deben ser iguales, de tal forma que : $\chi_{pr} = \chi_{rp} (k_r / k_p)$. Por otra parte, al cumplirse que el asentamiento medio de pilotes y losa es idéntico, y que la carga total es la suma de las cargas que toman pilotes y losa, la rigidez del conjunto pilotes-losa debe plantearse a partir de la consideración:

$k_{pr} = P_{total} / w_p = (P_p + P_r) / w_r$; ello conduce a la expresión:

$$k_{pr} = \frac{k_p + (1 - 2\chi_{rp})k_r}{1 - \chi_{rp}^2(k_r / k_p)} \quad (2.10)$$

En el estudio de los factores de interacción χ_{rp} se han involucrado el espaciamiento entre pilotes, así como el cociente de los módulos de deformabilidad entre pilote y suelo, lo que ha llevado (Randolph, 1994) a concluir que para grupos grandes de pilotes, y prácticamente de manera independiente a los cocientes antes mencionados, el valor de χ_{rp} tiende a un valor constante de aproximadamente 0.8, como se constata en la Fig. 2.8; al sustituir esta cantidad en la ecuación anterior, se llega a que la rigidez de la losa piloteada es:

$$k_{pr} = \frac{1 - 0.6(k_r / k_p)}{1 - 0.64(k_r / k_p)} k_p \quad (2.11)$$

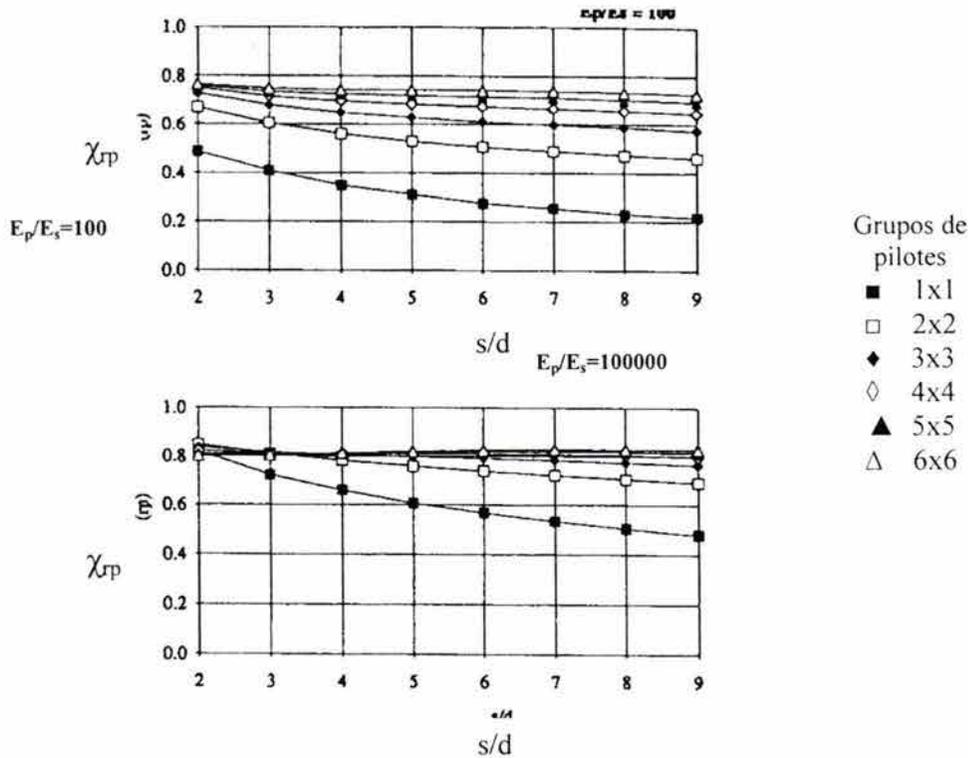


Fig 2.8 Valores del factor de interacción χ_{rp} para grupos de pilotes con espaciamientos variables y diversas deformabilidades relativas (Randolph, 1994)

La expresión 2.11 permite distinguir un hecho muy importante, que es el referente a que la rigidez combinada de la cimentación está determinada por la rigidez del grupo de pilotes sólomente. Procediendo de manera análoga, el cociente entre las cargas soportadas por la losa de cimentación y el grupo de pilotes resulta:

$$\frac{P_r}{P_p} = \frac{0.2}{1 - 0.8(k_r / k_p)} \frac{k_r}{k_p} \quad (2.12)$$

En los métodos como el antes descrito, se adoptan propiedades elásticas de deformabilidad del suelo, aun cuando se desarrolle la resistencia friccionante en su fuste. Se considera usualmente que la movilización total de la resistencia ocurre con un reducido desplazamiento relativo pilote-suelo de aproximadamente 1% del diámetro del pilote, lo que induce distorsiones locales en el suelo adosado al fuste del orden de 0.0125%; éstas variarían de manera inversamente proporcional con la distancia desde el fuste dentro del campo de pilotes. Estos últimos niveles de distorsión, γ , llevarían a adoptar, para estimar efectos de interacción, los valores del módulo cortante G , atendiendo a las curvas G - γ respectivas.

Un enfoque diferente para calcular la matriz de flexibilidades en el análisis de asentamientos es el que en ocasiones se adopta en la zona lacustre de la ciudad de México, involucrando parámetros elastoplásticos e incluso viscosos, dentro de un método combinado del tipo de los ya descritos en este subinciso; tal procedimiento combina un mecanismo de interacción y una solución elástica, aunque ésta sólo para calcular incrementos de esfuerzo. En efecto, implícitamente se reconoce que se desarrollan niveles altos de distorsión en la masa de suelo, en función de que en condiciones de trabajo a menudo se pone en juego por completo la resistencia en el fuste de los pilotes, y que no son excepcionales asentamientos de varios decímetros. Cabe señalar que en estas condiciones de comportamiento no-lineal del suelo, el principio de interacción elástica entre los pilotes tiene limitaciones, por lo que el asentamiento de un pilote se concentra alrededor del mismo, y no contribuye a la interacción con los pilotes vecinos. En el método propuesto por Zeevaert no se consideran todas las interacciones como las indicadas en la Fig. 2.7, lo que parece justificado en función de lo antes señalado. De entre los mecanismos de interacción, Zeevaert (1972) reconoce la influencia de la losa, recurriendo a la solución elástica de Fröhlich para cuantificar los incrementos de esfuerzo vertical que ejerce a profundidad. A su vez, la variación que sufre el esfuerzo vertical en la masa de suelo comprendida en el campo de pilotes, atiende a un mecanismo de transferencia de cargas por el desarrollo total de la resistencia cortante en el fuste, involucrando áreas de influencia de cada pilote acordes con la geometría del grupo y la separación entre pilotes.

Partiendo del conocimiento del estado de esfuerzos efectivos con la profundidad, se calculan los incrementos de esfuerzo vertical debidos a los diferentes mecanismos de interacción. De acuerdo con esos niveles de esfuerzo y su variación, se consideran los parámetros de compresibilidad (Zeevaert, 1972) de los diferentes estratos, reconociendo con ello su respuesta no-lineal. En el cálculo de los asentamientos se involucran los procesos de consolidación, estimando así su evolución con el tiempo. Cabe señalar que en este procedimiento, el fenómeno de interacción se considera desacoplado, lo que representa una simplificación del fenómeno físico. Su impacto en la respuesta calculada depende de la importancia que, para el caso específico, tenga el acoplamiento entre pilotes y losa (transferencia de carga entre estos elementos).

Como se distingue de este repaso, la cuantificación de asentamientos adopta por una parte soluciones que involucran fenómenos de deformabilidad con distorsiones elásticas, que son independientes del tiempo, y valederos para todo tipo de suelos. Si el nivel de esfuerzos inducidos es suficientemente menor que la resistencia de falla, y se cae en una porción más bien lineal de su comportamiento esfuerzo-deformación, será este componente elástico el que fundamentalmente predomine. Sin embargo, la mayoría de las veces debe reconocerse que además de esa deformación elástica, ocurren procesos de compresibilidad con deformaciones

elastoplásticas y viscosas, más acordes a los niveles de deformación que imponen las cargas; tal es el caso de los suelos arcillosos blandos normalmente consolidados de la ciudad de México.

2.4 Comportamiento de cimentaciones con pilotes de fricción en la ciudad de México durante los sismos de 1985

Ninguna cimentación de la ciudad de México disponía de acelerógrafos durante los sismos de septiembre de 1985; menos todavía de instrumentos geotécnicos que registraran la evolución de las variables internas que hubiesen permitido explicar la relación entre causas y efectos. Sin embargo, los edificios que exhibieron un comportamiento deficiente, proporcionaron información valiosa para establecer una explicación fenomenológica de los problemas que enfrentaron las cimentaciones de la capital del país. Para su estudio se realizaron inspecciones cuidadosas de cada sitio, levantamientos topográficos de los edificios y de sus alrededores, así como la búsqueda y acopio de información geotécnica local y del análisis y diseño de la cimentación, tarea esta última realizada no con pocas dificultades; adicionalmente, se llevaron a cabo exploraciones del subsuelo después de los sismos. Con estos elementos se efectuaron análisis geotécnicos de capacidad de carga y de asentamientos, con verificaciones de su seguridad atendiendo a lo dispuesto por el RCDF en ese entonces vigente.

Las amplificaciones sísmicas que generaron los sismos de 1985 en la ciudad de México y sus consecuentes intensidades, estuvieron estrechamente relacionadas con las condiciones locales del subsuelo. Seed (1986) señaló que aquí ocurrió uno de los casos más conspicuos de amplificación dinámica que jamás se haya registrado a través de sedimentos arcillosos blandos; una amplia revisión de los efectos locales se ha reportado con anterioridad (Romo y Seed, 1986; Romo, 1989). Las aceleraciones horizontales máximas que registraron nueve acelerógrafos digitales que operaban en la ciudad durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, así como su zonificación geotécnica, se muestran en la Fig. 2.9; los valores más altos siempre se ubicaron en la Zona del Lago. La parte centro-oeste de la ciudad de México con formaciones arcillosas lacustres fue la más afectada, como ocurrió durante los sismos de 1957 y 1979. Al este, la ciudad está caracterizada tanto por un desarrollo urbano con construcciones de baja altura, como por depósitos de suelos blandos con mayor grosor, dando por resultado periodos de vibración más largos que los de la porción centro.

De la revisión de una veintena de edificios con desempeño deficiente (Auvinet y Mendoza, 1986; Mendoza, 1989) se puso de manifiesto la vulnerabilidad de los sistemas de cimentación formados por un cajón de cimentación y pilotes de fricción, cuando se ven sometidos

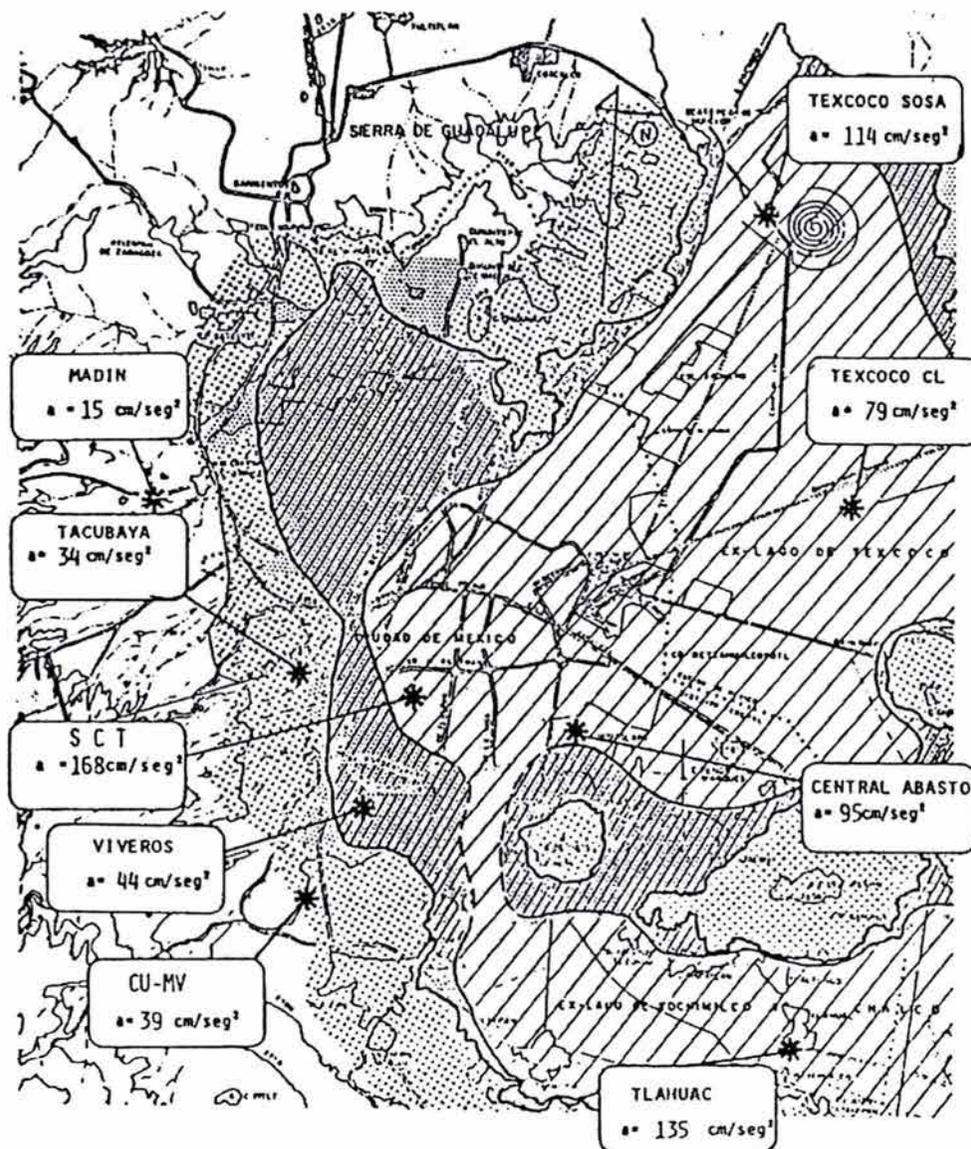


Fig. 2.9 Zonificación geotécnica de la ciudad de México, y aceleraciones máximas registradas durante el sismo del 19 de septiembre de 1985

a fuertes cargas sísmicas. De acuerdo con revisiones y recuentos realizados poco después de los sismos, se concluyó que en 13.5% de todos los edificios con 6 a 12 pisos ubicados en el área central de la ciudad, los daños o franca destrucción (Mendoza y Prince, 1986) que experimentaron era atribuible directamente al comportamiento deficiente de su cimentación, la que en la mayoría de los casos incluía pilotes de fricción. Estos comportamientos se manifestaron (Mendoza y Auvinet, 1988) con asentamientos repentinos muy fuertes tanto totales como diferenciales, que en algunos casos bien debían reconocerse como fallas por vencimiento de la

capacidad de carga; también desplomos evidentes de estructuras, e incluso el colapso total por volteo de un edificio. Algunos ejemplos de casos típicos se presentan en este inciso.

La Tabla 2.2 contiene la descripción de tres edificios que representan cada una de las situaciones antes mencionadas, y que por los daños que sufrieron fueron demolidos parcial o totalmente. El sistema de piso de los edificios A y C estaba constituido por losas planas con

Tabla 2.2 Edificios sobre cimentaciones combinadas cajón-pilotes de fricción

CARACTERÍSTICAS	EDIFICIO A	EDIFICIO B	EDIFICIO C
Número de pisos	Sótano, P.B., 10 pisos y azotea	P.B., 8 pisos, azotea y apéndices	Sótano, P.B., 10 pisos y azotea
Altura	40.2 m	25.0 m	50.4 m
Área en planta	620 m ²	160 m ²	1,125 m ²
Profundidad de desplante del cajón	2.3 m, con contrarabes invertidas en zanja	2.65 m	5.35 m
Cociente largo/ancho	2.0	1.4	2.7
Presión neta media al nivel del desplante	131 kPa	144 kPa	245 kPa
Excentricidad original	Despreciable	Ver Fig 2.8	1.75 m al sur
Cantidad de pilotes	70*	23**	137
Diámetro o lado de pilotes	φ 30 a 60 cm*	φ 40 cm	φ 50 cm
Longitud de pilotes	28.2 m	22 m	27 m
Asentamiento previo al sismo del 19/09/85	0.25 m en la fachada	?	0.5 m hacia la fachada sur
Asentamiento provocado por el sismo	0.5 m en la esquina SW	Falla total	1.02 m en la esquina SW
Desplomo total después de los sismos	3.3% hacia el SW	Volteo total	2.4% al S

* Peculiarmente de diferentes diámetros (Fig 2.10b); los de mayor diámetro al centro.

** Hincados a presión en tramos, los que se unieron a través de su orificio central de 12 cm de diámetro, mediante un mortero de cemento reforzado con 3 varillas de 5/8" φ.

nervaduras, en tanto que el B contaba con traveses y losas macizas; en los tres edificios, sus columnas eran de concreto reforzado, al igual que los sistemas de piso. En el edificio A había oficinas principalmente, en el B departamentos y el edificio C albergaba oficinas públicas.

Edificio A. Los estudios geotécnicos realizados con antelación a su construcción, incluyeron pruebas de penetración estándar que definieron muy baja resistencia cortante; el muestreador y las barras de perforación penetraron por su peso propio a 6 y a 8.5 m de profundidad. Los contenidos naturales de agua fluctuaban entre 250 y 350%. La elevación del inmueble se muestra en la Fig. 2.10a; el perfil de la resistencia a la penetración del cono, realizado después de los sismos, corroboró la baja resistencia. El análisis demostró que aun trabajando los pilotes

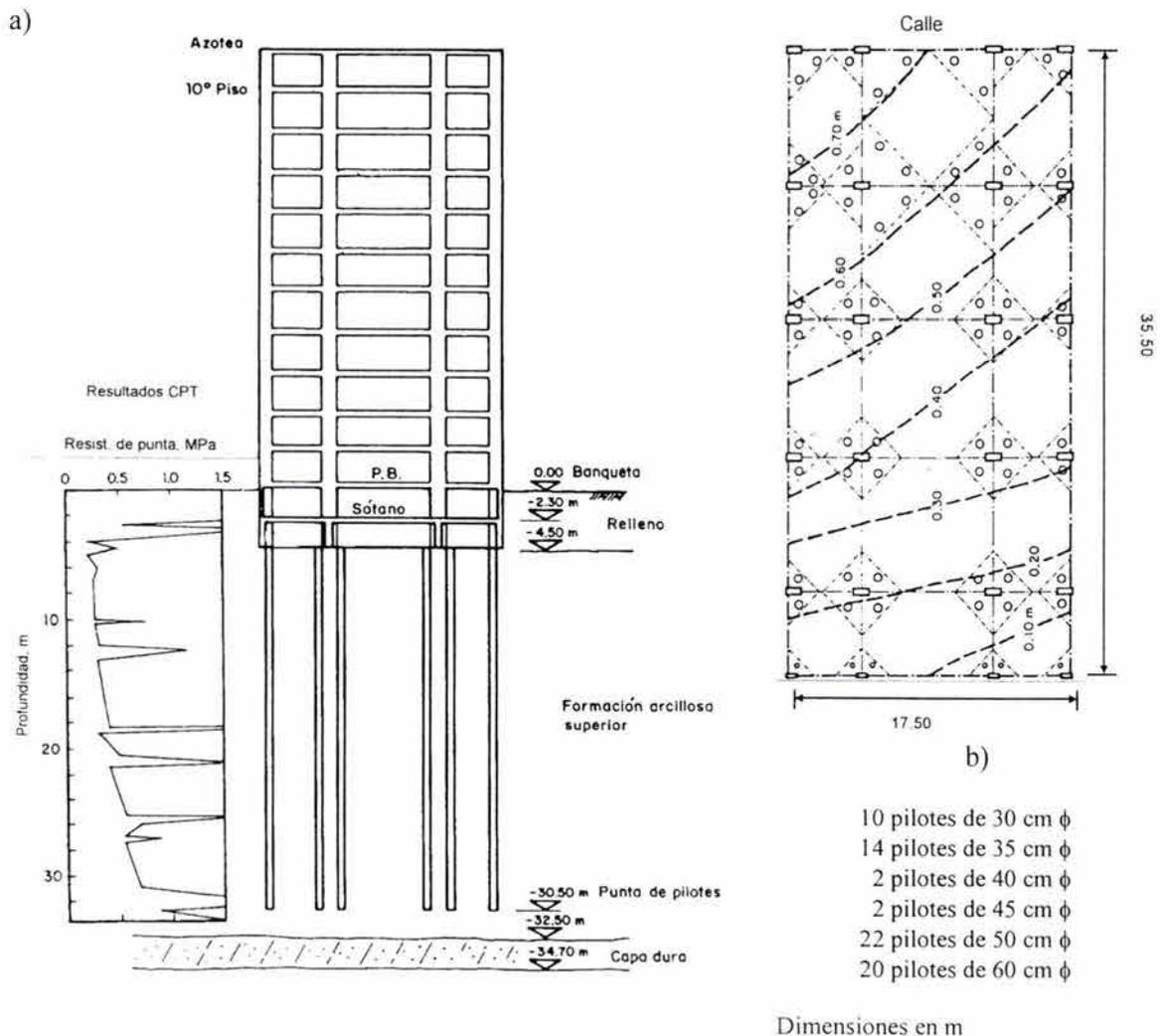


Fig. 2.10 Características geotécnicas y geométricas del edificio A

con fricción positiva en toda su longitud, la losa de cimentación ejercía altas presiones sobre el subsuelo bajo cargas sostenidas estáticas. Esta condición provocó un estado de esfuerzos previo al sismo cercano al punto de fluencia, lo que le indujo asentamientos a la cimentación, como se detalla en la Tabla 2.2.

Al ocurrir el sismo principal se generaron esfuerzos cortantes cíclicos, que al agregarse a los esfuerzos sostenidos ya de por sí altos, se produjeron fuertes deformaciones plásticas; éstas determinaron la ocurrencia de deformaciones permanentes que se tradujeron en asentamientos y desplomos súbitos; la configuración en planta de la cimentación se muestra en la Fig. 2.10b, así como las curvas de igual asentamiento después del sismo. Los esfuerzos de corte se indujeron a lo largo del fuste de los pilotes, principalmente en los localizados en la periferia de la cimentación, debido esencialmente al modo de vibración de cabeceo; ello ocurre primordialmente en el caso de estructuras esbeltas. Puesto que la mayoría de los pilotes de fricción se diseñaban al límite para seguir el hundimiento regional, los incrementos en los esfuerzos debido a la acción de sismos, los tenía que absorber la losa, con el consecuente asentamiento total y diferencial.

Se considera que un factor decisivo en el comportamiento de este edificio fue que el diseño de su cimentación estuvo orientado sólo a soportar las cargas estáticas de la estructura; no sólo colocaron un número menor de pilotes hacia las orillas, sino que en contra de la práctica cotidiana local de ingeniería de cimentaciones, recurrieron a seis diámetros diferentes de pilotes de fricción; más aún, los de menor diámetro los ubicaron hacia las orillas y esquinas. Debe tenerse presente que bajo cargas estáticas sostenidas, se desarrollan presiones más altas en las orillas de un cajón de cimentación, precisamente por la rigidez alta que proporcionan contrarribes peraltadas; esto así se ha medido en diversos casos historia (Cooke *et al.*, 1981; Costanzo y Lancellotta, 1998) y se comprobó aquí en 1985 en diversas cimentaciones.

Edificio B. Este edificio estaba ubicado a no más de 250 m del edificio A; a pesar de ello, pudo constatar con ensayos de penetración de cono efectuados también después de los sismos, Fig. 2.11a, que la resistencia cortante era todavía menor que en el sitio del edificio A (Mendoza, 1987). Inmediatamente después de que cesaron los más violentos ciclos del sismo del día 19, superestructura y cimentación colapsaron como un todo por volteo (véase la Fig. 1.2) cayendo en la dirección noroeste y golpeando con su piso superior a una casa de la acera de enfrente, Fig. 2.11c. Con el volteo, el lado oriente del cajón de cimentación fue expuesto varios metros sobre el terreno; algunos tramos de pilote fueron extraídos del suelo, al mantenerse conectada su cabeza al cajón. En virtud del número reducido y la longitud corta de los pilotes, éstos trabajaban a su capacidad última bajo cargas estáticas; además, la losa de cimentación transmitía una alta presión neta al suelo de desplante. Las deformaciones plásticas progresivas

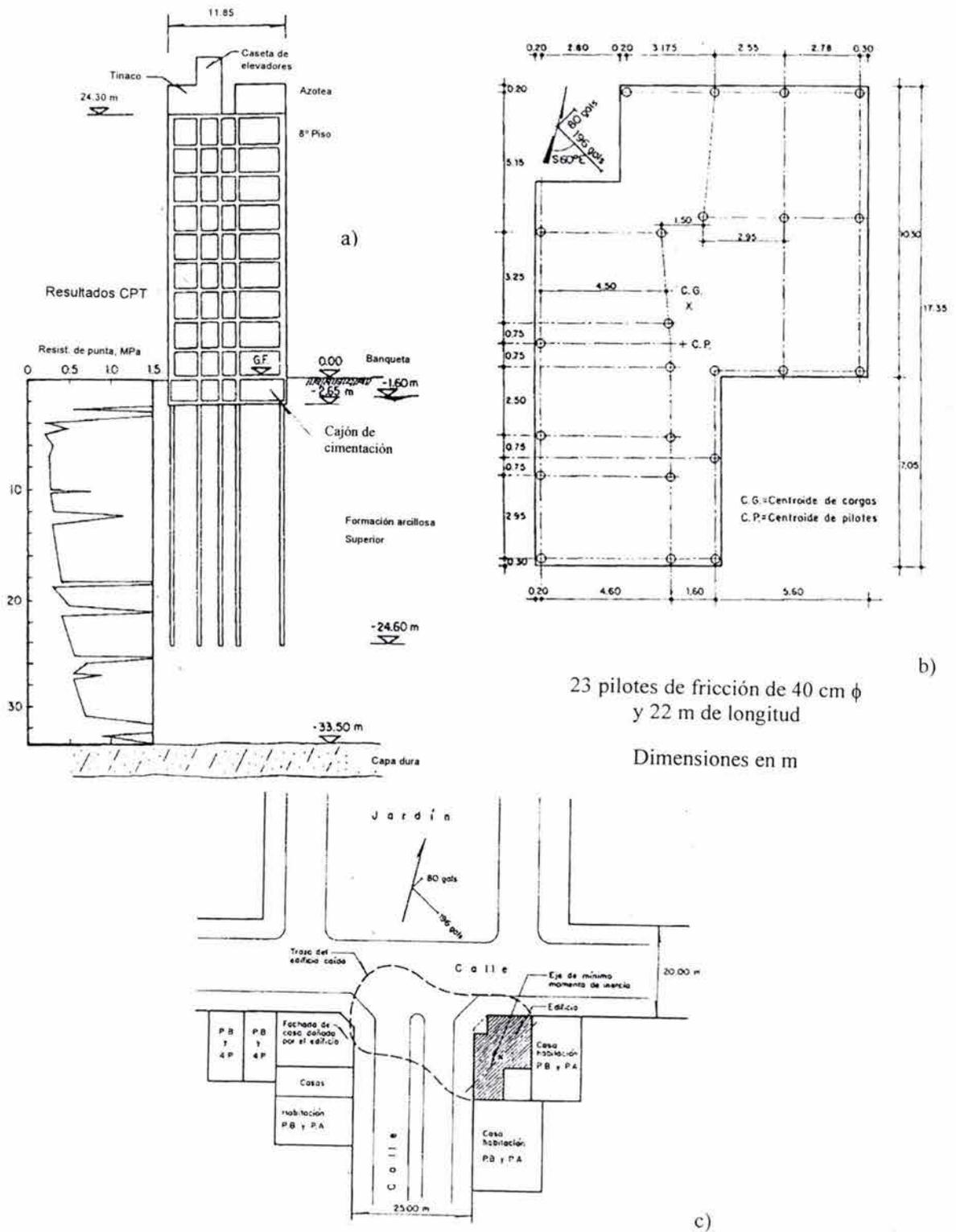


Fig. 2.11 Características geotécnicas y geométricas del edificio B (véase la Fig. 1.2)

que indujeron los esfuerzos cíclicos sísmicos, contribuyeron a cada vez mayores asentamientos diferenciales, mayores desplomos, excentricidades crecientes de las sobrecargas, y consecuentemente momentos de volteo cada vez mayores; ello hasta un punto en el que la resultante de las fuerzas verticales y horizontales salió del tercio medio de la base, sobreviniendo entonces la falla de la cimentación y el volteo del edificio.

Se ha demostrado (Bea *et al.*, 1980) que para arcillas contractivas existe un umbral de esfuerzo cortante crítico arriba del cual la carga cíclica conduce a la falla, tal como sucedió en esta cimentación. Para la arcilla de la ciudad de México, este umbral parece resultar incluso mayor (Romo, 1995) que la resistencia cortante no drenada, debido a la viscosidad del suelo y a la velocidad de aplicación de las cargas sísmicas. Como coadyuvante de esta falla, cabe señalar su configuración irregular en planta y en elevación, Fig. 2.11b. La forma en planta de esta cimentación ofreció un eje inclinado de mínimo momento de inercia. La dirección de la aceleración horizontal máxima registrada en la estación SCT, a 2.5 km de distancia, prácticamente coincidió con la perpendicular a ese eje de máxima vulnerabilidad al momento de volteo.

Edificio C. Este edificio ubicado en el centro de la ciudad, también está desplantado en una estratigrafía típica de la Zona del Lago; en la Fig. 2.12 se muestra su planta, elevación y el perfil de la resistencia de cono, el que se practicó después de los sismos de septiembre de 1985. Las características que se distinguieron de este edificio fueron las siguientes: una gran área cargada, una fuerte excentricidad en su carga permanente, y una relativamente alta presión neta aplicada, junto con un cajón de cimentación rígido. El diseño original fue aparentemente modificado durante la construcción añadiéndole a la fachada sur un área de 47 m², al parecer sin agregarle pilotes (Aguilar y Rojas, 1986). La excentricidad indicada en la Tabla 2.2 provocó momentos estáticos de volteo, así como una presión mayor hacia la fachada sur; ello determinó los asentamientos diferenciales y desplomo que ya acusaba el edificio hacia el sur, antes de los sismos. Las fuertes deformaciones plásticas irreversibles determinaron un asentamiento inusual y repentino de 1.02 m en la esquina aguda SW, la que se aprecia en la Fig. 2.12b.

Sin duda, las excentricidades de carga y desplomos que mantiene un edificio antes de un sismo intenso, juegan un papel importante en el comportamiento que manifiesta durante el evento; puede afirmarse que un edificio que haya sufrido desplomos y asentamientos diferenciales durante un sismo, es un caso en el que seguramente habrán de acentuarse esos movimientos cada vez más en los subsecuentes temblores; eventualmente un edificio con esos antecedentes, podría tener como fin su colapso por volteo. De entre los pocos procedimientos analítico-numéricos para calcular asentamientos de edificios con o sin pilotes debidos a un sismo, puede citarse el de Romo y García (1998), el que puede considerar, si ese es el caso, la inclinación o desplomo inicial antes del sismo por analizar.

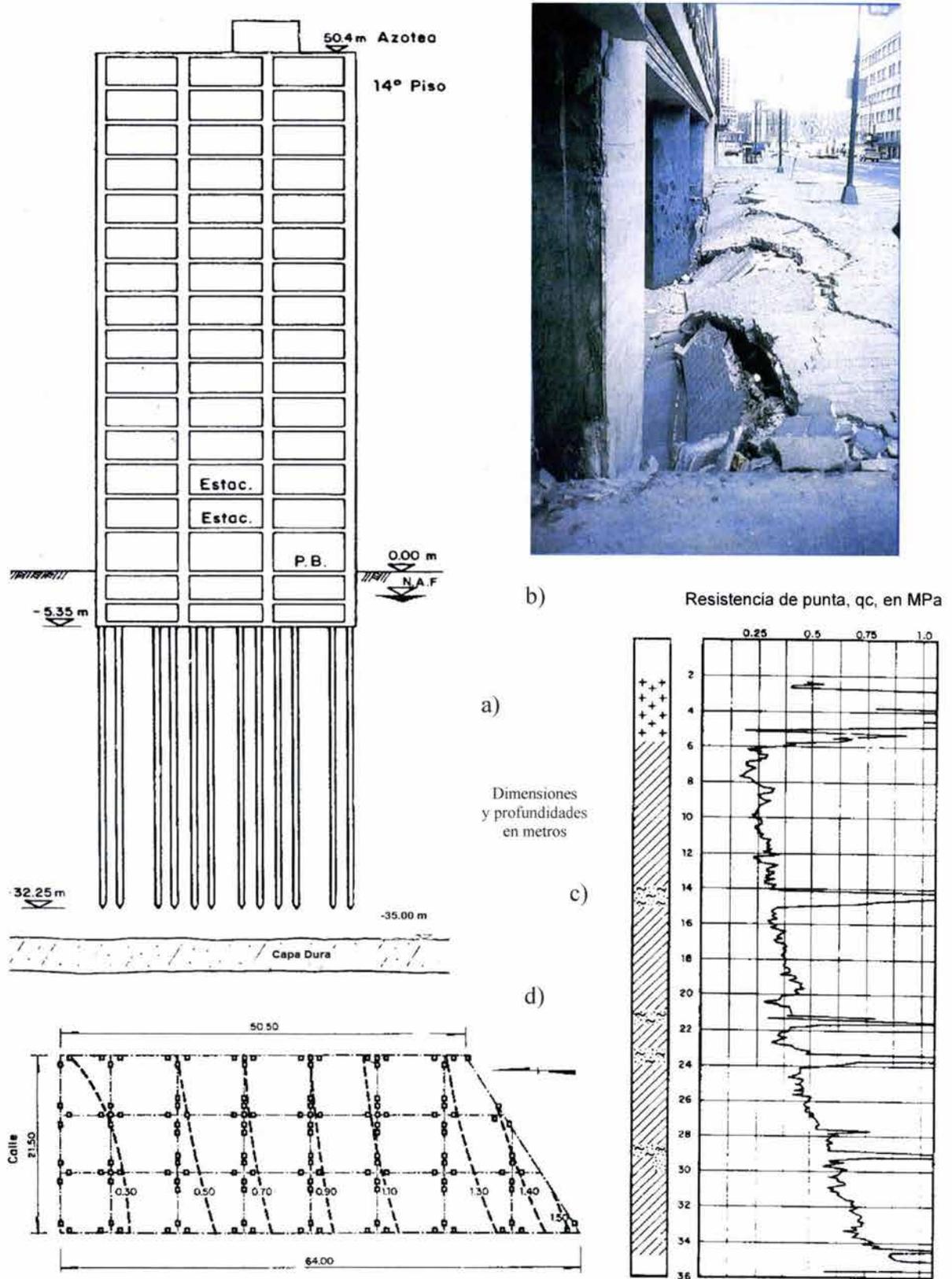


Fig. 2.12 Características geotécnicas y geométricas del edificio C

2.5 Comportamiento dinámico de pilotes bajo cargas cíclicas

Después de los sismos de 1985 y a fin de clarificar algunos de los desempeños de cimentaciones con pilotes de fricción, se llevaron a cabo pruebas de carga en pilotes aislados (Jaime *et al.*, 1988); incluyeron pruebas estáticas de compresión y extracción, así como de carga cíclica. Los pilotes de concreto reforzado y sección cuadrada con 30 cm por lado, se hincaron en una zona de la ciudad en donde se tuvieron las mayores intensidades sísmicas, quedando 10 m embebidos en la formación arcillosa. Los resultados más relevantes se resumen enseguida:

- Mientras que la carga transitoria máxima sobre un pilote, $P_{\text{máx}}$ (carga estática sostenida, P_s , más la amplitud cíclica de carga, ΔP_d), se mantuvo igual o menor que su capacidad de carga última estática, Q_{ut} , no se registró pérdida de su capacidad de carga; no obstante, el pilote acusó un asentamiento irrecuperable (menos de un centímetro). Cuando $P_{\text{máx}} > Q_{\text{ut}}$, ocurrieron asentamientos mayores; y cuando $P_{\text{máx}}$ varió de 1.15 a 1.35 veces el valor de Q_{ut} , acusó pérdida de capacidad de carga, con fuertes desplazamientos verticales del pilote.
- La capacidad de carga última de un pilote fue afectada considerablemente por la velocidad de aplicación de la carga. Al aumentar la velocidad, se incrementó la capacidad, alcanzándose en ésta un aumento de hasta 50% respecto a la obtenida en una prueba estática lenta. Este incremento de la capacidad de carga fue acompañado de un correspondiente aumento en la rigidez vertical del pilote.
- Las resistencias estáticas últimas a la penetración y a la extracción resultaron enteramente similares, aunque con diferentes deformabilidades; bajo extracción, el sistema resulta más rígido. En ambos casos, y una vez que se alcanzó la carga máxima, se desarrolló una resistencia residual que resultó igual o mayor que el 83% de esa carga máxima. Marsal y Mazari (1969) reportan reducciones mayores para pilotes de madera, que probablemente se debieron a su forma troncocónica.

2.6 Lecciones derivadas de casos con comportamiento inadecuado

Las prácticas de diseño de cimentaciones con pilotes de fricción antes de los sismos de 1985 suponían la total compensación por el suelo excavado para la construcción del cajón, y la adopción como capacidad de carga última del sistema a la suma de la capacidad de carga de la losa y la de los pilotes, suponiéndolos trabajando por fricción positiva a través de toda su longitud. Aun adoptando este criterio de diseño, los análisis de los casos descritos en el inciso 2.4 demostraron condiciones desfavorables de estabilidad en el edificio A, a muy críticas en los edificios B y C, particularmente cuando se consideró la combinación de cargas estáticas y sísmicas, atendiendo a lo que señalaba el Reglamento de 1976 entonces vigente. Para el edificio

B se obtuvo un factor de seguridad de 1.1, para la condición de fin de construcción. Para encontrar una explicación del colapso de este edificio, no fue necesario incluir en el análisis de capacidad de carga realizado *a posteriori*, ninguna consideración acerca de una posible degradación de la adherencia entre pilotes y suelo. Al respecto, cabe recordar que los estratos superiores de suelo son los más afectados por el fenómeno de degradación (Matlock y Bogard, 1989), aunque ello es más crítico para la condición de carga lateral; la longitud efectiva de los pilotes en el edificio B era de sólo 22 m. En los edificios presentados, debido a su esbeltez, las solicitaciones sísmicas sobre los pilotes se debieron esencialmente al cabeceo (*rocking mode*) de los edificios; este modo de vibración genera cargas cíclicas axiales a lo largo de los pilotes, acentuadas en los localizados en las esquinas y orillas de la cimentación. El efecto combinado de mayores cargas y degradación de la resistencia en la interfaz pilote-suelo, propició incrementos en la presión de contacto entre la losa de fondo del cajón y el suelo, hasta que se venció la capacidad de carga de la losa.

Poco después de los sismos de 1985, varios profesionales descalificaron globalmente a los pilotes de fricción, sin distinguir bajo qué condiciones habían sucedido los casos de desempeño deficiente; su comportamiento no era cabalmente comprendido. Sin duda, los sismos impusieron condiciones extremas con las que se evidenciaron las limitaciones de algunos diseños, en los que, bajo cargas estáticas, se aplicaban esfuerzos cortantes muy altos en comparación con la resistencia no drenada; aquellas experiencias apuntan a una mayor probabilidad de degradación de la capacidad de carga de los pilotes, al agregarles las acciones sísmicas.

Al analizar los eventos de 1985, se identificaron diversas incertidumbres, a cuyo esclarecimiento se han orientado varias investigaciones, entre ellas la instrumentación de la cimentación descrita aquí; entre aquellos aspectos pueden citarse los siguientes: a) la eventual degradación en la adherencia entre un grupo de pilotes y el suelo circundante cuando se ven sometidos a cargas sísmicas; b) el mecanismo de transferencia de cargas bajo las mismas condiciones; c) el mecanismo de interacción de los pilotes con el cajón de cimentación; y d) el posible aumento en la capacidad de carga axial de los pilotes, que podría atenuar los efectos del punto (a), por la velocidad de aplicación de las cargas sísmicas transmitidas (Bea *et al.*, 1980).

Como resultado de las situaciones antes planteadas, en el RCDF de 1987 se adoptó un criterio conservador para verificar su estabilidad. A partir de entonces, ya no se permite sumar esas dos contribuciones. La norma fija que la capacidad de carga del sistema será definida sólo por el valor más alto ya sea de la capacidad de la losa, sin considerar la contribución de los pilotes; o bien, de la capacidad de carga de los pilotes, ignorando la contribución de la losa. Adicionalmente, la versión 1987 del Reglamento adoptó un factor de reducción de la resistencia más drástico que el antes aceptado; pasó de $F_R = 0.7$, a un valor dado por la expresión:

$$F_R = 0.7 (1 - s/2) \quad (2.13)$$

en donde el cociente s es menor que la unidad, resultado de dividir la carga sísmica máxima entre la carga total aplicada (incluyendo aquella) para cada pilote; así, el F_R alcanzó valores entre 0.5 y 0.7. En la versión 1995 del Reglamento, se señala que ese factor debía ser:

$$F_R = 0.7 (1 - s/5) \quad (2.14)$$

con lo que se aceptaba tácitamente que la reducción impuesta después del sismo resultaba excesiva y que, como se mencionó anteriormente, los problemas observados no eran propios del uso de los pilotes de fricción en sí, sino del abuso de algunos de sus diseños. En el Reglamento vigente se reconoce para todas las combinaciones de carga sólo un factor $F_R = 0.7$, con lo que parece reconocerse el factor benéfico de la velocidad de aplicación de la carga sísmica. No obstante, cabría reconocer, a través de un factor correctivo, la eventual ocurrencia de degradación en la respuesta de los pilotes ante acciones sísmicas, en la que se reconociera la potencialidad mayor de este fenómeno, en la medida que la carga sostenida previa esté más cerca de su capacidad estática última. Nótese que el F_R de 1987 y 1995, sólo era función de las cargas aplicadas, sin relacionarlas con la capacidad última; o dicho de otra forma, no se tomaba en cuenta el nivel de esfuerzos (sostenido + cíclico), en relación con la resistencia no drenada.

Cabe aquí hacer algunas consideraciones acerca de los enfoques I y II indicados en el inciso 2.1 para el diseño de cimentaciones mixtas. Bajo condiciones sísmicas, cuando se adopta el criterio de diseño I (capacidad de carga), se pierde la fricción negativa al desarrollarse movimientos relativos entre el suelo y los pilotes; prueba de ello es el asentamiento repentino de la masa de suelo relativamente superficial adosada a edificios sobre pilotes de punta (Mendoza, 1989) interactuando con la cimentación y provocando sólo la destrucción de banquetas; al ocurrir un sismo y generarse movimientos laterales diferenciales entre suelo y pilotes, éstos simplemente “se sacuden” al suelo que se mantenía de ellos “colgado”.

Se estima que las fuerzas de arrastre no sólo se reducen en los diseños de pilotes de fricción del tipo I, sino que ante la ocurrencia de un sismo, la fricción negativa se torna en positiva, al tender la cimentación a asentarse por los movimientos de cabeceo; por lo observado en 1985, ese cambio parece que no conlleva asentamientos bruscos. Así, este enfoque prácticamente asegura un sistema no degradable en lo referente a su capacidad de carga. Con este tipo de diseño, no es posible tomar ventaja del efecto de compensación, con excepción de la subpresión –si la hay-, ya que no es posible asegurar un contacto efectivo entre la losa de cimentación y el subsuelo. Sin embargo, parece poco probable que los pilotes tiendan a emerger

a largo plazo, o que se separe la losa del suelo, debido a la ausencia de consolidación entre el nivel neutro y la superficie del terreno. No se conocen casos historia en la ciudad de México en los que se haya documentado esa separación. Por el contrario, se han reportado casos (Marsal y Mazari, 1969; ver Fig. XVII-43) de cimentaciones incluso sobre pilotes de punta (la situación extrema en la que el nivel neutro se ubica prácticamente en la punta de los pilotes) en los que la masa de suelo se mantuvo adherida a la losa de cimentación, aun cuando había ocurrido una emersión del edificio de aproximadamente 1.5 m.

Estas últimas consideraciones parecen soportar la idea expresada por Burland y coautores (1977) en el sentido de que el factor gobernante en el comportamiento de sistemas de cimentación con pilotes de fricción, cercanamente espaciados, es la resistencia cortante puesta en juego alrededor del perímetro del conjunto de pilotes. Obviamente, la importancia de la colaboración de la losa debe crecer en la medida que sea mayor el conjunto de pilotes, y se amplíe la separación entre ellos. Ello refuerza la necesidad de revisar posibles mecanismos de falla que involucren al grupo de pilotes en los diseños de cimentaciones mixtas.

Por lo que se refiere al diseño del tipo II de pilotes de fricción, la cantidad y dimensiones de los pilotes son tales que su capacidad de carga es menor que el peso del edificio, aun cuando se desarrolle fricción positiva en toda su longitud; esto implica que la losa de cimentación transmite al suelo necesariamente parte de ese peso (Fig. 2.1). Así, los pilotes trabajan al límite de su capacidad, restringiendo el desarrollo de fricción negativa y asegurando el beneficio del efecto de compensación, aunque como ya se discutió, la presión de compensación debe ser una fracción del esfuerzo total previo, al nivel del desplante del cajón. Sin embargo, es claro que cualquier incremento de esfuerzo, como el derivado de las acciones sísmicas, debe ser tomado principalmente por el suelo que subyace la losa de cimentación; tal incremento al subsuelo se sumaría a los esfuerzos que le ejercen los pilotes. Estos argumentos apuntan a que el diseño tipo II podría no ser recomendable en sitios con suelos arcillosos blandos, en los que ocurran sismos intensos, excentricidades estáticas y fuertes momentos de volteo de edificaciones esbeltas.

Entonces, la magnitud de la presión de contacto bajo condición estática, para el enfoque de diseño tipo II, juega un rol fundamental en el comportamiento del sistema. Los casos de comportamiento inadecuado de edificios con pilotes de fricción se distinguieron por las altas presiones en el contacto losa-suelo. Tan sólo las incertidumbres en la determinación de las propiedades de resistencia de los suelos, y los errores potenciales involucrados en el cálculo ya sea de las cargas y de sus posibles cambios durante la vida útil de la construcción, así como de sus excentricidades, hacen ver la conveniencia de realizar un análisis de confiabilidad (Auvinet y Rossa, 1991) cuando se recurra al diseño tipo II.

Capítulo 3

DESCRIPCIÓN DE LA CIMENTACIÓN INSTRUMENTADA Y CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SITIO

3.1 Descripción general de la cimentación en estudio

La cimentación mixta instrumentada forma parte del Apoyo No. 6 del puente vehicular y peatonal “Impulsora”, que se ubica sobre Avenida de las Zapatas y cruza la Avenida Central, en Ciudad Nezahualcoyotl, Estado de México; el sitio se encuentra muy cerca del límite con el Distrito Federal, al nororiente del área metropolitana de la ciudad de México, Fig. 3.1. Geotécnicamente hablando su desplante cae en la porción reconocida como Virgen de la Zona del Lago; de hecho, áreas todavía inundables del lago de Texcoco se localizan a menos de un kilómetro del sitio en estudio. El puente cruza la línea B del Metro capitalino que une a Buenavista, D. F. y a Ecatepec en el Estado de México, la cual se resolvió por superficie en este tramo; lo hace precisamente sobre la estación “Impulsora” de este sistema de transporte, Fig. 3.2. El apoyo instrumentado es el soporte oriente del tramo central que cubre el arroyo oriente de la Avenida Central que une la ciudad de México con Ecatepec. En la Fig. 3.3 se muestra la planta de la cimentación, que es de forma romboidal debido al esviaje u oblicuidad ($104^{\circ} 11'$) que ocurre en el cruce de las avenidas; sus dimensiones son de 15 por 22 metros. La dirección del eje longitudinal del puente y de su cimentación prácticamente coincide con la dirección este-oeste. Usando un dispositivo de posicionamiento satelital, se definió que la cimentación estudiada se ubica a $19^{\circ} 29.13'$ de latitud norte, y $99^{\circ} 02.92'$ de longitud oeste.

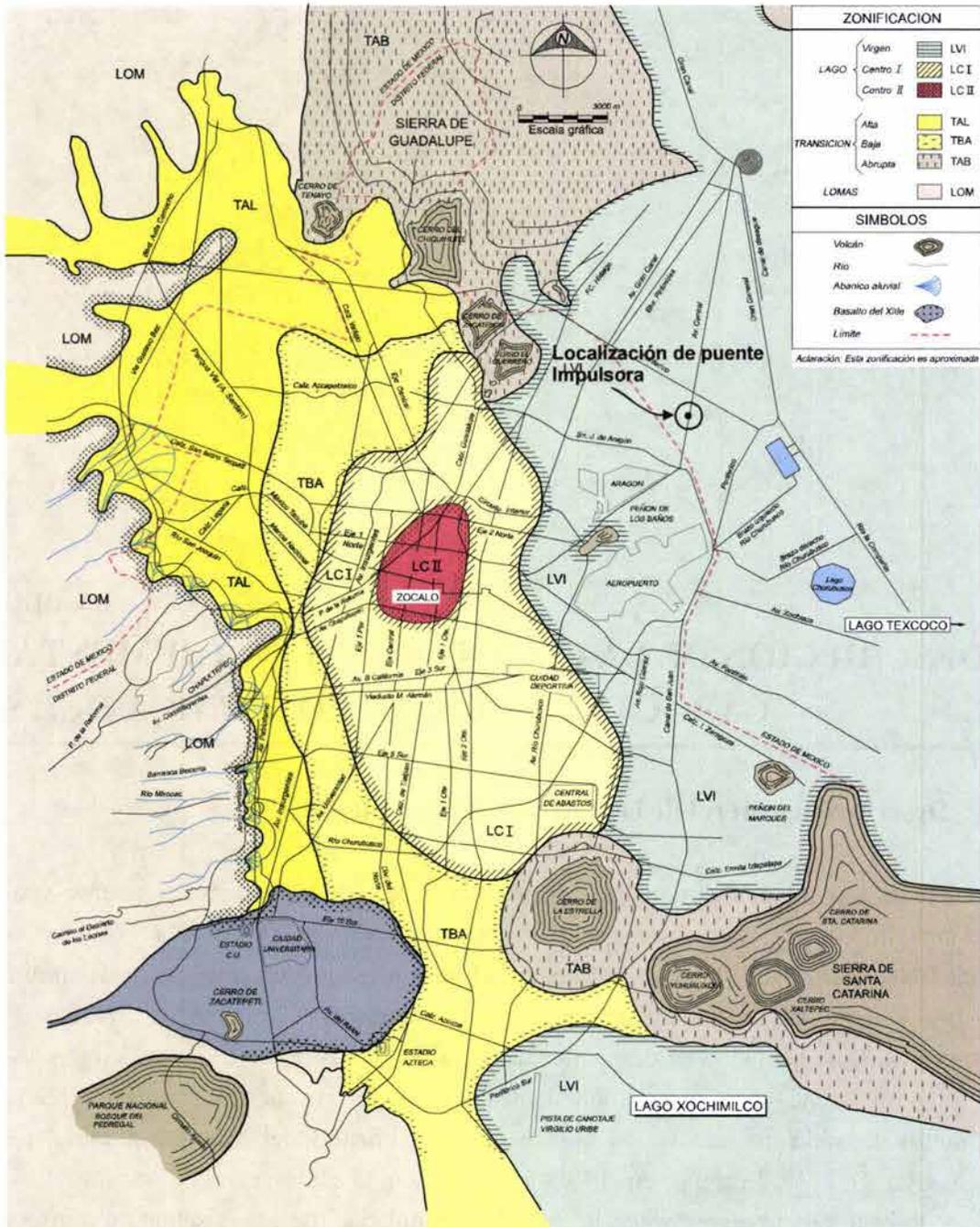


Fig. 3.1 Ubicación del puente Impulsora y zonificación geotécnica de la zona metropolitana de la ciudad de México

El sistema mixto de cimentación está formado por un cajón reticular desplantado a 3 m de profundidad y pilotes de fricción; en las Figs. 3.4 y 3.5 se presentan los cortes longitudinal y transversal de la cimentación, respectivamente. El cajón de cimentación construido de concreto reforzado está formado por contratraveses de 2.7 m de altura, y 0.5 ó 0.6 m de anchura; su losa de



Fig. 3.2 Vistas del puente Impulsora y estación, del mismo nombre, de la Línea B del Metro

cimentación y losa tapa, monolíticamente coladas a las contratraves, tienen espesores de 0.25 y 0.22 m, respectivamente. Sobre la losa tapa se cuenta con un relleno compactado de suelo areno-limoso, de 30 cm de espesor. Coincidiendo con las contratraves, se hincaron con anterioridad 77 pilotes cuadrados de 0.5 m por lado, también de concreto reforzado y precolados en obra; su punta alcanzó una profundidad de 30 m. El trabajo de los pilotes es primordialmente por fricción, ya que están embebidos totalmente en la Formación Arcillosa Superior (FAS), respetando un “colchón” de suelo arcilloso de 3 m entre su punta y la denominada Primera Capa Dura (PCD). La cabeza de los pilotes fue descubierta al excavar para el cajón, y demolida para amarrar su acero de refuerzo longitudinal al de las contratraves.

El Apoyo No. 6 cuenta con ocho columnas oblongas de concreto reforzado, dispuestas en dos ejes, cuatro en cada uno. Estas columnas soportan a cuatro traveses de apoyo “T” de sección

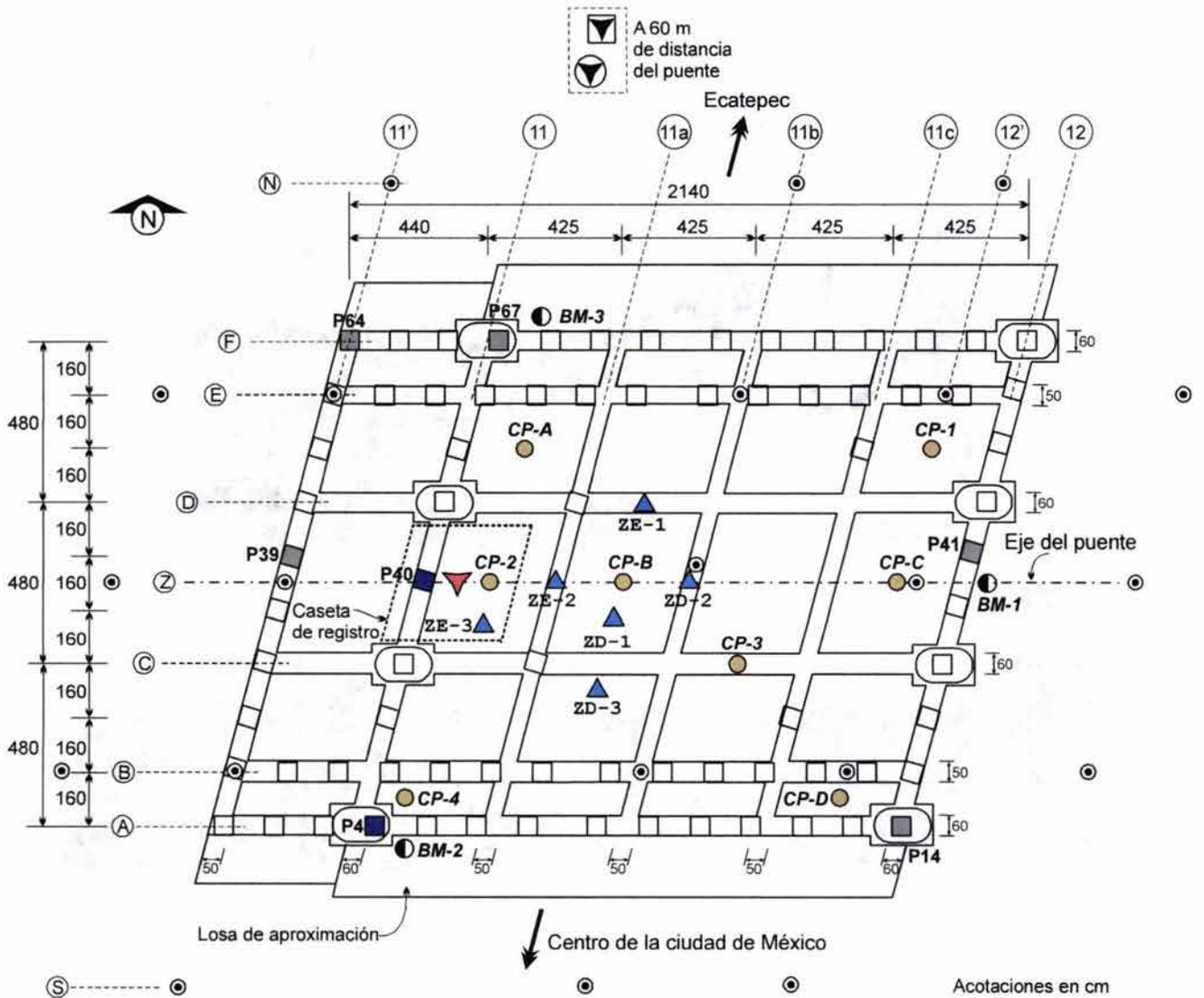


Fig. 3.3 Planta de la cimentación instrumentada. Apoyo No. 6 del puente Impulsora

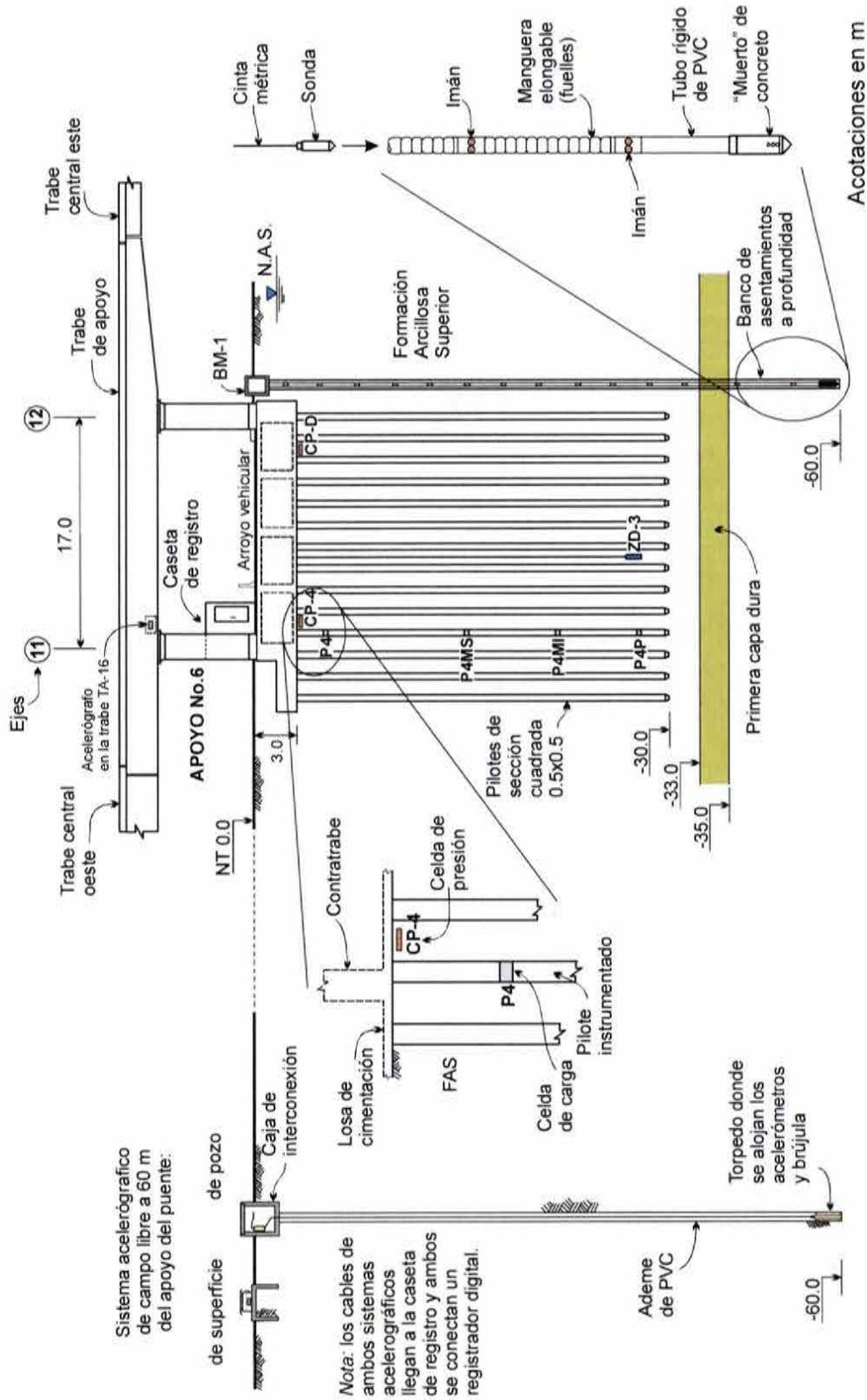


Fig. 3.4 Corte longitudinal de la cimentación y superestructura del apoyo No. 6 del puente Impulsora

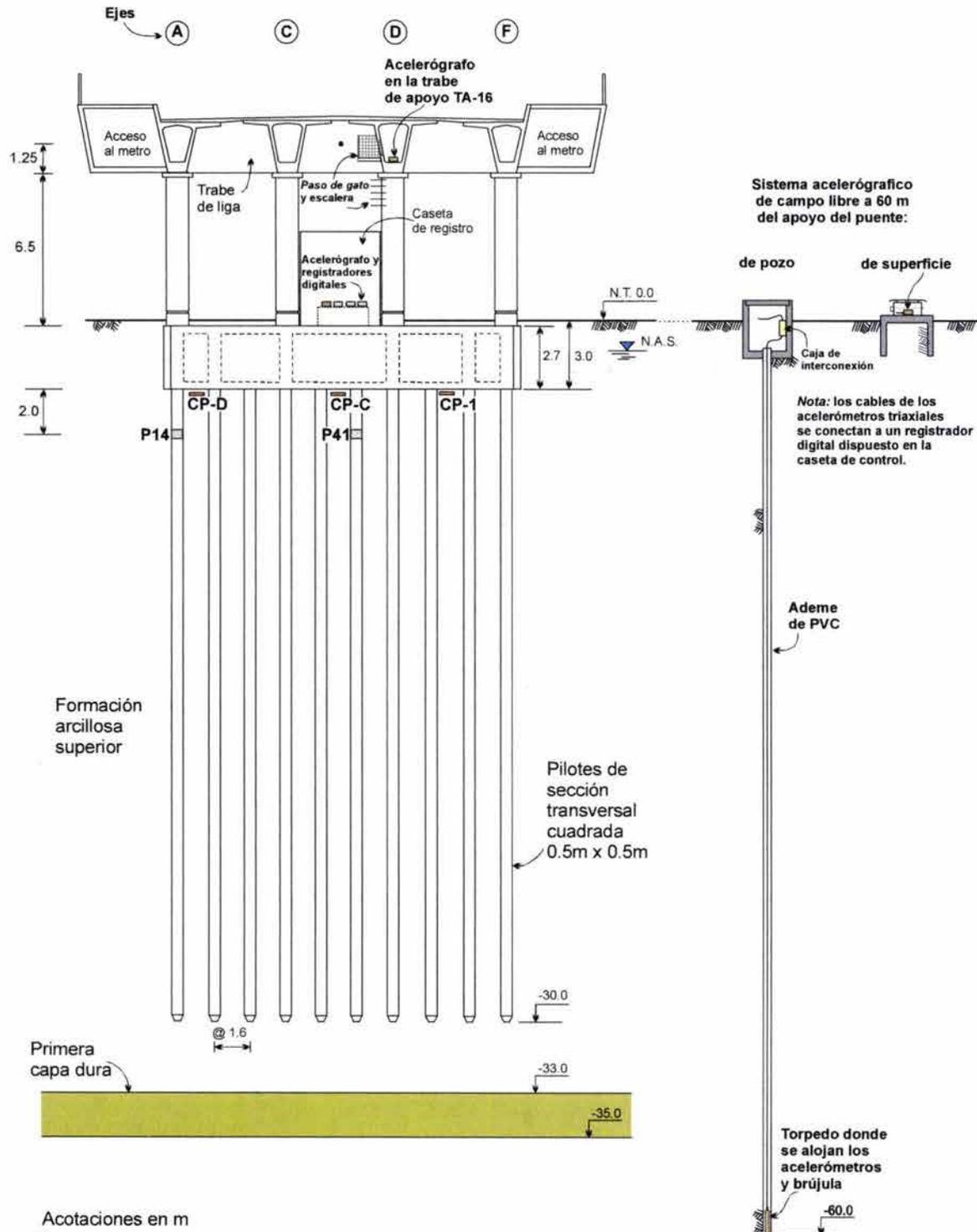


Fig. 3.5 Corte transversal de la cimentación y superestructura del Apoyo No. 6 del puente Impulsora

cajón de concreto prefabricadas y pretensadas, en cuyos voladizos se apoyan isostáticamente las traveses centrales contiguas, que son del mismo tipo. El claro central (hacia el oeste) es de 56.8 m de columna a columna, y cuenta con cuatro carriles; el claro hacia la rampa este es de 43.0 m, apoyándose en su extremo en cantiliver sólo dos traveses centrales que constituyen el tramo con dos carriles. Con el objeto de reducir la excentricidad sobre el Apoyo No. 6 debido a los claros contiguos de diferentes longitudes y pesos, la dimensión longitudinal del cajón de cimentación es mayor hacia el oeste, como se aprecia en la Fig. 3.4; así mismo, a fin de que las traveses de apoyo estén sometidas a similar momento flexionante en los ejes de columnas, su voladizo oeste es de longitud menor que el del lado este.

Los apoyos contiguos al apoyo en estudio tienen una solución similar de cimentación y superestructura. El número total de apoyos es ocho; hacia los extremos, el puente cuenta con rampas de acceso de material ligero (tezontle) y altura limitada, a fin de reducir los asentamientos por su carga superficial no uniforme. El puente tiene 689 m de longitud total, y cuenta con un carril en cada sentido, ampliándose a dos en su tramo central sobre la estación, tal como fue antes descrito, con lo que se forman bahías para el ascenso y descenso de los usuarios de microbuses que van por el puente, a fin de utilizar el Metro. La separación entre los ejes de columnas 11 y 12 es de 17 m, Fig. 3.3; este claro constituye la vía lateral de Avenida Central, por lo que el tránsito pesado circula precisamente sobre la cimentación en estudio. La porción central del puente también se usa como acceso peatonal a la estación Impulsora, utilizando eficientemente el peralte y voladizo de las traveses de cajón exteriores, tal como se aprecia en la Fig. 3.6.



Fig. 3.6 Vista del Apoyo No. 6 del puente Impulsora, cuya cimentación fue instrumentada

3.2 Estratigrafía y caracterización del sitio

El sitio de desplante de la cimentación se localiza en la porción virgen nororiental de la zona lacustre de la ciudad de México, por lo que el perfil estratigráfico es representativo de los depósitos jóvenes normalmente consolidados de la Zona del Lago. Superficialmente se encontró una costra de desecación relativamente dura y de poco espesor, misma que fue removida durante la excavación para alojar el cajón de cimentación. Subyaciéndola, se encuentra la FAS caracterizada por una arcilla muy blanda y compresible, hasta una profundidad de 33 m. El perfil de la resistencia a la penetración de la punta de cono (Ensaye *CPT*) de la Fig. 3.7, obtenido durante la etapa de exploración, exhibe aumentos súbitos de ésta, denotando la presen-

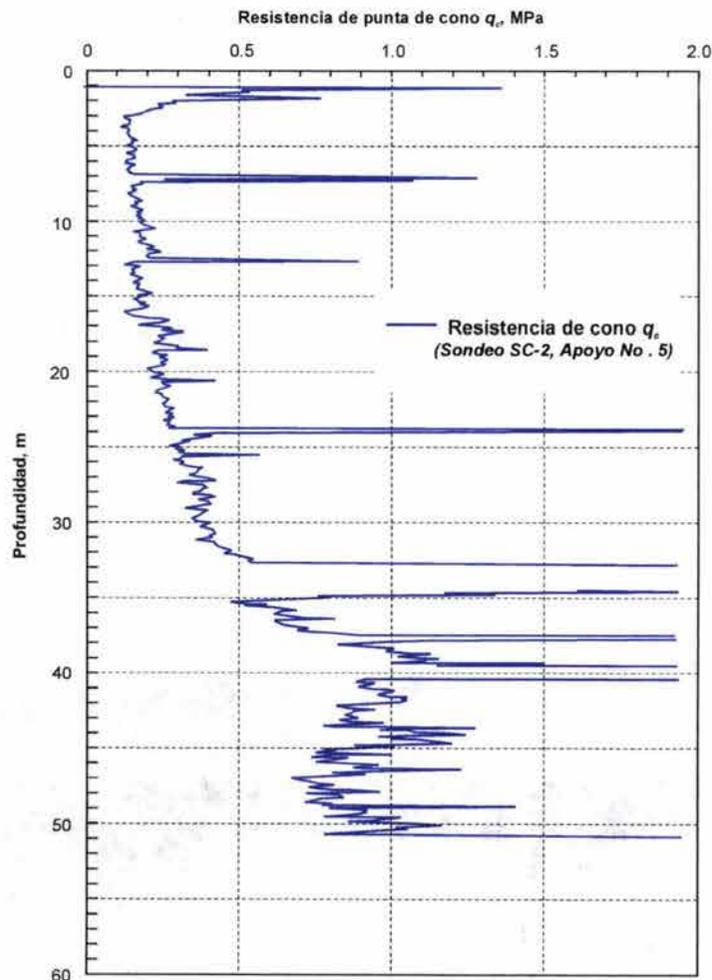


Fig. 3.7 Perfil de resistencia de punta a la penetración del cono, en el Apoyo No. 5 del puente Impulsora. Ensaye *CPT*

cia de estratos de poco espesor constituidos por suelos areno-limosos y vidrio volcánico, aunque algunos alcanzan varios decímetros de grosor.

Debajo de la FAS se encuentra la PCD que posee un espesor de aproximadamente 2.5 m, y que en el sitio está constituida por arenas limosas semicompactas, con porcentaje reducido de gravas. Subyaciendo a esta capa se encuentra la Formación Arcilla Inferior (FAI) con una cantidad mayor de intercalaciones de estratos arenosos que la superior. A partir de los 53 m de profundidad se localizaron los denominados Depósitos Profundos (DP) constituidos por estratos arenolimosos semicompactos.

3.3 Propiedades índices y mecánicas estáticas

La Tabla 3.1 reúne las propiedades índices y mecánicas de los estratos característicos del sitio. Los valores medios de las propiedades índices en la FAS fueron obtenidos durante la etapa de exploración, resultando: contenido de agua, 303%; límite líquido, 336.6%; índice plástico, 245%; y, consistencia relativa de 0.137. La resistencia media no drenada de muestras inalteradas de la FAS, determinadas en pruebas triaxiales UU no-consolidadas no-drenadas fue

Tabla 3.1 Propiedades índices y mecánicas de los suelos del sitio

Profundidad m	Descripción	c_u kPa	γ_t kN/m ³	w_L %	PI %	w %
0 - 2.5	Costra y 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

de sólo 12.3 kPa; en el Anexo A se muestran las curvas esfuerzo-deformación de ensayos UU y las de pruebas de compresión no confinada, llevadas a cabo por la empresa encargada del diseño de la cimentación y la superestructura. Al correlacionar empíricamente la resistencia a la penetración del cono en el campo, Fig. 3.7, y la resistencia no-drenada de laboratorio, c_u , se encontró la expresión siguiente:

$$c_u = \frac{q_c}{17} \quad (3.1)$$

La compresibilidad de los materiales del sitio es muy alta; el valor medio del coeficiente de compresibilidad, a_v , resultó de 0.0228 kPa^{-1} , con valores máximo y mínimo de 0.0327 kPa^{-1} y 0.012 kPa^{-1} . En el mismo Anexo A se incluyen curvas de compresibilidad del subsuelo arcilloso, obtenidas por los diseñadores en pruebas de consolidación unidimensional, así como un perfil de esfuerzos efectivos con los esfuerzos de preconsolidación definidos por esas curvas; éste muestra claramente que se trata de un depósito de suelos normalmente consolidados. Los valores medios de las propiedades índices de la FAI son: contenido de agua, 237.1%; límite líquido, 251.3%; índice plástico, 192.1%; y, consistencia relativa, 0.074.

3.4 Propiedades dinámicas

El análisis de respuesta de un depósito de materiales térreos ante acciones sísmicas y el estudio de la interacción dinámica suelo-cimentación-estructura, exigen conocer las propiedades dinámicas de los suelos en términos del módulo cortante dinámico, G , y el cociente de amortiguamiento respecto al crítico, λ ; tal conocimiento debe estar basado en determinaciones experimentales. Se exponen en este inciso los resultados de las determinaciones experimentales de estas propiedades de los suelos del sitio, realizadas con técnicas directas en el laboratorio y en el campo.

3.4.1 Ensayes de campo con sonda suspendida

Las propiedades dinámicas *in situ* de los depósitos arcillosos del sitio se determinaron mediante la medición de las velocidades con las que se propagan las ondas S y P a diferentes profundidades. Se recurrió a un procedimiento en el que la fuente de excitación y los detectores de respuesta se mantienen a una distancia constante a lo largo de toda la profundidad del sondeo; tal técnica se conoce como de sonda suspendida, misma que fue desarrollada en Japón en la década de 1970 (Kitsunozaki, 1980; Uchiyama *et al.*, 1984). En el Anexo B se proporciona una descripción detallada de este recurso técnico.

Las mediciones con sonda suspendida se llevaron a cabo durante la campaña de instalación de los piezómetros, desde la superficie del terreno. La perforación para esta prueba se localizó a 2.5 m de la boca de la perforación para el sondeo de muestreo y para la colocación del piezómetro ZE2; no se empleó ningún ademe y se usó agua como fluido de perforación. El barrido en el sitio de estudio se efectuó de abajo hacia arriba, a partir de 60 m de profundidad, con lo que se penetraron incluso los depósitos profundos; la toma de lecturas fue a cada metro.

La consistencia muy blanda de los depósitos arcillosos pudo confirmarse con las muy bajas velocidades de las ondas de cortante medidas, Fig. 3.8. Se distingue una ligera disminución de v_s con la profundidad entre los 3 y 13 m, para luego acusar un aumento hasta alcanzar la primera capa dura. Se aprecian algunos valores por arriba de la tendencia que fueron asociados a la presencia de algunas capas arenosas o de vidrio volcánico. La velocidad de las ondas de cortante v_s en la FAS alcanzó apenas un valor medio de 35.5 m/s, con desviación estándar de 6.6 m/s, y con valores extremos de 26.3 m/s y de 50.0 m/s. A su vez, en la FAI se registró un valor medio de 80.4 m/s, con desviación estándar de 30.3 m/s. Contrastando con las formaciones arcillosas, la primera capa dura es más rígida pero más heterogénea, como lo muestra el hecho de que los valores medidos cayeron en el intervalo entre 66.7 y 333 m/s. La velocidad máxima medida en los depósitos profundos bajo esta cimentación fue de 490 m/s.

Con la velocidad de las ondas de cortante pudo establecerse el valor del módulo cortante dinámico G , el cual debe asociarse a las más bajas distorsiones –del orden de $10^{-4}\%$ –, que son equivalentes a las que inducen estos equipos en el campo. El módulo G está asociado a la velocidad v_s mediante la ecuación elástica:

$$G = \rho v_s^2 \quad (3.2)$$

donde ρ es la densidad del suelo, que se obtiene como el cociente entre el peso volumétrico total, γ_t , y la aceleración de la gravedad, g . Las velocidades medidas de v_s corresponden a un valor medio de $G=1.48$ MPa para la FAS; sus valores se detallan metro a metro en la Tabla 3.2.

3.4.2 Ensayes de laboratorio con cámara triaxial de columna resonante

Adicionalmente, se efectuaron pruebas de laboratorio mediante cámara triaxial de columna resonante, para medir tanto G como λ , en un intervalo relativamente amplio de distorsiones, en cuyo extremo inferior se ubican las que genera la sonda suspendida. Estas mediciones han permitido analizar comparativamente las ventajas y las desventajas de las técnicas de laboratorio y campo (Mendoza *et al.*, 1997). El sondeo de muestreo inalterado selectivo de la

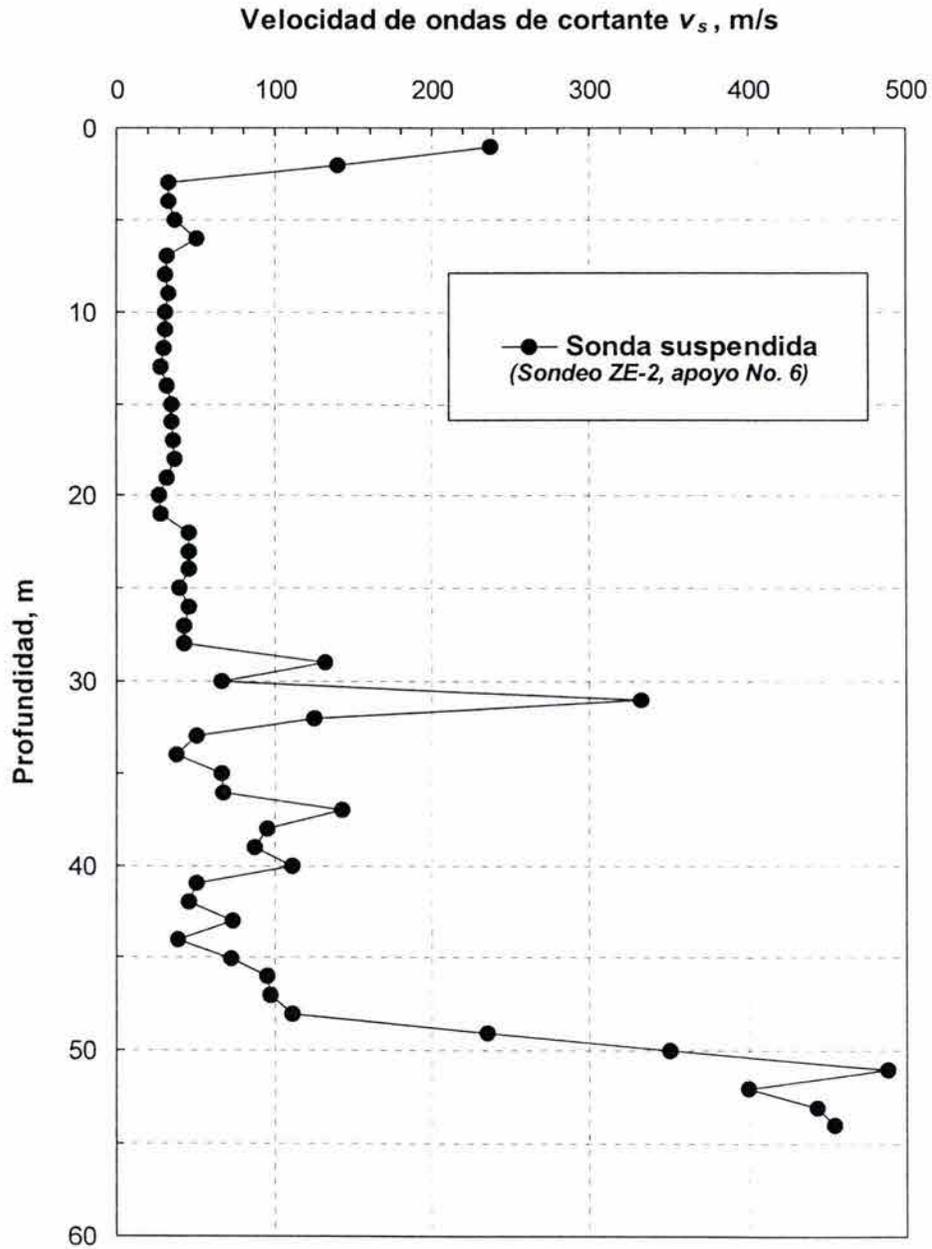


Fig. 3.8 Perfiles de velocidades de propagación de ondas S y P, obtenidos con la técnica de sonda suspendida. Apoyo No. 6 del puente Impulsora

FAS, como ya se señaló, fue ejecutado contiguo a la perforación hecha para las mediciones con la sonda suspendida; para el muestreo se usó tubo Shelby de 10.2 cm (4") de diámetro. De los tramos muestreados de este sondeo se obtuvieron los especímenes inalterados para los ensayos en el laboratorio.

Tabla 3.2 Comparación de propiedades dinámicas determinadas en el campo y en el laboratorio (Mendoza, et al., 1997e)

Profundidad m	Mediciones de campo (sonda suspendida)					Mediciones en laboratorio (columna resonante)				G_{0L} / G_{0C}
	v_P m/s	v_S m/s	v_P / v_S	Rel. de Poisson, ν	G_{0C} MPa	Muestra No.	v_S m/s	G_{0L} MPa	Amorti- guamie nto, %	
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*.

En el laboratorio se usó un equipo triaxial de columna resonante con acción torsionante (Mendoza *et al.*, 1996a), que permite determinar el módulo G y el cociente λ en el intervalo de distorsiones de muy pequeñas a medianas, bajo estados de esfuerzo y niveles de distorsión perfectamente conocidos y controlados. En el Anexo C se describen los componentes y características de este equipo, así como las bases teóricas que sustentan la determinación de G y λ .

Se presentan resultados de un número reducido de especímenes cilíndricos huecos de 7 cm de diámetro exterior; en muestras huecas ocurre una mejor distribución del campo de deformaciones al someterlos a momentos torsionantes, en comparación con muestras macizas. Fue aplicada una contrapresión de 200 kPa durante al menos un día para asegurar su saturación. Luego se consolidaron bajo presiones confinantes efectivas similares a las de campo, adoptando una condición anisotrópica, para lo que se supuso un coeficiente $K=0.6$, basado en los valores de K_0 entre 0.4 y 0.6 (Alberro, 1969) para arcillas normalmente consolidadas de la ciudad de México. Cabe señalar que mediciones recientes de Ovando (2003) indican valores de K_0 tan bajos como 0.35 para esta arcilla. Después de la consolidación, las mediciones dinámicas se llevaron a cabo sin permitir drenaje. Esta etapa dinámica consiste en aplicar reducidos momentos torsionantes cíclicos de amplitud constante a la cabeza del espécimen (su base se mantiene fija al pedestal), variando la frecuencia de excitación, hasta alcanzar su resonancia. Definida la frecuencia de resonancia y con base en la teoría de propagación de ondas en barras cilíndricas, se deduce la velocidad de las ondas elásticas de cortante, v_s ; y de ésta, el módulo G . Los resultados normalizados de los ensayos dinámicos son presentados en la Fig. 3.9, en donde se ha incluido

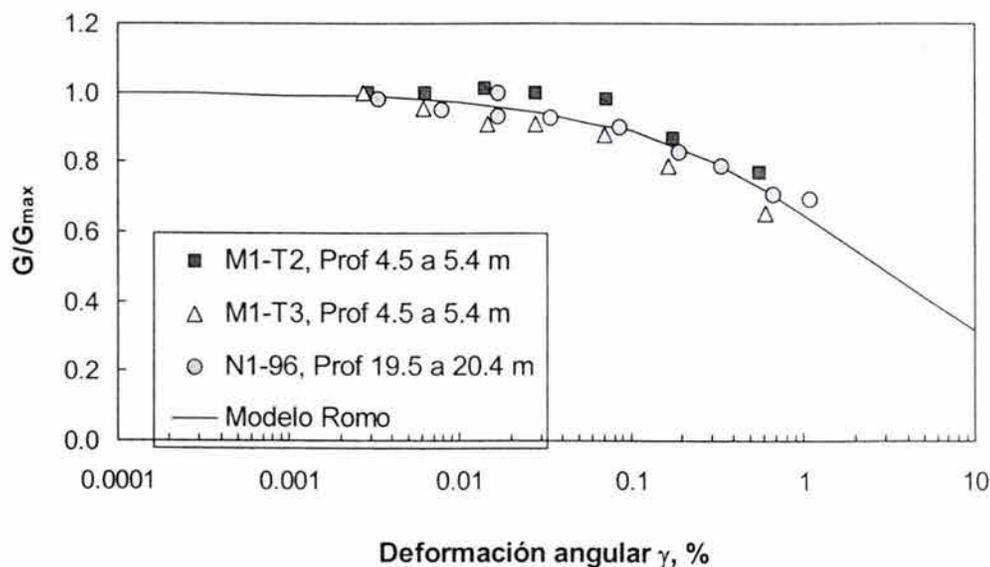


Fig. 3.9 Degradación del módulo G con la distorsión y ajuste teórico. Ensayes en cámara triaxial de columna resonante. Sitio de desplante de la cimentación estudiada

el ajuste a la expresión analítica propuesta por Romo (1995), para la reducción que sufre el cociente G/G_{\max} conforme aumenta la distorsión γ .

Estas mediciones permitieron obtener también los amortiguamientos, tanto con la traza de la atenuación de las amplitudes de desplazamiento al iniciarse la vibración libre, como con el método del ancho de banda durante la vibración forzada; estos amortiguamientos, aunque de carácter diferente, guardan relación. Se repite el comportamiento típico de la arcilla de la ciudad de México, en el que la degradación de la rigidez dinámica ocurre muy lentamente y sólo con distorsiones grandes.

3.4.3 *Discusión sobre las determinaciones en el laboratorio y en el campo*

En la Tabla 3.2 se han reunido los valores de los parámetros dinámicos obtenidos en el laboratorio y en el campo, siguiendo los procedimientos antes descritos. En la Fig. 3.8a se han incluido los valores de las velocidades de ondas S determinadas en el laboratorio; dos de las muestras ensayadas (símbolo Δ) se reconsolidaron con el doble del esfuerzo efectivo *in-situ*, lo que determinó desde luego un valor mayor de v_s , con el consecuente aumento de G_{0L} . Se advierte que el laboratorio proporciona valores más altos de v_s , que los medidos en el campo, por lo que los cocientes G_{0L} / G_{0C} son mayores que la unidad. Las relaciones entre velocidades de laboratorio y campo alcanzan valores entre 1.23 y 1.56, y las del cociente G_{0L} / G_{0C} entre 1.51 y 2.44.

El hecho de que los valores de G_{0L} resulten mayores que los de G_{0C} ya se había reportado para la ciudad de México (Jaime y Romo, 1988), véase la Fig. 3.10; coincide con lo observado para otros sitios con suelos blandos (Yasuda *et al.*, 1994) como el de la bahía de Tokio. En efecto, en los suelos arcillosos blandos normalmente consolidados de esa bahía, Fig. 3.11, se distinguen cocientes G_{0L} / G_{0C} similares para valores de $G_0 < 25$ 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 hasta de 0.25 para suelos duros cuya rigidez dinámica alcance los 300 MPa, como se aprecia en la Fig. 3.11. Los suelos rígidos y duros son los más susceptibles a la presencia de discontinuidades, juntas y fisuras, las que determinan que exhiban ablandamiento las muestras por la reducción de esfuerzos cuando 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, los resultados de las dos investigaciones referidas y los de esta tesis ratifican que ocurre lo contrario cuando se trata de suelos arcillosos blandos.

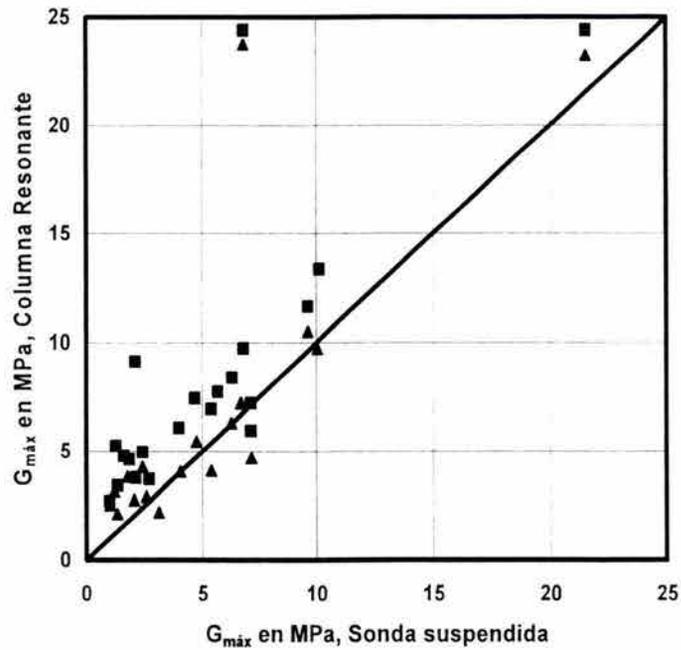


Fig. 3.10 Comparación de valores del módulo cortante de la arcilla de la ciudad de México, determinados con sonda suspendida y columna resonante (Jaime y Romo, 1988)

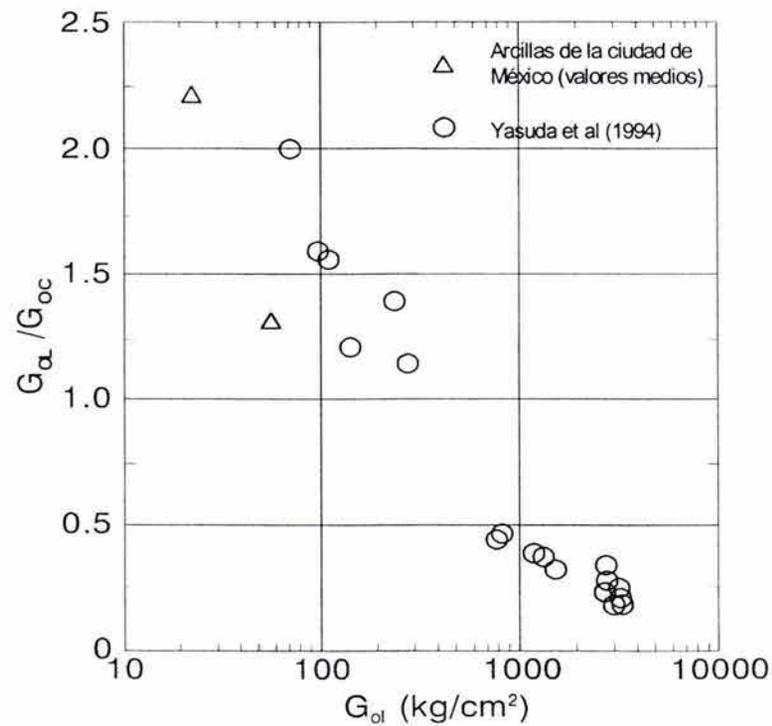


Fig. 3.11 Relación de módulos cortantes dinámicos obtenidos con sonda suspendida y columna resonante para suelos arcillosos

Los valores menores de G obtenidos con la sonda suspendida respecto a las triaxiales de columna resonante, 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 sin ademe, sea más profundo, permanezca abierto por más 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 cierta fluencia; ello explicaría que su rigidez dinámica resulte menor que la de laboratorio. Las diferencias se deben entonces, básicamente, a que los valores de G determinados en las condiciones descritas en el laboratorio y en el campo corresponden a distorsiones diferentes. Las discrepancias que presentan las rigideces dinámicas según diferentes técnicas de laboratorio y campo deben explicarse, la mayoría de las veces, por la dependencia de las propiedades dinámicas con el nivel de distorsión, resultado de la naturaleza no lineal del comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos.

De lo anterior, es importante reconocer las pruebas de campo en términos del nivel de deformación (Tani, 1995; Romo *et al.*, 2000), a fin de hacer comparaciones compatibles con las técnicas de laboratorio. En la Fig. 3.12 se reúnen esas pruebas en tres grupos, los que fueron propuestos por un comité de expertos (Burland, 1995), tal como se indica enseguida:

- Grupo A: Niveles muy pequeños de deformación, definiendo el rango de comportamiento elástico. Incluye procedimientos diversos orientados a medir la velocidad de las ondas de cortante, tales como a) Prospección geofísica desde la superficie del terreno (métodos de reflexión o refracción, por ejemplo); b) Barridos geofísicos en sondeos (sonda suspendida, pozo abajo, pozos cruzados); y c) Penetración de cono sísmico (técnicas de pozo abajo o cruzado).
- Grupo B: Niveles pequeños de deformación, definiendo comportamientos intermedios de pre-falla. A este grupo pertenecen las pruebas con presurímetro y de placa.
- Grupo C: Niveles altos de deformación, caracterizando la falla, e incluso condiciones residuales. Pruebas con presurímetro y de placa que alcancen la falla, así como técnicas tales como las de SPT y CPT.

A las explicaciones anteriores de las diferencias entre laboratorio y campo para suelos blandos, como en este caso, pueden contribuir los posibles factores coadyuvantes siguientes:

- * Diferencias intrínsecas entre los materiales ensayados en laboratorio y campo, en función de la reconocida heterogeneidad y cambios que exhibe la arcilla de la ciudad de México, incluso en distancias reducidas (Marsal y Mazari, 1969); desde luego la medición en campo comprende una masa mucho mayor que la dimensión de una muestra de laboratorio.
- * Posibles diferencias en el estado de esfuerzos que tenía la muestra de suelo *in-situ* y el que se le aplica en la cámara triaxial en el laboratorio; y,
- * Al retornarles a las muestras su condición de esfuerzo del sitio después de extraerlas y descargarlas totalmente, se alcanza una relación de vacíos ligeramente menor a la que prevalecía en su estado *in situ*, aunque se estima de reducido efecto; a menor e , mayor G .

En la misma Tabla 3.2 se incluyen los valores del cociente de amortiguamiento respecto al crítico que fueron medidos en el laboratorio mediante las dos técnicas ya mencionadas; los valores alcanzados con ambas técnicas fueron consistentes. 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.

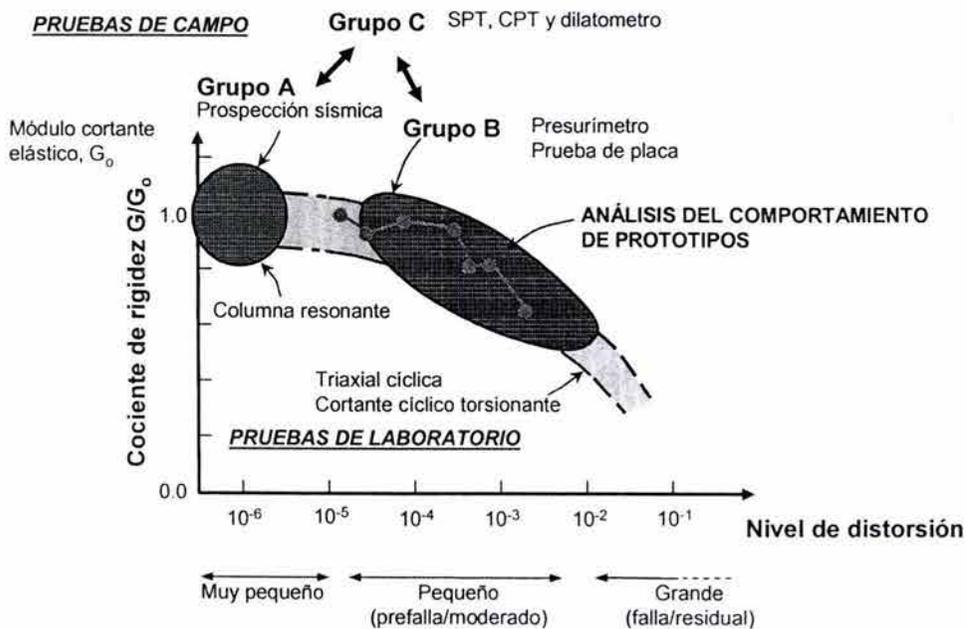


Fig. 3.12 Estudios comparativos de laboratorio y campo para determinar el comportamiento dinámico no lineal de los suelos (Tani, 1995)

Capítulo 4

CONSTRUCCIÓN E INSTRUMENTACIÓN SISMOGEO TÉCNICA DE LA CIMENTACIÓN DEL APOYO No. 6 DEL PUENTE “IMPULSORA”

4.1 Procedimiento constructivo de la cimentación

Antes de realizar la excavación para construir el cajón se hincaron 77 pilotes, hasta alcanzar su punta una profundidad de 30 m, con lo que se conserva un "colchón" para admitir futuros asentamientos; esto es, se pretende que los pilotes no toquen la PCD. El hincado de pilotes se realizó con antelación a la excavación, a fin de minimizar el tiempo en que estuviera abierta ésta y así reducir la expansión de su fondo; al ocurrir la descarga por la excavación, la porción superior de los pilotes son requeridos para trabajar a tensión, como se discute en el capítulo siguiente. En la Fig. 4.1 se presentan algunas vistas tomadas durante la construcción de la cimentación.

Adecuadamente, el criterio de los diseñadores fue disponer los pilotes en coincidencia con las contratrabes, incluyendo tantos como fuese posible en las orillas longitudinales, para lo que se dispusieron dos líneas de contratrabes cerca de las orillas largas, teniendo seguramente en mente los momentos de volteo sísmicos en la dirección transversal del puente. Esta práctica común en México no coincide con la sugerencia de Randolph (1994) de concentrar los pilotes en la parte central de la planta de los edificios, con miras a reducir asentamientos diferenciales;

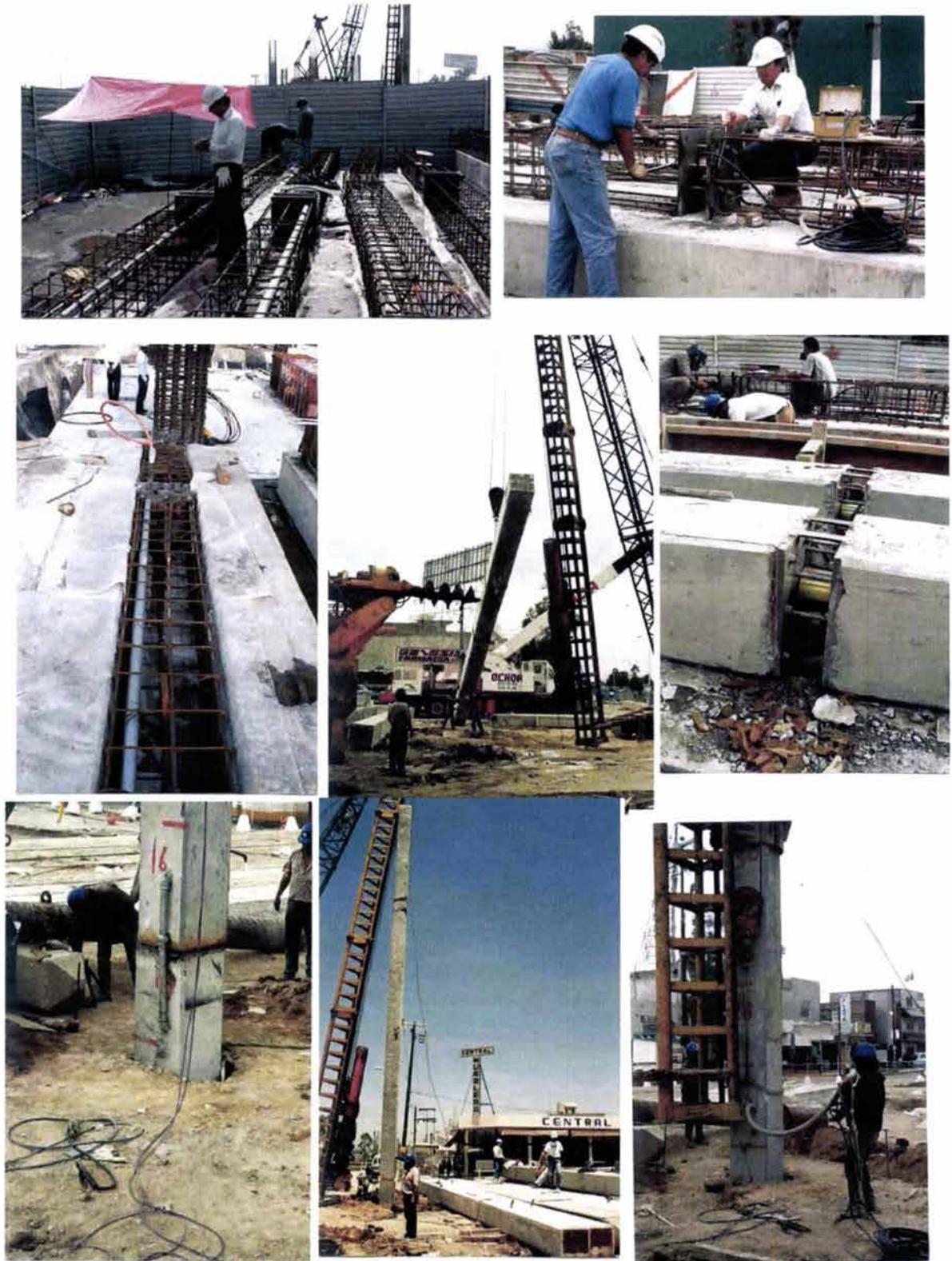


Fig. 4.1a Actividades de construcción de la cimentación estudiada

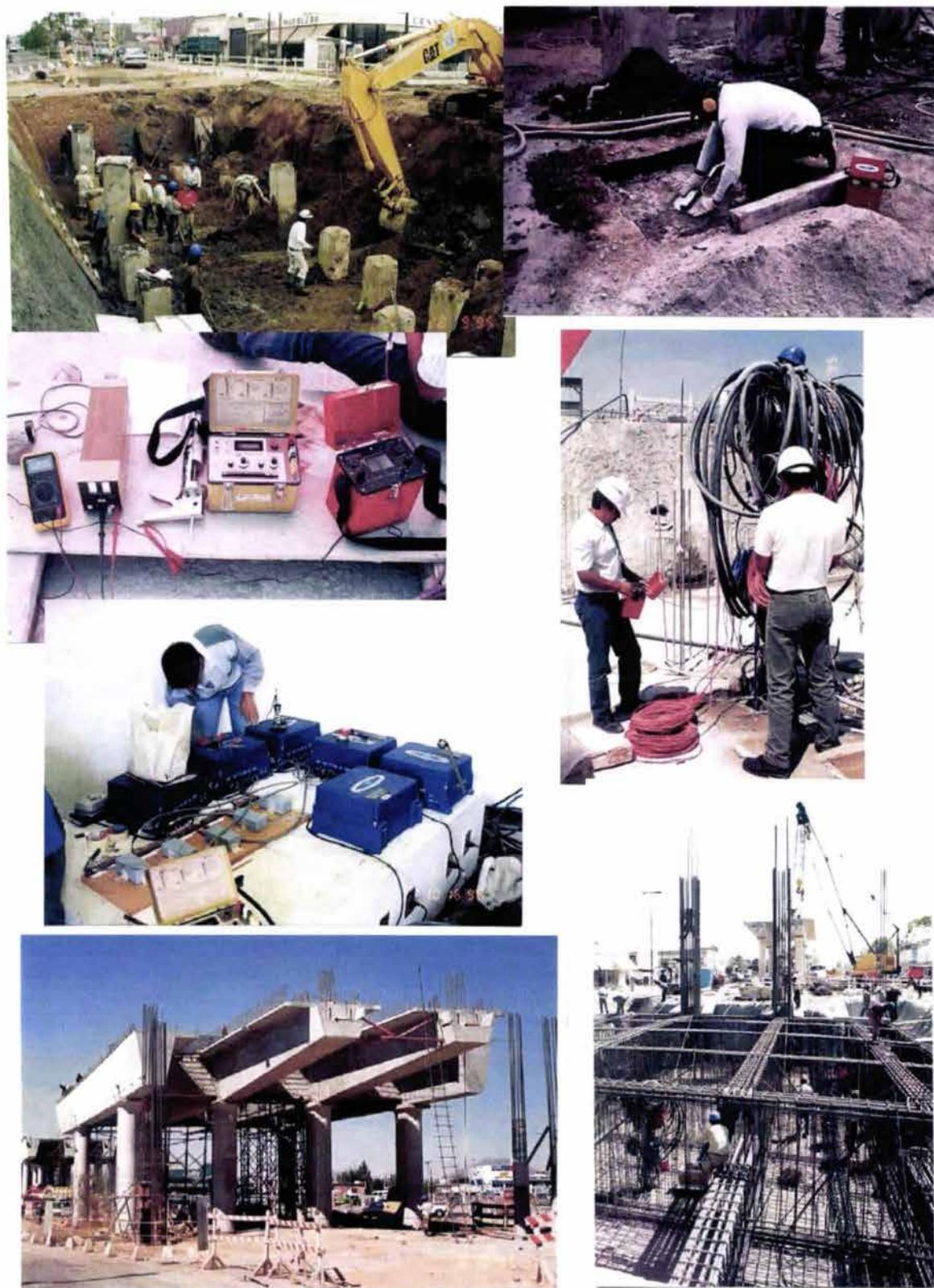


Fig. 4.1b Actividades de construcción de la cimentación estudiada

Capítulo 4

CONSTRUCCIÓN E INSTRUMENTACIÓN SISMOGEO TÉCNICA DE LA CIMENTACIÓN DEL APOYO No. 6 DEL PUENTE “IMPULSORA”

4.1 Procedimiento constructivo de la cimentación

Antes de realizar la excavación para construir el cajón se hincaron 77 pilotes, hasta alcanzar su punta una profundidad de 30 m, con lo que se conserva un "colchón" para admitir futuros asentamientos; esto es, se pretende que los pilotes no toquen la PCD. El hincado de pilotes se realizó con antelación a la excavación, a fin de minimizar el tiempo en que estuviera abierta ésta y así reducir la expansión de su fondo; al ocurrir la descarga por la excavación, la porción superior de los pilotes son requeridos para trabajar a tensión, como se discute en el capítulo siguiente. En la Fig. 4.1 se presentan algunas vistas tomadas durante la construcción de la cimentación.

Adecuadamente, el criterio de los diseñadores fue disponer los pilotes en coincidencia con las contratrabes, incluyendo tantos como fuese posible en las orillas longitudinales, para lo que se dispusieron dos líneas de contratrabes cerca de las orillas largas, teniendo seguramente en mente los momentos de volteo sísmicos en la dirección transversal del puente. Esta práctica común en México no coincide con la sugerencia de Randolph (1994) de concentrar los pilotes en la parte central de la planta de los edificios, con miras a reducir asentamientos diferenciales;

La excavación se efectuó con una pala mecánica con cuchara de 1 yd³, con el debido cuidado para no dañar los pilotes, en particular los instrumentados que se describen más adelante, junto con sus mangueras plásticas que contenían los cables conductores de los sensores geotécnicos; en los últimos 15 cm, el afine en el fondo de la excavación se hizo con pala manual. Inmediatamente después de que se alcanzaba el fondo y se liberaban porciones de la excavación, se iba colando una plantilla de concreto pobre de unos 7 cm de espesor que coadyuvaba a reducir la expansión y servir de plataforma de trabajo para el armado de contratrabes. Apenas fue necesario el uso de un par de bombas hidráulicas para hacer trabajo de achique y mantener estanca la excavación.

Concluida la plantilla, se rompieron áreas de 1 m por lado en los sitios donde se alojarían las celdas de presión; se retiró material arcilloso del fondo en unos 20 cm y se reemplazó por una arena húmeda que se compactó con un polín como pisón para formar una “cama” de unos 10 cm de espesor. Sobre cada una de ellas se colocó una celda de presión, tomando los debidos cuidados para proteger a transductor y cables eléctricos, alojándolos en un tubo de acero galvanizado y mangueras plásticas, respectivamente. Los cables así protegidos se condujeron a la proyección de lo que sería después la caseta de registro, ranurando la plantilla del fondo. Las celdas fueron cubiertas con la misma arena en similares condiciones, para finalmente restituir la plantilla de concreto. La conducción de los cables de celdas de carga provenientes de los pilotes instrumentados, y de los piezómetros fueron igualmente conducidos por la plantilla hasta el sitio de la caseta de registro.

Sobre la plantilla de concreto en el fondo de la excavación y las paredes de la misma se dispuso una geomembrana de polietileno de 4 mm de espesor, envolviendo así la base y paredes del cajón; ello con el fin de evitar el flujo del agua del subsuelo hacia el cajón. Si bien esta geomembrana es impermeable, se le deben practicar cortes para dar paso al acero de refuerzo de los pilotes. A juzgar por esta experiencia, tales cortes son vías de agua que impiden cumplir con el objetivo; sin duda conviene evaluar su efectividad y ponderarla con técnicas no orientadas a impedir el acceso de agua a los cajones, sino a llenar los huecos del cajón de cimentación con materiales impermeables y muy ligeros, a fin de que su masa llene esos espacios con un peso mínimo. Este es un tema por investigar, pero sin duda bloques de poliestireno, o envases grandes con tapa roscada, por ejemplo de refresco (Romo, 2002), podrían cumplir con ese fin.

Colocada y sellada la membrana, se inició de inmediato el habilitado del acero y el armado para losa de cimentación y contratrabes. A partir de ese periodo se inició el monitoreo de los sensores geotécnicos con los indicadores portátiles que se mencionan más adelante, continuando durante el colado del cajón, y todo el resto de construcción de la superestructura.

4.2 Lineamientos generales de la instrumentación

El conocimiento de las variables internas de cimentaciones prototipo, mediante mediciones con los instrumentos adecuados, proporciona sin duda las bases para avanzar significativamente en la comprensión de los fenómenos que determinan su comportamiento. Si se adopta un enfoque de estudio en el que sólo se registren y analicen los efectos, tales como asentamientos, no se conocerá el por qué del comportamiento; es necesario, al menos para fines de investigación, recurrir a un enfoque explicativo, en el que se midan las variables de estado que determinan el performance de una cimentación. Dada la complejidad ya señalada que debe enfrentar la ingeniería de cimentaciones en la ciudad de México, la modelación ingenieril debe atender a estos resultados explicativos a fin de adoptar consideraciones e hipótesis más cercanas a la realidad; y con ello, considerar elementos más sólidos para diseñar racionalmente cimentaciones semejantes.

La instrumentación de una obra geotécnica requiere una planeación cuidadosa (Hanna, 1973; Kovári y Amstad, 1984), siempre enfocada a dar respuestas específicas a aspectos o preguntas específicas de los objetivos buscados (Peck, 1969 y 1981); la identificación de éstas es por tanto un punto de partida ineludible para distinguir las características necesarias de la instrumentación por colocar. Adicionalmente, la instrumentación debe adecuarse a las condiciones ambientales del sitio, al periodo de medición previsto, y a la precisión requerida (Mikkelsen y Wilson, 1984).

Una característica muy importante que debía satisfacer la instrumentación estudiada era su capacidad para responder tanto a las condiciones estáticas por cargas sostenidas, como a condiciones dinámicas derivadas de acciones sísmicas. Debe señalarse que hasta donde conoce el sustentante, el estudio que aquí se presenta no tiene precedente a nivel mundial en el campo de las cimentaciones combinadas losa-pilotes; incluso los casos historia de este tipo instrumentados y monitoreados para conocer el comportamiento bajo cargas estáticas son reducidos. Los estudios previos en prototipos de cimentaciones similares se han orientado sólo a conocer el comportamiento estático a largo plazo; ejemplos de ellos son los monitoreados en la arcilla de Londres y en otros sitios de Inglaterra (Cook *et al.*, 1981; Price y Wardle, 1983, Rickard *et al.*, 1985), en arcillas marinas de Suecia (Hansbo y Jendeby, 1983; Hansbo, 1984; Jendeby, 1986; Fredriksson y Rosén, 1985), en la arcilla preconsolidada de Frankfurt (Sommer *et al.*, 1985; Katzenbach y Moormann, 1997 y 2003; Reul, 2003), y en depósitos arcillosos coluviales de Japón (Yamashita y Kakurai, 1991). Yu-kang y coautores (1997) presentan el estudio de una cimentación mixta en Shangai para un edificio de 24 niveles, la que fue instrumentada con 14 celdas de presión y 7 celdas de carga en la cabeza de siete pilotes; todo ello para la medición bajo cargas en condiciones estáticas. En ninguna de estas cimentaciones se midieron los efectos dinámicos de eventuales sismos. Por su parte, Onimaru y coautores (1996) colocaron celdas en la base y paredes de una central nuclear no-piloteada en Japón, para registrar presiones durante eventos sísmicos.

En el valle de México han sido motivo de estudio los pilotes de fricción en el campo, pero en su condición aislada y sin formar parte de una cimentación, midiendo carga a través de su longitud (Reséndiz, 1964) en pruebas de compresión, o cargados por fricción negativa (Auvinet y Hanell, 1981); o bien, pruebas de carga en pilotes aislados en las que se combinaron cargas sostenidas con acciones cíclicas (Jaime *et al.*, 1988).

Para cumplir con el objetivo dual señalado, se establecieron las premisas y condiciones siguientes que deberían cumplir los componentes del sistema: i) recurrir a sensores o transductores eléctricos para la medición de las variables geotécnicas; ii) contar con un acelerógrafo para que, una vez alcanzado cierto umbral de aceleración durante un sismo, diese la señal para disparar el registro de los sensores geotécnicos, iii) disponer de un sistema automático de adquisición de datos con registro digital, para recibir y almacenar las señales de los transductores, cuando así lo definiera el acelerógrafo; y iv) transductores geotécnicos con la flexibilidad de medir y registrar no sólo ante cargas dinámicas, sino de poder hacerlo de manera manual, mediante equipos portátiles; ello con el fin de monitorear esos mismos sensores durante la construcción y en condiciones de operación bajo cargas sostenidas y a largo plazo.

Las variables geotécnicas internas que se distinguieron en esta cimentación fueron: las cargas que actúan sobre los pilotes, las presiones verticales totales en el contacto suelo-losa de cimentación y, las presiones en el agua de poro en el subsuelo bajo la cimentación; la instrumentación geotécnica adoptada incluyó precisamente los sensores para medir estas variables. Los transductores geotécnicos se integraron a la cimentación durante su construcción, en tanto que el acelerógrafo se fijó a la losa tapa de cimentación, una vez concluida ésta, y dentro de una caseta de registro; ahí también se encuentran los registradores digitales de las variables geotécnicas. A la caseta confluyen todas las terminales eléctricas de los transductores, y es desde donde se llevan a cabo las mediciones, ya en la etapa de operación del puente. Los acelerógrafos proporcionan información básica muy útil para analizar tanto las acciones dinámicas sobre el puente, como la interacción suelo-cimentación-estructura. Para complementar los registros de aceleraciones en el cajón de cimentación, en una etapa posterior a la conclusión de la construcción del puente, se colocaron acelerómetros en campo libre en las inmediaciones (a unos 60 m) de la cimentación instrumentada.

4.3 Planeación de la instrumentación

Atendiendo a lo sugerido por Peck (*op. cit.*), se exponen enseguida las preguntas más importantes que se plantearon, mismas que deberían responderse a partir de la interpretación de los resultados de la instrumentación que se proyectaba, y que determinaron sus características y ubicación:

- ◆ ¿Cómo es la participación de losa de cimentación y pilotes de fricción para soportar la carga estática debida a la super y subestructura?; esto es, dilucidar cuánta carga toman los pilotes, y cuánta transfiere el contacto losa-suelo, y cómo evoluciona desde su construcción y ya durante su operación a largo plazo.
- ◆ Establecer cómo es la participación de carga en este sistema mixto de cimentación durante un sismo; esto es, ¿qué carga soportan los pilotes, y cuál la losa?. ¿Cómo se redistribuyen las cargas con el tiempo?.
- ◆ ¿Cómo es la distribución de esfuerzo vertical en el contacto losa-suelo?. ¿Qué tan uniforme es la carga que soportan los pilotes?
- ◆ ¿Cómo es la transferencia de carga del pilote al subsuelo a través de su longitud?. Lo anterior bajo condiciones estáticas crecientes desde su hincado, construcción de estructura y cargas sostenidas.
- ◆ ¿Cómo se modifica esa transferencia de carga pilote-suelo durante un sismo?
- ◆ ¿Cómo es la evolución de las cargas piezométricas a diferentes profundidades bajo la cimentación antes de la construcción, durante la misma, y tiempo después durante su operación y bajo un ambiente de asentamiento regional?.
- ◆ ¿Cuál es la variación de esas cargas piezométricas durante sismos intensos, y cuál su evolución posterior?
- ◆ ¿Cómo varían esas distribuciones de presión hidráulica bajo la cimentación, en comparación con las de campo libre?
- ◆ ¿Qué tan significativa es la interacción suelo-estructura, a juzgar por los movimientos registrados en campo libre y en la cimentación?
- ◆ ¿Cuál es la historia de movimientos en el cajón de cimentación?
- ◆ ¿Cómo se deforman a profundidad los substratos bajo el área cargada?

Una vez que se plantearon estos cuestionamientos, sus respuestas fueron configurando los tipos, características, número y ubicación de los instrumentos, desde luego considerando el mejor balance de su desempeño y costo. Atendiendo a ello, se seleccionaron sensores eléctricos por la velocidad de respuesta que se requería para registrar lo que se pretendía medir; además, éstos fueron a prueba de agua en virtud de que serían instalados precisamente en un ambiente bajo agua. El intervalo requerido de los sensores para registrar fuerzas o presiones se estableció con base en estimaciones teóricas, por una parte, y por los intervalos disponibles del fabricante, por la otra. Una de las peculiaridades de parte de la instrumentación es que la adquisición de su información puede ser tanto manual como automática, teniendo así redundancia en el sistema de adquisición de datos. El sistema manual está orientado a registrar las señales de los transductores de cuerda vibrante (VW) para mediciones estáticas a largo plazo; para este objetivo tales sensores son muy estables, aunque cabe distinguir su pobre respuesta dinámica. A su vez, para las mediciones de las

variables geotécnicas durante eventos sísmicos se adoptó un sistema automático que monitorea deformímetros eléctricos de tipo resistivo, mismos que se conocen usualmente como *strain-gages* (SG). No obstante, estos mismos sensores pueden monitorearse manualmente o con disparo automático para mediciones estáticas. En el trabajo de Mendoza *et al.* (1996a) se describe ampliamente la instrumentación instalada y los resultados durante la construcción e inicio de operación del puente.

Por lo que se refiere al número y ubicación de los instrumentos, la necesidad de responder acerca de la carga que toman los pilotes, llevó a colocar las celdas de carga cerca de la conexión con las contratrabes, pero respetando cierta distancia para que las celdas no fuesen dañadas por el hincado y la demolición que se hace en la cabeza del pilote con martillo neumático, para descubrir su acero. Se instrumentó sólo el 10% del total de pilotes. A su vez, la búsqueda de respuesta a cómo es la transferencia de carga a lo largo de los pilotes, llevó a ubicar celdas de carga no sólo en su cabeza, sino en otras tres profundidades adicionales en dos de los pilotes instrumentados. El requerimiento de conocer cuál es el aporte de la punta a la capacidad de carga, exigió colocar una celda de carga cerca de ese extremo. La ubicación de las celdas de presión directamente abajo de la plantilla de la cimentación, atendió a contar con una distribución que cubriese todo el área del desplante y que a su vez se entremezclaran los sensores con principios de medición diferentes (resistivos y de cuerda vibrante); ello con el objeto, de que ante la eventualidad de daños en los sensores de un tipo, se tuviese información de diversas zonas con los datos del otro tipo.

Se estableció como criterio de monitoreo y programa de mediciones, que durante la construcción se realizaría el monitoreo con los indicadores portátiles cada tres o cuatro días; sin embargo, no fue raro que la toma de lecturas fuese diaria cuando ocurrían acciones constructivas significativas. Durante la construcción y por un lapso de 2 meses y medio, las nivelaciones topográficas fueron diarias. Desde luego, en la medida que fue concluyéndose la construcción del puente, la frecuencia del monitoreo se fue reduciendo; ya en operación el puente, y a varios años de haberse iniciado su construcción, las mediciones se realizan cada tres meses. Después de un sismo intenso, se toman lecturas en un plazo de 48 horas. Los registros automáticos y acelerográficos se iniciaron una vez que se contó con la caseta de registro.

La parte final que requiere una instrumentación exitosa, es la interpretación de los datos. Un proyecto de instrumentación no concluye con la medición y menos con la instalación de aparatos, incluso tampoco con el reporte de las mediciones; es menester analizar e interpretar los datos y difundirlos. Precisamente por no concluir este proceso, en ocasiones se cuestiona la valía de la instrumentación; en efecto, cuando no se analizan los datos, no se aporta nada y con justificada razón la utilidad de la instrumentación queda en entredicho y su costo, recursos que podrían no ser despreciables, se torna en un gasto inútil. Por el contrario, la interpretación atinada y expedita

permitiría no sólo validar las hipótesis sobre las que se base el diseño de la obra (lo cual permite hacer cambios si son necesarios), sino que constituye un caso historia que sería de gran utilidad para desarrollar modelos analíticos confiables y, por tanto, útiles para futuros diseños de estructuras semejantes en ambientes equiparables. La reunión de la información recabada y la interpretación de los datos referentes a este estudio, después de nueve años de mediciones, dan elementos para juzgar confiablemente el comportamiento a largo plazo de esta cimentación.

4.4 Transductores geotécnicos en la cimentación

Los equipos instalados en la cimentación fueron: 13 celdas de carga colocadas en los pilotes, 8 celdas de presión dispuestas en el contacto losa-suelo, 6 piezómetros localizados en el subsuelo a diferentes profundidades, acelerógrafo triaxial sobre la cimentación, acelerógrafo triaxial en la superficie del campo libre (a 60 m de distancia del apoyo) y otro en un pozo a 60 m de profundidad sobre la misma vertical, así como 3 extensómetros para medir los asentamientos del subsuelo a diferentes profundidades. En la planta de cimentación, Fig. 3.3 y en los perfiles de la misma, Figs. 3.4 y 3.5 se indica la posición de estos sensores.

Los sensores geotécnicos conectados al sistema automático fueron 8 celdas de carga, 4 celdas de presión y 3 piezómetros, todos con sensores resistivos (SG). En el sistema manual se cuenta con 2 sensores de tipo SG y 10 transductores a base de cuerda vibrante (VW). Adicionalmente a las proporcionadas por el fabricante, antes de la construcción se llevaron a cabo en el laboratorio calibraciones muy completas y precisas de cada transductor, utilizando justamente tanto los registradores portátiles como los automáticos que se emplearían posteriormente en el campo, y reproduciendo las condiciones de colocación, ganancias, *gage factors*, y voltajes de alimentación. Cuando fue posible se realizó la calibración con dos medios distintos; así, para los sensores resistivos se utilizó tanto un indicador de microdeformaciones, como la combinación de una fuente de poder (alimentación) y un voltímetro digital (respuesta). Durante el proceso constructivo y ya durante la operación, se leyeron y se leen los sensores de ambos tipos mediante indicadores digitales portátiles operados con baterías; para los sensores SG se usó un registrador convencional de microdeformaciones (Vishay P-3500) del tipo puente de Wheatstone, y un indicador de frecuencias (Geokon GK-403) para los de tipo VW. Se describen a continuación las características de cada tipo de sensor, y la forma en que se dispusieron en la cimentación.

4.4.1 Celdas de carga integradas a los pilotes

Se instrumentaron siete de los 77 pilotes que tiene la cimentación con celdas de carga, las que fueron integradas a los tramos de pilote en las camas de colado, cerca de la obra. Los pilotes

instrumentados y su ubicación se muestran en la Fig. 3.3; se trata de los nombrados P4, P14, P39, P40, P41, P64 y P67. Cada uno de ellos cuenta con una celda cerca de su cabeza, que quedó 2 m por debajo de la losa de cimentación. A los pilotes P4 y P40 se les dispuso adicionalmente y a diferentes profundidades, tres celdas de carga a cada uno, incluyendo una cerca de la punta.

Fueron seleccionadas celdas de carga de construcción robusta con capacidad máxima de 1.78 MN (181.6 t), tomando en cuenta la estimación de las cargas a que estarían sometidos los pilotes, y a que deberían resistir su hincado; son celdas herméticas a prueba de agua dado que se mantienen sumergidas, y en un ambiente agresivo por la alta concentración salina. El elemento de carga es un tubo cilíndrico de pared gruesa de acero de alta resistencia, Fig. 4.2a. Estas celdas fueron integradas cuidadosamente a los segmentos de pilotes como los que se indican en la Fig. 4.2b. Estas celdas se dispusieron entre dos placas de acero de 25 mm de espesor, a las que se fijaron y precomprimieron ligeramente mediante pernos de acero de alta resistencia; cabeza y tuercas de los pernos se preservaron dentro de pequeñas cápsulas metálicas para no estar en contacto con el concreto. A las placas a su vez se soldó por su cara interior el acero de refuerzo longitudinal del pilote. Los cables eléctricos de las celdas se condujeron por el interior del pilote dentro de tubos metálicos galvanizados, para garantizar su integridad; para las celdas ubicadas

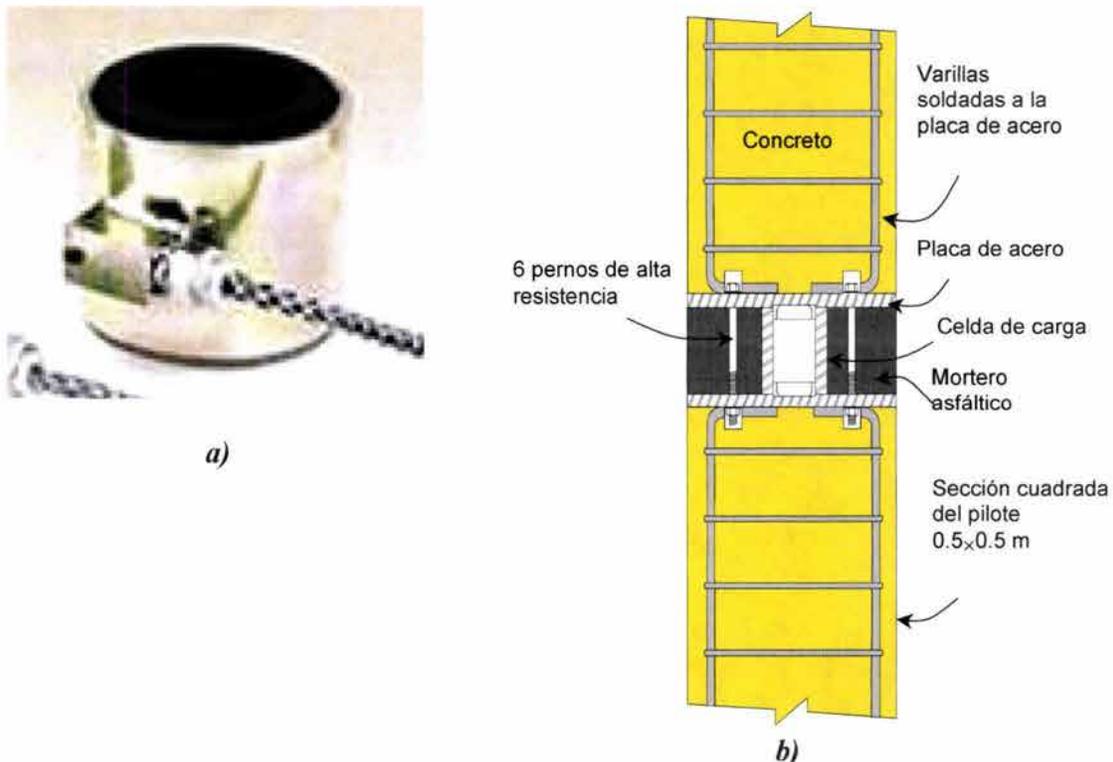


Fig. 4.2 a) Celda de carga y b) su integración a los tramos de pilote

en el segmento de la punta del pilote, fue necesario sacar ese tubo con cables a la superficie del mismo, para salvar la conexión soldada entre ese segmento y el de la cabeza.

En el Anexo D se resumen las expresiones que mejor se ajustan a los resultados de las calibraciones realizadas en el Instituto de Ingeniería, UNAM, bajo carga de compresión y descarga, en una máquina universal de 500,000 libras de capacidad máxima. Esto permitió comparar nuestras calibraciones con las proporcionadas por los fabricantes; en la interpretación de resultados se han usado las primeras, ya que se utilizan en el campo los mismos registradores digitales y manuales con que se llevaron a cabo las calibraciones en el laboratorio. Pudo constatar que usando una u otra calibración, las diferencias nunca fueron mayores de 10 kN.

La alimentación de las celdas de carga SG conectadas a los registradores digitales automáticos requirió diseñar y construir un pequeño circuito para dotarlas de un voltaje regulado de 8.0 V, por instrucciones del fabricante, en vez de los 13.0 V que proporcionan los registradores IDS. Adicionalmente, a raíz de los daños de dos celdas detectados por la alimentación permanente de voltaje por parte de los registradores, se agregaron componentes que mantienen siempre abierto el circuito de alimentación, y sólo lo cierran ante un evento sísmico.

4.4.2 Celdas de presión total colocadas en la interfaz losa-suelo

La instrumentación geosísmica del apoyo No. 6 cuenta con 8 celdas de presión, cuatro de ellas para medición a largo plazo con sensores de cuerda vibrante (VW) y cuatro más para la medición tanto durante eventos sísmicos como en condiciones estáticas (SG); su capacidad máxima es de 175 kPa. En la Fig. 4.3 se muestra una vista de una de esas celdas, consistentes en dos láminas circulares de acero inoxidable que al soldarlas por su periferia adquieren un aspecto lenticular; la pequeña cavidad que se forma entre ellas está llena con un fluido muy estable como lo es el etilenglicol, totalmente desaerado, que está comunicado por un tubo delgado de acero a un transductor de presión. Así, la presión total externa que actúa perpendicularmente al plano de la celda, se transmite hidráulicamente al diafragma del transductor, cuya señal eléctrica se conduce finalmente por un cable blindado al puesto de registro. Las celdas se colocaron en posición horizontal en los sitios que se indican en la Fig. 3.3, 15 cm por debajo de la losa de cimentación y dentro de una cama de arena semicompacta, por lo que miden la presión vertical total en la interfaz losa-suelo.

En la Tabla D.2 se reúnen las ecuaciones de los mejores ajustes a las calibraciones de las celdas de presión realizadas en el CENAPRED y las del fabricante. Para la calibración se dispuso una cama de arena en el laboratorio sobre la que se colocó cada celda en posición horizontal; directamente encima se fueron aplicando placas de concreto con lo que se dieron por peso muerto, esfuerzos normales conocidos.

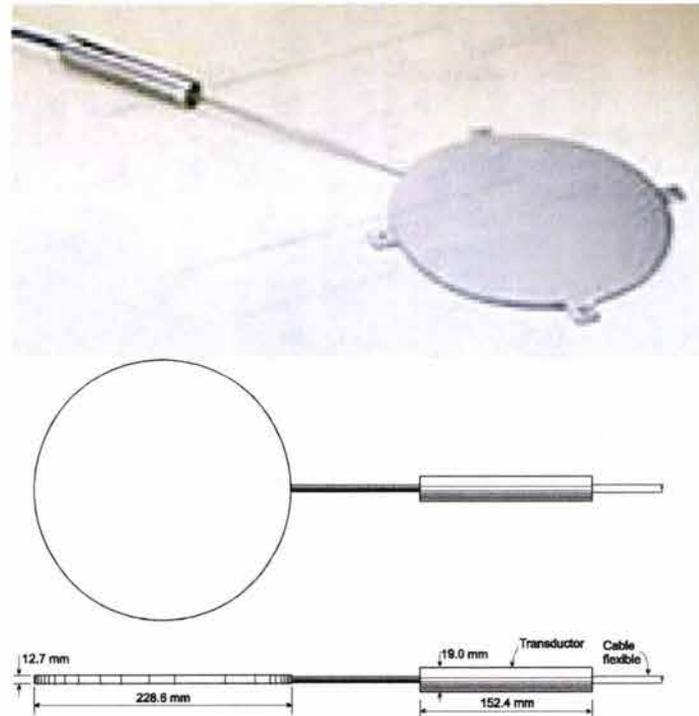


Fig. 4.3 Celda de presión instalada en la interfaz losa de cimentación-suelo

4.4.3 Piezómetros dispuestos en el subsuelo bajo la cimentación

Seis piezómetros se colocaron a diferentes profundidades (7.5, 10.2, 24.0, 27.0, 34.0 y 52.0 metros), bajo un núcleo central de la cimentación, como se aprecia en la Fig. 3.3; su capacidad máxima es de 518 kPa (5.28 kg/cm²). Tres de estos sensores son del tipo resistivo o de *strain gage*, en tanto que los otros tres emplean un diafragma sensible conectado a una cuerda vibrante, Fig. 4.4. Estos sensores están constituidos por un cuerpo cilíndrico en acero inoxidable, dentro del cual se tiene el transductor de presión y el elemento poroso en el extremo. Al permear el agua por ese filtro, accede a la recámara del transductor limitada por un diafragma; éste se deforma con la presión del agua, modificando la longitud de la cuerda que está adosada a él, y cambiando así sus frecuencias de vibración, mismas que son registradas por un indicador portátil. Previa calibración, dichas frecuencias de vibración se asocian a presiones conocidas. Cada piezómetro fue cuidadosamente saturado a fin de asegurar una rápida respuesta (Hartlén, 1985); se dispuso cada uno en diferentes perforaciones, a fin de evitar posibles interconexiones entre ellos. Las perforaciones se estabilizaron sólo con agua, y dos de los piezómetros se ubicaron *ex professo* en estratos arcillosos sin bulbo granular (ZD-2 a 10.2 m y ZD-3 a 27.0 m); los cuatro restantes se dispusieron dentro de un bulbo poroso de materiales granulares, en lentes o estratos de materiales permeables. Los mejores ajustes a las calibraciones del fabricante y las realizadas en el CENAPRED, se presentan en la Tabla D.3.



Fig. 4.4 Vista y esquema de los piezómetros de cuerda vibrante

En agosto de 1995, poco antes de iniciar la excavación, se colocaron los piezómetros. Ya durante la construcción de la cimentación se colocó el resto de los instrumentos geotécnicos. Desde esos días y hasta la fecha se lleva a cabo un programa de monitoreo de esos transductores, a fin de conocer la evolución de las presiones de poro bajo la cimentación. Los cables terminales de los transductores geotécnicos confluyen en la caseta de registro (Fig. 4.5) que se localiza en el camellón que coincide con el eje 11 de columnas, y que comprende al eje longitudinal del puente.



Fig.4.5 Caseta de registro ubicada entre las columnas centrales del eje 11

4.5 Nivelaciones topográficas y extensómetros magnéticos agregados a la instrumentación original

Los movimientos verticales de la cimentación se han medido desde el inicio de la construcción mediante nivelaciones topográficas con precisión de un milímetro. Para ello se fijaron referencias superficiales que, conforme avanzó la construcción, fueron trasladándose de la superficie del terreno, al fondo de la excavación, al cajón de cimentación y finalmente se conservan como “palomas” pintadas en las columnas del apoyo. Para estas nivelaciones se adoptó un banco superficial de referencia cercano, pero fuera de la influencia de la cimentación. Cabe señalar que tanto este banco, como la cimentación, están afectados por el mismo hundimiento regional, que en la zona alcanza del orden de 24 cm/año.

Sin duda, es de interés medir no sólo el efecto global de los asentamientos en la superficie del terreno, sino distinguir también cuál es la aportación de cada uno de los diferentes estratos a ese asentamiento. Por razones económicas no fue posible colocar instrumentos para llevar a cabo esta tarea desde la construcción de la cimentación y el puente; en 1998 fue factible agregarlos para definir a largo plazo, cómo son los desplazamientos del terreno a diferentes profundidades bajo la cimentación. Para ello se realizaron tres sondeos extensométricos al borde del cajón, tal como se indica en la Fig. 3.3, llevados hasta 60 m de profundidad. Se recurrió a medidores de asentamientos a profundidad o extensómetros, Fig. 4.6, que permiten conocer el aporte de los diferentes estratos (Jendeby, 1986); consisten de una manguera plástica con fuelle (*bellows-hose*), que sigue al suelo conforme éste se asienta, y que posee un refuerzo helicoidal que le da cierta rigidez radial sin detrimento de su flexibilidad axial. Lleva pegados por el interior de la manguera imanes pequeños a cada 3 m, que son fieles del movimiento que impone el subsuelo circundante. Esta manguera tiene como guía por su interior un tubo rígido de P.V.C. que está fijo al fondo del sondeo. Al bajar una sonda por dentro de este tubo provista de una cinta metálica con precisión de 1 mm, se mide la profundidad de cada imán desde la boca del tubo con cota conocida. Repitiendo esta operación en fechas posteriores, es posible conocer la evolución de la posición de los imanes, y con ello definir la historia de los movimientos verticales del subsuelo a diferentes profundidades.

4.6 Sistema automático de adquisición de datos en la cimentación

4.6.1 Acelerómetros instalados sobre el cajón de cimentación

Un pedestal de concreto reforzado fue construido dentro de la caseta de registro monolíticamente colado a las contratraves. Firmemente sujeto a éste se cuenta con un acelerógrafo triaxial, Fig. 4.7, con dos de sus acelerómetros en posición horizontal, orientados en las direcciones transversal y

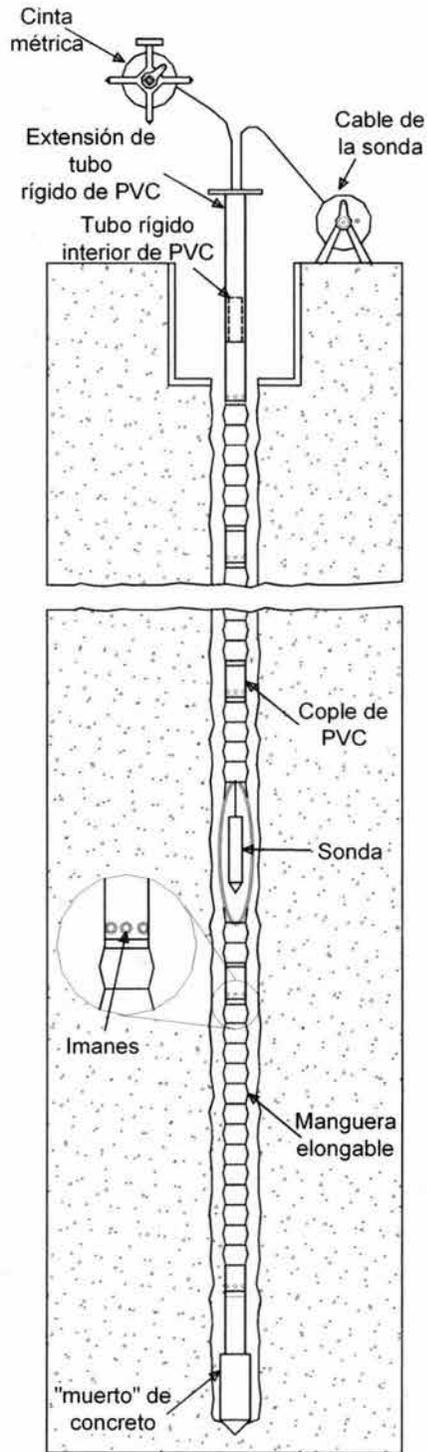


Fig. 4.6 Esquema de los bancos magnéticos extensométricos a profundidad, y equipo de medición

longitudinal del puente; y el otro, en posición vertical. 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, Inc. 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 lapso denominado tiempo de preevento, con lo que se recupera no sólo el registro acelerográfico durante un sismo, sino también la señal acelerográfica durante ese lapso inmediatamente antes de la ocurrencia de la aceleración seleccionada de umbral. Los tiempos de preevento que se han manejado en este caso han sido de 10 a 20 segundos, y los umbrales de aceleración 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 como se indicó, 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 tracto-camiones fue del orden de los 2 gal; así que interesados en medir las acciones sísmicas y no las del tráfico, el umbral de disparo ha estado siempre por arriba de este valor.

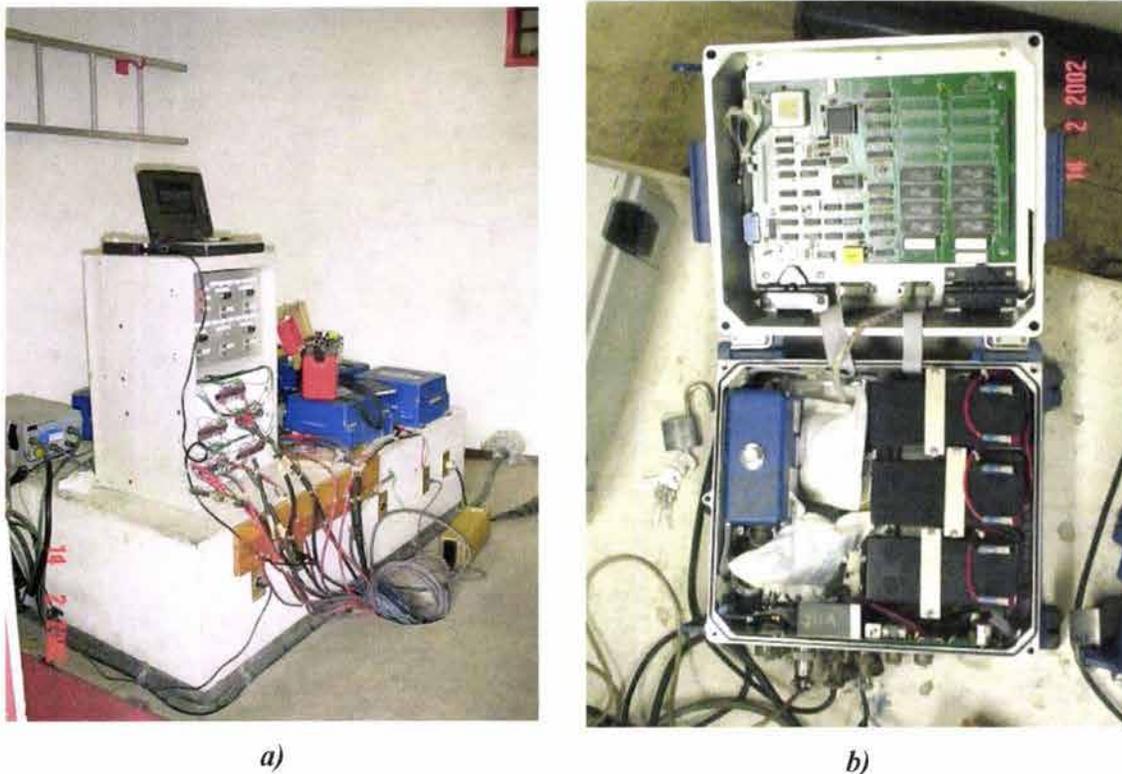


Fig. 4.7 a) Pedestal de concreto reforzado dentro de la caseta de registro, registradores digitales y acelerógrafos instalados, b) acelerómetros instalados sobre el cajón de cimentación

4.6.2 Registradores digitales para el monitoreo automático de los sensores geotécnicos

Adicionalmente, en la caseta se colocaron cinco registradores digitales IDS-Terra con capacidad para soportar tres canales cada uno, del mismo tipo que el usado para los registros acelerográficos; su objetivo es monitorear y almacenar automáticamente las señales de 15 (ocho celdas de carga, cuatro celdas de presión y tres piezómetros) de los 27 transductores geotécnicos, en el momento preciso en que ocurre un sismo de intensidad baja o mayor. Los cables terminales de esos transductores están por tanto, continuamente conectados a los registradores digitales, y sólo se desconectan para el monitoreo manual y a mencionado. A su vez, los registradores digitales se conservan interconectados con el acelerógrafo en un arreglo esclavos-maestro, tal como se muestra esquemáticamente en la Fig. 4.8, con lo que éste les envía la orden para iniciar la grabación de la información, justamente cuando se excede el umbral de aceleración.

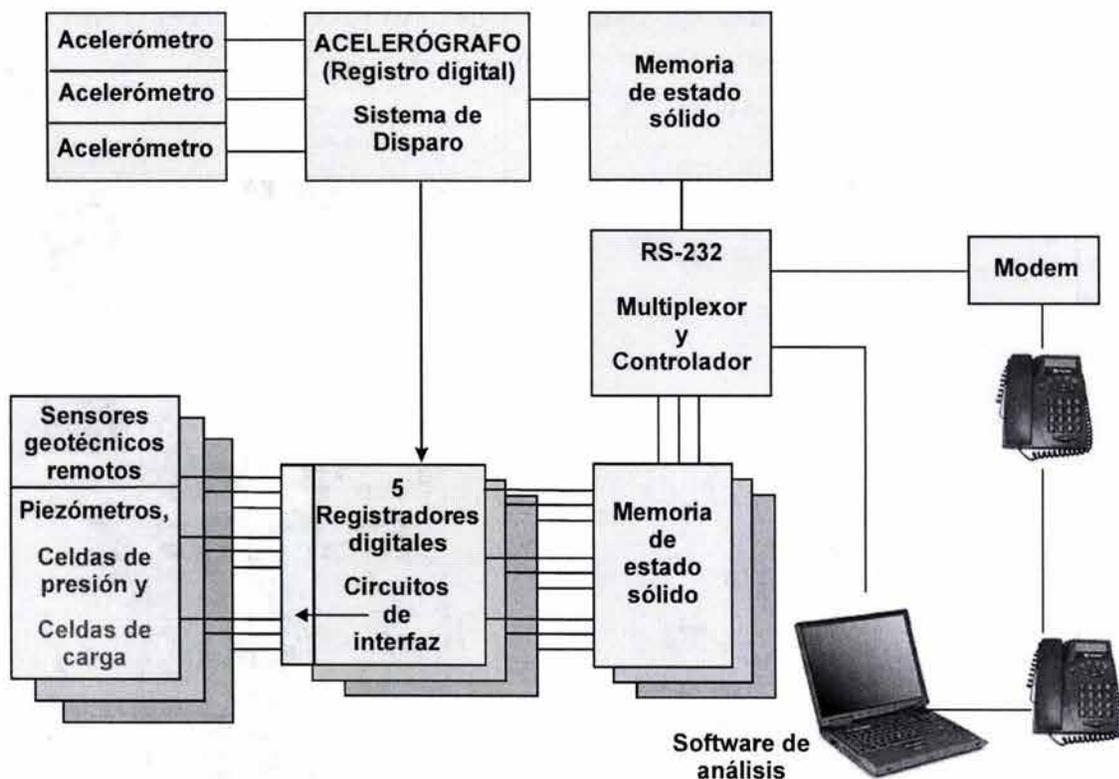


Fig. 4.8 Arreglo general del sistema automático de adquisición de datos geotécnicos

Cabe mencionar las virtudes de un arreglo como el seleccionado, ya que: i) permite reunir en un registrador sólo tres señales, separación que le da la flexibilidad de poder seguir operando

los restantes, si es que un módulo del sistema falla, ya que cada unidad cuenta con su propia fuente de poder, controlador digital y reloj; ii) posé alta resolución, atendiendo al convertidor A/D de 16 bits; iii) cuenta con una alta respuesta a la acción dinámica, ya que su tasa de barrido es de hasta 1,000 muestras por segundo; y iv) incluye ganancias seleccionables, por lo que los transductores geotécnicos no requieren acondicionadores de señal adicionales. Los equipos IDS-Terra han mantenido un magnífico desempeño desde que fueron integrados a la cimentación durante su construcción en 1995, como lo prueba el hecho de que han registrado las señales sísmicas y sismogeotécnicas de prácticamente todos los sismos de magnitud 6 ó mayor, generados en la zona de subducción del Pacífico. El cambio de equipo para la instrumentación adicional no obedeció a razones técnicas, ni económicas. Dado que son sistemas de resoluciones, marcas y características diferentes, se ha preferido conservarlos como dos sistemas independientes.

4.7 Acelerómetros instalados en campo libre

4.7.1 Acelerómetros en la superficie del terreno

En octubre de 1998 pudieron instalarse conjuntos triaxiales de acelerómetros en campo libre cerca de la cimentación instrumentada, uno en la superficie del terreno y otro en un pozo en su misma vertical, a 60 m de profundidad. Por la cercanía con la caseta de registro, se optó por la solución en la que por una parte los acelerómetros son externos e integrados en una pequeña caja de aluminio hermética, y por la otra, su sistema de registro o acelerógrafo se mantiene en la caseta, ligándolos mediante los conductores necesarios. Estos cables para la alimentación y el registro de las señales de los acelerómetros poseen cobertura de PVC y doble blindaje a fin de reducir posibles inducciones electromagnéticas y de radio frecuencia. Además, los cables fueron alojados en una manguera plástica en el fondo de una zanja de 60 cm de profundidad que va a lo largo del camellón.

Los acelerómetros de superficie fueron fijados a una base de concreto 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. Dicha base fue colada monolíticamente a sus paredes, para las que se abrieron zanjas de 15 cm de ancho por 1 m de longitud y 1 m de profundidad (Fig. 4.9), teniendo cuidado de mantener intacto el núcleo de suelo natural. 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. Los acelerómetros (Fig. 4.10) se orientaron exactamente en las mismas direcciones en que están dispuestos los sensores del acelerógrafo del cajón de cimentación; es decir, los dos acelerómetros horizontales orientados en las direcciones transversal y longitudinal del puente; y el tercero, en dirección vertical.



Fig. 4.9 Proceso para la colocación de la base para los acelerómetros de superficie en campo libre, sobre un núcleo de suelo intacto



Fig. 4.10 a) Acercamiento de acelerómetros colocados en la la superficie del terreno, b) acelerómetros de superficie alojados dentro de la caja hermética

4.7.2 Acelerómetros instalados al fondo de un pozo en los depósitos profundos

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 20.3 cm (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 10.2 cm (4") de diámetro, cerrado en la parte inferior, cuidando no provocar caídos; para ello se fue llenando con agua este tubo. Para desalojar el lodo bentonítico hubo necesidad de introducir una tubería entre la pared del ademe y la perforación, por donde se inyectó agua limpia; esta operación aseguró que no quedaran azolves en la base del ademe, a fin de asegurar que los registros de

aceleraciones fueran representativos de dicha profundidad. Finalmente, se inyectó una lechada de cemento (≈ 30 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; estas proporciones fueron establecidas a través de pruebas de laboratorio, ejecutadas en relación con otro proyecto de investigación, que comprendieron ensayos de compresión no confinada de especímenes formados con porcentajes diferentes de los componentes mencionados.

Al fondo del ademe de P.V.C. se fijó una sonda hermética que aloja al conjunto triaxial de acelerómetros, Fig. 4.11; 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. El registrador para los conjuntos triaxiales de superficie y pozo es el K2 de Kinometrics, alojado en la caseta de registro (Fig. 4.12), es un aparato de alto rango dinámico y 19 bits de resolución, utilizado para registrar datos de seis canales de aceleración en memoria de estado sólido. Posee una tarjeta con una memoria *flash* removible de 6 MB y 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.



Fig. 4.11 Sonda para la medición de aceleraciones en un pozo, a 60 m de profundidad



Fig. 4.12 Registrador de aceleraciones K2 para los conjuntos triaxiales de superficie y pozo

4.8 Acelerómetros instalados en las traveses del puente

La superestructura del puente fue instrumentada por el Grupo de Ingeniería Estructural del CENAPRED, con los equipos que se muestran en el esquema de la Fig. 4.13 (Aguilar y Alcocer, 1997 y Meli y Rivera, 2001). La instrumentación está orientada a comparar aceleraciones, fuerzas inducidas en la superestructura y desplazamientos medidos, con los calculados con modelos teórico-numéricos. Durante la construcción pegaron 150 deformímetros eléctricos al acero de las columnas, y fijaron 38 deformímetros eléctricos al acero de los torones de preesfuerzo de la trabe TC-14. Además, incluyeron discos metálicos para lecturas manuales de deformación, y termopares para evaluar el efecto del curado a vapor en la madurez del concreto de las vigas prefabricadas. En lo subsecuente sólo se hará mención de los registros de los acele-

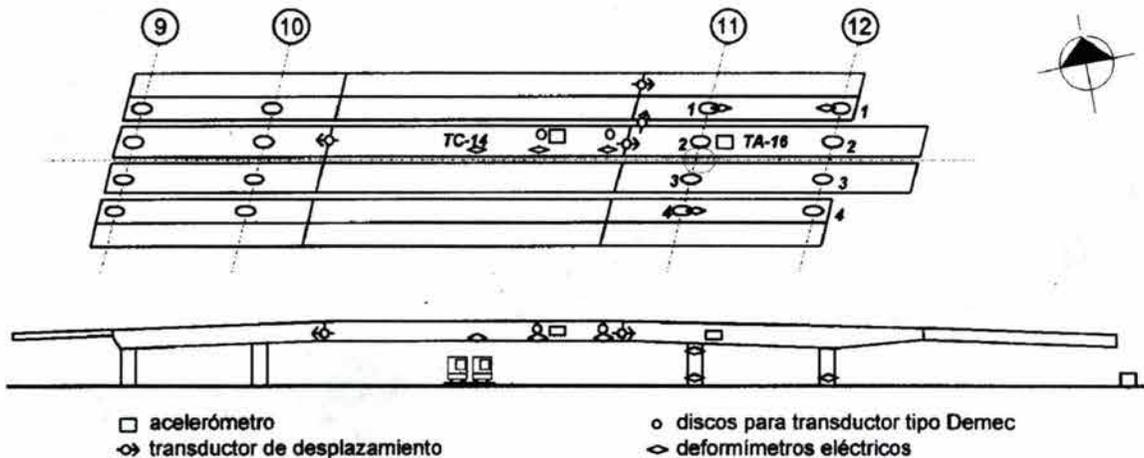


Fig. 4.13 Instrumentación en la superestructura del puente Impulsora (Aguilar y Alcocer, 1997)

rómetros triaxiales fijados al fondo de la trabe de apoyo TA-16, Fig. 4.14, cerca de la viga transversal del eje 11; como se aprecia, para tener acceso a ese punto fue necesario construir una escotilla en la 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 Kinematics con resolución de 19 bits e intervalo de medición de $\pm 2.0g$. 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. La instrumentación y análisis de otros sensores de la superestructura quedan fuera del alcance de esta tesis.

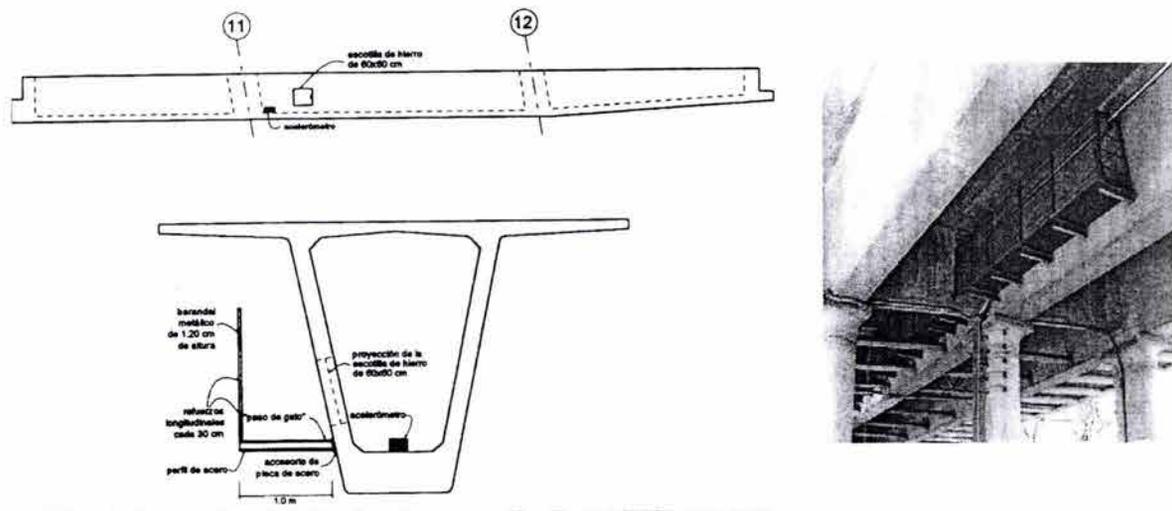


Fig. 4.14 Sección transversal de la trabe de apoyo TA-16 instrumentada (Aguilar y Alcocer, 1997)

4.9 Monitoreo, respuesta y estado actual de los instrumentos

Como ya se señaló, se visita el puente periódicamente para la toma de lecturas; así mismo, cuando ocurre un sismo de intensidad baja o mayor, se va al sitio usualmente al día siguiente, a fin de realizar las mediciones estáticas con los indicadores portátiles, así como para recuperar la información registrada durante el sismo. En uno y otro caso, se provoca un disparo del sistema para registrar las variables geotécnicas bajo condiciones de carga sostenida; para ello, se genera artificialmente una vibración al acelerógrafo, con lo que se capturan en éste y en los registradores digitales las señales de las variables monitoreadas. De esta manera, se cuenta con mediciones manuales y automáticas de las variables geotécnicas bajo condiciones idénticas de carga sostenida, mediante dos sistemas diferentes de medición; ello da certidumbre en los valores registrados.

Las señales en los registradores IDS se adquieren en número de cuentas. Este número conserva una relación unívoca y lineal con los valores ingenieriles de las variables geotécnicas, relación que fue establecida a través de las calibraciones respectivas.

El registro de señales de los transductores exige que se les suministre energía eléctrica. Cuando éstos se miden con los aparatos portátiles, la alimentación ocurre tan sólo por unos minutos para realizar la lectura, ya que se conectan y desconectan cada vez; por tanto, prácticamente todo el tiempo se mantiene el circuito abierto y sin ninguna corriente en los sensores. Para el caso del indicador P-3500 es de sólo 2.0 V, que proporciona el propio aparato. Sin embargo, tratándose de las celdas de carga SG conectadas a los registradores digitales para su registro automático, fue necesario diseñar y construir un pequeño circuito para dotarlas de un potencial regulado de +8.0 VDC, en vez de los alrededor de +13.0 V que proporcionarían los propios registradores digitales; desde luego, la alimentación de 8 V está dentro del intervalo de voltaje recomendado por el fabricante de las celdas, y se escogió así para contar con cierto margen de regulación, en caso de haber una baja en las baterías de cada registrador IDS-3602. Para el caso se construyó un circuito de regulación para cada registrador, que incluye un relevador que es controlado por la señal de detección de evento; al dejar de cumplirse la condición de disparo, de nueva cuenta se desconecta la alimentación de las celdas de carga y el sistema permanece en espera de un nuevo sismo. Al esquema típico del regulador se le añadió un potenciómetro de precisión para fijar el voltaje de salida.

A raíz de los daños iniciales de dos celdas de carga atribuidos a la alimentación permanente, se agregaron componentes que mantienen siempre abierto el circuito de alimentación, y sólo lo cierran ante un evento sísmico. A pesar de ese circuito protector, las celdas de carga han resultado particularmente sensibles a la alimentación eléctrica, lo que se ha ido manifestando a través del tiempo; al parecer sufren cierto calentamiento, y posiblemente recibían algún voltaje transitorio mayor de los 8 V, justo al momento que iniciaba la alimentación eléctrica. A ello podría contribuir el posible ingreso, a través de nueve años, de humedad hacia los deformímetros, a pesar de que el tubo de acero que constituye la celda en sí, cuenta con otro tubo metálico que lo cubre, y entre ellos aros-sellos ahulados para evitar el flujo de agua. Varias de esas celdas de carga han iniciado con respuestas impropias, precisamente ante eventos sísmicos, acabando por no responder al pretender tomar lecturas con los registradores automáticos o los registradores portátiles. En informe reciente (Mendoza *et al.*, 2003) se hace un recuento detallado de las celdas de carga que no tienen respuesta, así como de la conectividad actual de sensores y registradores digitales.

Por lo que toca a las celdas de presión y piezómetros, cabe destacar que todas y todos ellos funcionan perfectamente hasta la fecha. De los 27 sensores, sólo uno –la celda cerca de la punta del pilote P40– fue dañado durante la instalación; ello ocurrió durante el hincado.

Capítulo 5

COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN INSTRUMENTADA A CORTO Y LARGO PLAZOS

5.1 Comportamiento a corto plazo, incluyendo la construcción

Se estima que la comprensión de los registros de carga sobre pilotes, presiones en el contacto losa-suelo y presiones de poro bajo la cimentación es favorecida si se conoce la evolución de las cargas actuantes sobre el sistema de cimentación; atendiendo a ello, en la Fig. 5.1 se muestra su variación a través del tiempo de construcción. La cuantificación de las cargas fue realizada por el sustentante con base en los planos ejecutivos que aportó la compañía responsable del proyecto; cabe aclarar que esta cuantificación tuvo discrepancias con las del diseñador, habida cuenta de que no incluyó el peso de los pilotes, y de otros componentes del sistema estructural. Los pilotes se consideraron en su condición sumergida (Kulhawy, 1990).

En los subincisos siguientes se presenta y discute el comportamiento exhibido por la cimentación a corto plazo; esto es, durante la construcción y los primeros meses de su operación, cuando fue abierto el puente a la circulación de vehículos. Para la primera parte se distinguen las etapas tempranas que comprenden la excavación, el hincado de los pilotes y la construcción del cajón de cimentación; la parte restante abarca la construcción de la superestructura y la ejecución de las obras accesorias. En inciso posterior se expone y discute el comportamiento que ha presentado la cimentación a largo plazo, hasta nueve años después de que se inició su construcción.

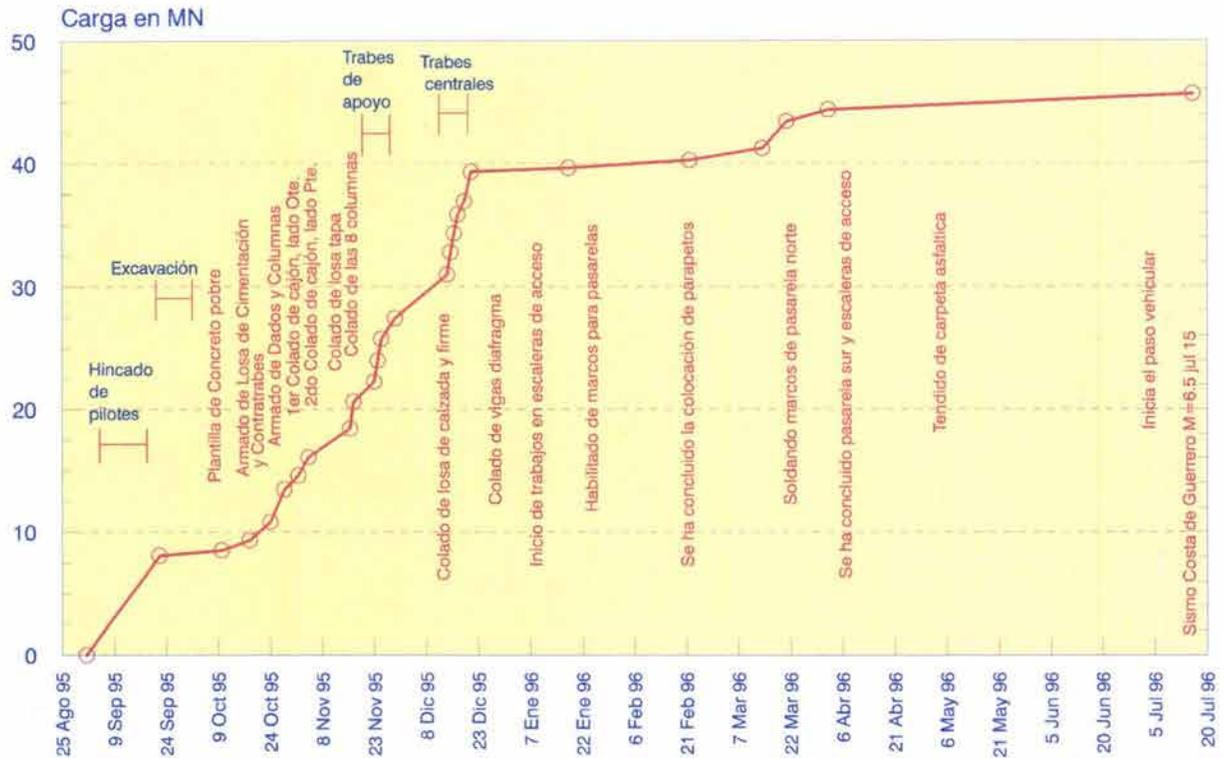


Fig. 5.1. Evolución de las cargas aplicadas por el peso de cimentación y superestructura

5.1.1 Evolución de las cargas sobre la cabeza de los pilotes

En la Fig. 5.2 se muestra la evolución de las cargas registradas cerca de la cabeza de los siete pilotes instrumentados, durante las primeras fases de la construcción de la cimentación. Las citadas fuerzas principian con una precarga de alrededor de 60 kN que se les ejerció mediante el apriete de los pernos durante el armado de los segmentos de pilote en la cama de colado; ésta estuvo del otro lado de la avenida, por lo que la actividad siguiente corresponde al pilote ya transportado al sitio e inmediatamente antes de su hincado. Una vez hincados, y sin aplicar todavía cargas por la construcción, se registraron fuerzas compresivas ligeramente crecientes en la cabeza de seis de los siete pilotes instrumentados; las celdas a profundidad de los pilotes exhibieron cargas de tensión, lo que será discutido más adelante.

Por lo que se refiere al pilote P40 que exhibe una evolución atípica en comparación con los pilotes restantes, cabe hacer las siguientes observaciones: como ya se señaló, tan sólo un número mínimo de golpes restringidos fue necesario aplicar a los pilotes durante su hincado, excepto al P40; además de que fue indispensable aplicarle una cantidad mayor de golpes, el pilote se inclinó desde su primer segmento. Una vez llevado a su posición final, la cabeza acusaba un desplomo medido de 8.35%, infiriéndose que el primer segmento debió quedar con

el doble de este desplome por el procedimiento empleado, ya que la junta es obligada a practicarse en un plano horizontal. Se considera que algo duro (restos de algún registro o tubo de drenaje sepultado, por ejemplo) encontró en su camino, desviándolo, imprimiéndole esfuerzos residuales y dañándole la celda de carga cerca de la punta; en efecto, de los 27 sensores geotécnicos colocados, sólo esa celda de la punta del pilote no tuvo señal de respuesta. Es notable observar, no obstante, que conforme existen movimientos en la cimentación, fueron relajándose los esfuerzos residuales registrando ya la celda de la cabeza valores en el tercio superior del intervalo de cargas medidas en los otros pilotes, hacia el final de la construcción.

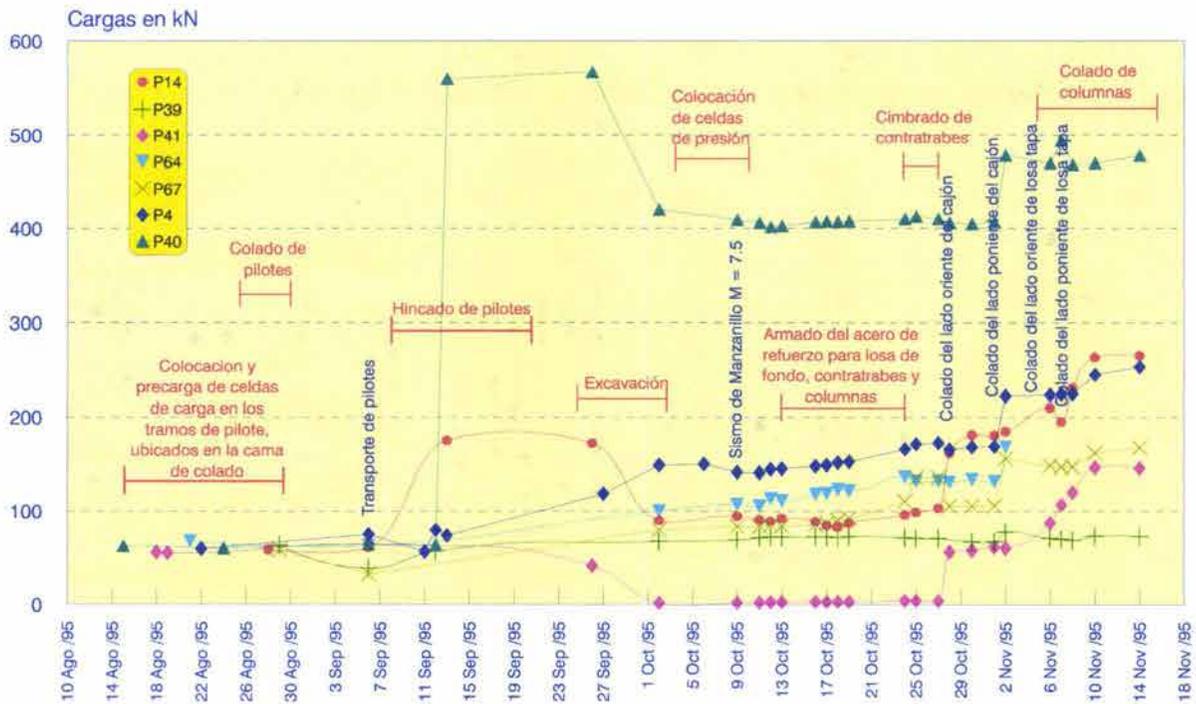


Fig. 5.2 Evolución de las cargas aplicadas a la cabeza de los siete pilotes instrumentados, a muy corto plazo

Con la excavación, se registraron claras reducciones de carga sobre los pilotes P14, P40 y P41, lo que se explica por el movimiento principalmente vertical ascendente que acusa la masa de suelo bajo la excavación con respecto al pilote, el cual se traduce en expansiones en su fondo; ello trae como consecuencia la temporal generación de fricción negativa en la porción superior de los pilotes. Sin embargo, llama la atención que en los cuatro pilotes instrumentados restantes se midieron ligeros aumentos de fuerzas compresivas, lo que no refleja el predominio del campo de deformaciones antes descrito. En estos pilotes, parecen prevalecer más los esfuerzos residuales debidos al hincado, lo que pone de manifiesto las heterogeneidades principalmente de la costra superficial, que se reflejan en la variabilidad espacial de su rigidez.

Los aumentos en las cargas sobre los pilotes resultaron muy reducidos durante la construcción del cajón, ya que es la superficie del terreno la que primordialmente sustenta la sobrecarga. Sin embargo, al seguir la construcción, las celdas de carga cercanas a la cabeza de los pilotes instrumentados acusaron incrementos inmediatos de fuerzas compresivas con la aplicación de las fuertes cargas que imponía el izaje de traveses de apoyo y centrales y el movimiento de grúas pesadas; puede apreciarse el gran paralelismo que exhibe la variación de las cargas registradas en los pilotes, con la variación de las cargas externas aplicadas, Fig. 5.1. Como se aprecia en las Figs. 5.2 y 5.3, el gradiente con el que varían las cargas sobre los pilotes se reduce claramente con el inicio del año nuevo, dejando atrás la aplicación de las cargas asociadas a los elementos más pesados. Los aumentos registrados de carga en las últimas etapas de la construcción son mucho más modestos, como un claro reflejo de la aplicación de cargas de menor cuantía, correspondientes a andadores, pavimentos, parapetos y otras obras menores accesorias.

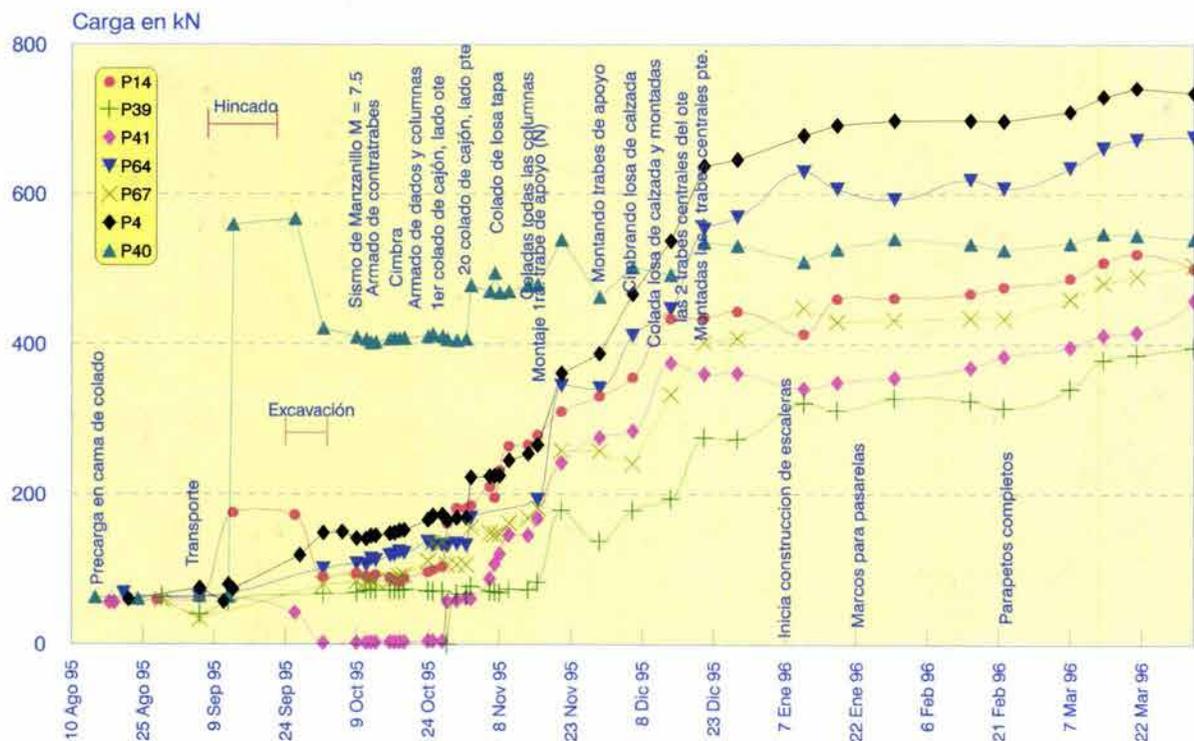


Fig. 5.3 Cargas actuantes cerca de la cabeza de los pilotes instrumentados, durante el proceso constructivo

Un primer análisis no permite establecer tendencias definitivas en este particular arreglo de pilotes en los que hay concentración de ellos en la periferia. No se dan simetrías claras en las cargas atendiendo a su posición, aunque sí se aprecia que los pilotes extremos en dirección

transversal (pilotes P4 y P64) reciben las dos más altas cargas medidas, en tanto que los pilotes extremos en dirección longitudinal, eje del puente, (pilotes P39 y P41) soportan las dos más bajas cargas medidas. Si de una manera simple, aceptando que los pilotes instrumentados son representativos de todos los pilotes, se obtiene un valor medio aproximado de 520 kN, las que multiplicadas por los 77 pilotes, se obtiene que éstos soportan *grosso modo* 40 MN.

Las actividades de construcción impusieron cargas crecientes sobre los pilotes con diferencias significativas en los valores medidos en los diferentes pilotes. Sin embargo, es de llamar la atención la tendencia a la uniformización de las cargas conforme pasa el tiempo (Fig. 5.4) y ocurren asentamientos de la cimentación. En efecto, a finales de diciembre de 1995 cuando se alcanzaba el fin de la construcción pesada, el cociente entre las fuerzas máxima y mínima sobre los pilotes era de 2.35; a su vez, el 3 de julio de 1996, cuando se abrió el puente al tráfico, mientras el pilote más cargado recibía 785 kN, el menos solicitado cargaba 501 kN, lo que determinó un cociente entre estas cargas de 1.56.

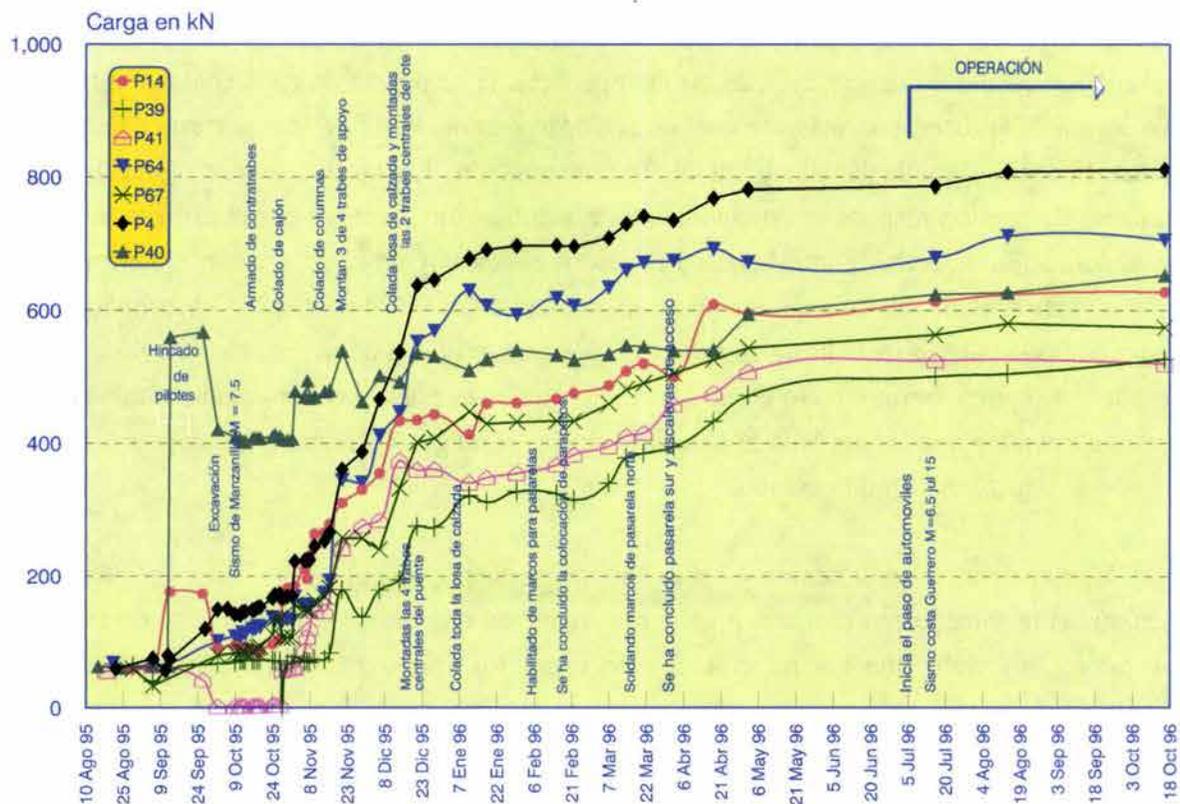


Fig. 5.4 Cargas actuantes cerca de la cabeza de los pilotes instrumentados, incluyendo la última etapa de construcción y el inicio de la operación del puente

Las diferencias entre las fuerzas medidas deben explicarse primordialmente por el proceso constructivo de la cimentación y la superestructura. En efecto, la excavación del terreno y sobre

todo el manejo e izaje de una por una de las traveses de apoyo (iniciando por la de un extremo) con varias grúas impuso cargas asimétricas sobre el cajón; cada trabe y grúas imponían poco más de 2 MN. Estas actividades indujeron desplazamientos diferenciales y esfuerzos residuales sobre el sistema de cimentación, que condujeron a distribuciones no uniformes de la reacción tanto de pilotes como de losa de cimentación, como se verá más adelante. A estas diferencias podrían contribuir en cierta medida los efectos de interacción pilote-suelo-pilote expuesta por Poulos (1968); o bien los esfuerzos residuales inducidos durante el hincado. En el inciso 5.4 se discutirán los mecanismos de transferencia de carga de los pilotes de fricción, atendiendo a las cargas medidas a profundidad en el pilote P4.

5.1.2 Evolución de las presiones en el contacto losa-suelo

En la Fig. 5.5 se presenta la evolución de las presiones verticales totales en el contacto losa de cimentación-suelo, registradas por las ocho celdas de presión durante la construcción del puente. De manera análoga a las cargas sobre la cabeza de los pilotes, las presiones en el contacto exhiben una considerable disparidad en sus valores; ésta se inicia desde su colocación. Ante la aplicación de cargas directas en la superficie, la respuesta de cada celda es inmediata; ello se puede apreciar con más claridad en un lapso menor, Fig. 5.6, que corresponde a cuatro celdas tipo SG durante la etapa inicial de construcción. En efecto, se distingue un rápido aumento de presión respondiendo claramente a la aplicación de carga por el armado de la losa de cimentación y de las contratraveses. Posteriormente, las celdas de presión experimentaron súbitos incrementos al colarse el cajón de cimentación en dos etapas; el primer colado comprendió la parte oriente hasta casi el eje 1 la, en tanto que la parte restante se coló unos días después. Así pues, es muy claro cómo las celdas cubiertas por el primer colado aumentaron su presión, mientras que las del lado poniente no acusaron ningún incremento; lo contrario sucedió cuando se realizó el segundo colado.

Una vez construido el cajón y las columnas, se distingue que la presión en el contacto si bien aumenta, sucede con una tasa mucho más reducida que la que ocurre con las cargas sobre los pilotes; es claro que los incrementos de carga los van tomando fundamentalmente los pilotes, como puede comprobarse con el aumento sistemático de las cargas en la cabeza, Fig. 5.3. Se advierte el trabajo del cajón rígido, “puenteando” o transfiriendo cargas hacia los pilotes, mismos que como sistema se manifiestan más rígidos que el mecanismo de reacción losa-suelo. Conforme se incrementan las cargas de la superestructura, es claro que las presiones en el contacto continúan creciendo, pero ello ocurre con una tasa mucho más reducida que como sucede con las cargas sobre los pilotes; esto es, los incrementos sustanciales de carga por el peso del puente los van tomando fundamentalmente los pilotes.

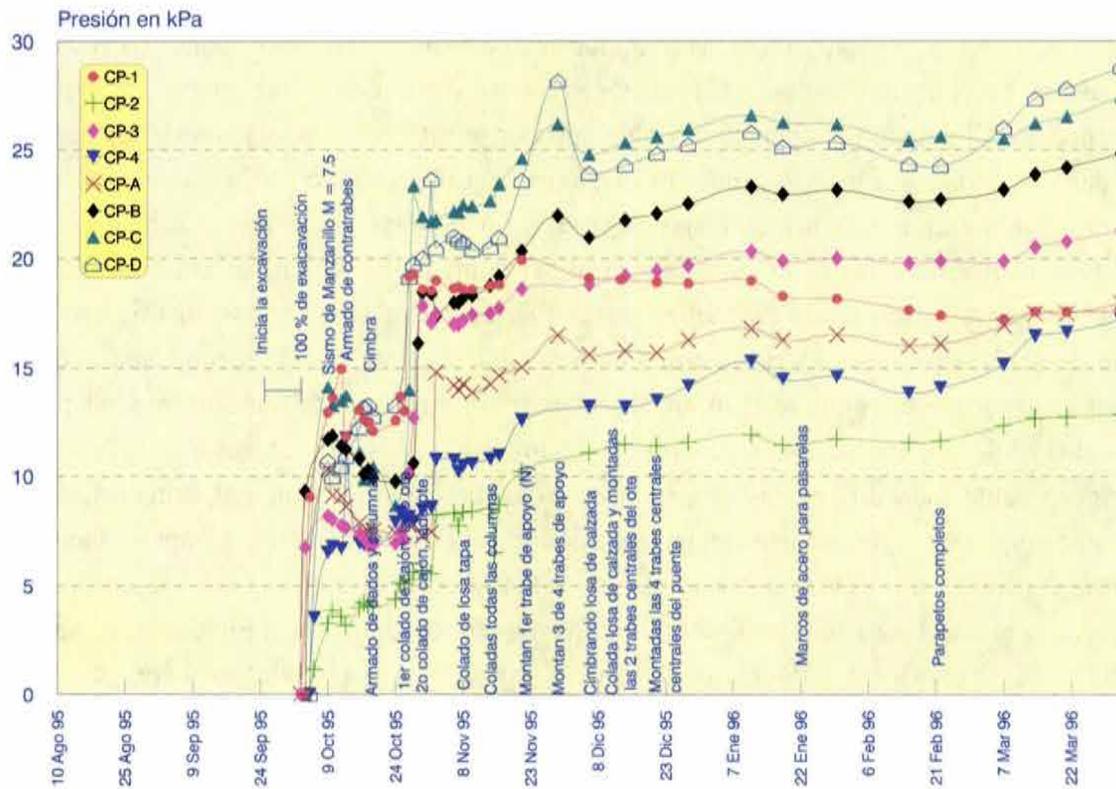


Fig. 5.5 Evolución de las presiones de contacto suelo-losa de cimentación, hacia el final de la etapa de construcción

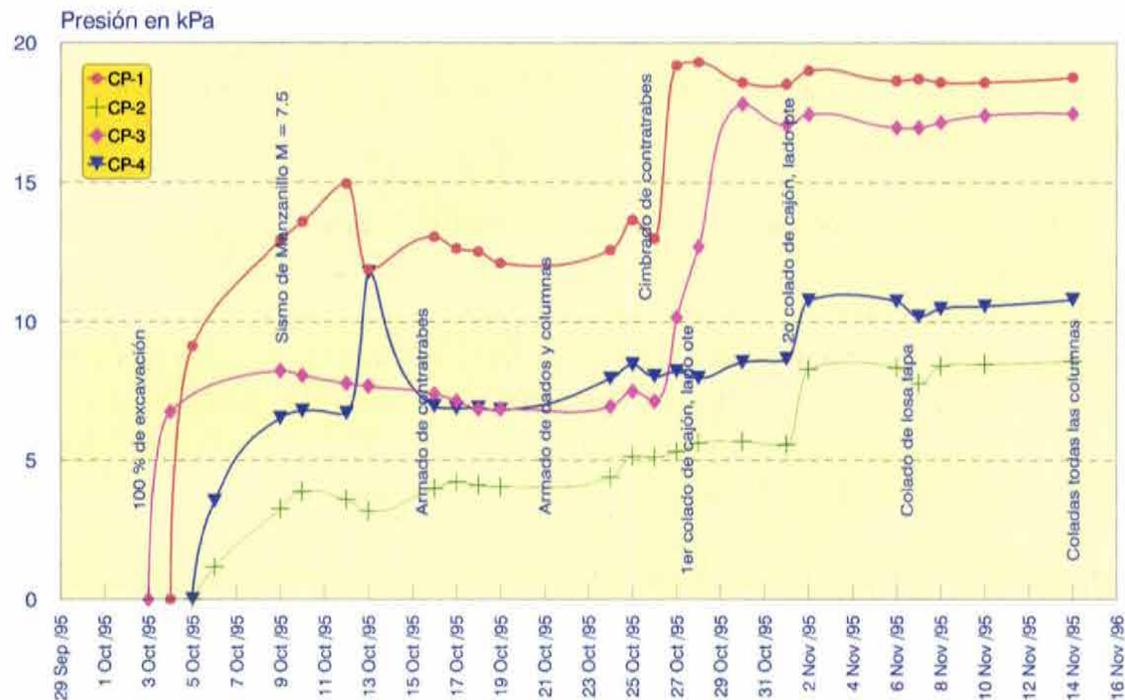


Fig. 5.6 Presiones de contacto suelo-losa de cimentación, durante la etapa inicial de construcción

Las diferentes presiones medidas se traducen en distribuciones de presiones en el contacto que distan mucho de resultar uniformes, lo que ocurre desde las etapas primeras de construcción. El mapeo de isopresiones obtenido por la inter y extrapolación de las presiones medidas que arroja la Fig. 5.7a, muestra presiones con un cociente de 2.64 entre los valores máximo y mínimo; esta figura corresponde a unas horas después de que se habían colado la losa de cimentación y las contratrabes de la mitad poniente del cajón, en tanto que la mitad oriente se había colado cinco días antes. Estas fuertes diferencias podrían justificarse por el hecho de que las contratrabes de la crujía extrema del poniente son de menor peralte que las restantes, y porque el cajón se coló en dos etapas; sin embargo, tal desuniformidad persiste hacia el final de la construcción. Cuando ya se ha iniciado el paso de vehículos por el puente, se distinguen sobre todo diferencias de presiones en la dirección longitudinal, apreciándose que éstas aumentan de poniente a oriente; en dirección transversal se tiene una menor variación, sin alcanzar presiones uniformes. Ello se distingue en la Fig. 5.7c, cuando supuestamente las cargas aplicadas eran casi las sostenidas finales y se ejercían en teoría sin excentricidades; se aprecian presiones hacia el oriente del doble de las que se registran en la porción poniente, aun cuando en este último lado se tiene el mayor claro central, lo que se traduce en cargas actuantes mayores. A tal distribución de presiones parecen contribuir diferentes factores interactuantes. A pesar de que se tienen mayores descargas en las columnas del poniente y al parecer cargas sobre el cajón sin excentricidades, la presencia de un número mayor de pilotes (7) en la porción central poniente que en la central oriente (2), así como la presencia de la crujía poniente fuera de la línea de columnas, determinaron un considerable alivio a las presiones en el contacto del lado poniente. Parece influir también la secuencia constructiva y el hecho de que en el lado oriente, las contratrabes piloteadas que soportan las escaleras peatonales se encuentran ligadas al cajón, lo que podría generarle cargas adicionales.

Hacia el inicio de la operación del puente, la celda CP-D registra el valor máximo de 30.2 kPa y la CP-2 el mínimo de 12.5 kPa, resultando así que el cociente entre estos valores se ha reducido a 2.41, de manera análoga a lo apreciado con la carga sobre los pilotes; esto es, tanto las cargas sobre pilotes como las presiones en el contacto, éstas en menor proporción, están tendiendo a valores cada vez con menos diferencias entre sí. Al final de la construcción, el valor medio de la presión sobre la losa de cimentación fue de 21.2 kPa; tal valor se obtuvo al promediar la presión calculada en una retícula de un metro por lado.

Sin duda se aprecia una interacción entre la carga que toman los pilotes y la presión con que reaccionan las áreas cercanas de la losa de cimentación, lo que se pone en evidencia al revisar las Figs. 5.2 y 5.6. Las celdas de carga en la cabeza de los pilotes P4, P40 y P64 en el lado poniente registran las mayores fuerzas medidas, lo que determina que en ese lado se ten-

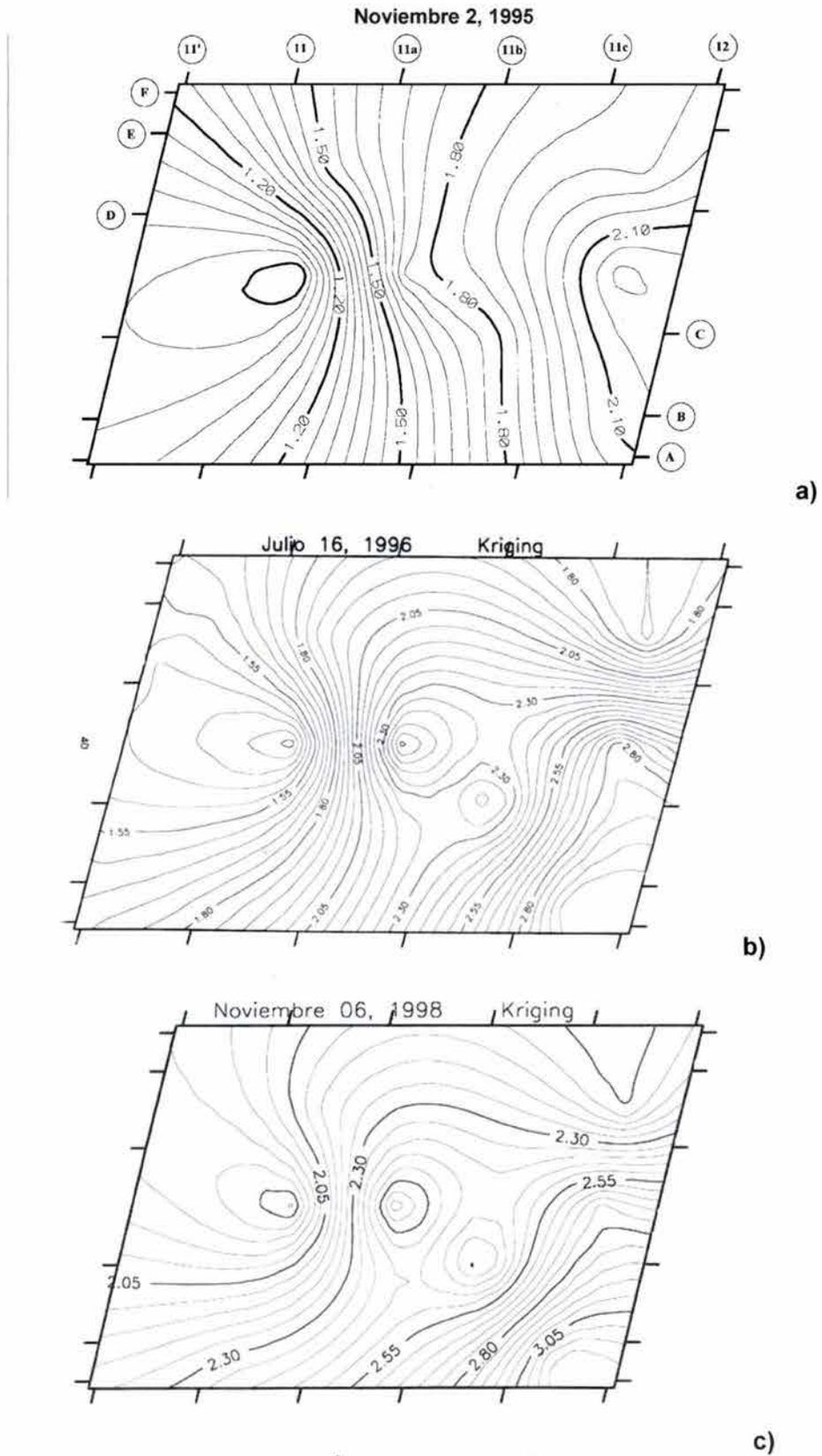


Fig. 5.7 Isopresiones verticales totales (t/m^2) sobre la losa de cimentación

gan las menores presiones en el contacto. En el lado opuesto, las celdas de carga dispuestas en la cabeza de los pilotes P14 y P41 indican fuerzas menores al valor medio de éstas, a lo que se asocian las presiones en el contacto más altas, registradas por las celdas de presión CP-C y CP-D, situadas en la porción oriente. La presencia de 7 pilotes hacia el centro en los ejes 11 y 11a, Fig. 3.3, en comparación con los 2 pilotes que se tienen en el eje 11c, determina que tomen mayor carga aquéllos y que se genere un “valle” pronunciado en la distribución de presiones en el lado poniente, como puede distinguirse en la Fig. 5.7c.

5.1.3 Evolución de las presiones de poro en el subsuelo

Los seis piezómetros eléctricos se instalaron en el subsuelo apenas unos días antes de que se iniciara el hincado de los pilotes, distinguiéndose una respuesta muy rápida y consistente. Las lecturas iniciales de algunos sensores corresponden a las condiciones *in situ* originales, en tanto que en los más superficiales se realizaron las lecturas iniciado ya el hincado, en razón de las dificultades prácticas que imponían los movimientos de la piloteadora y de la perforadora. La evolución de la presión de poro registrada durante la etapa inicial de construcción en los sensores colocados en la FAS, se presenta en la Fig. 5.8.

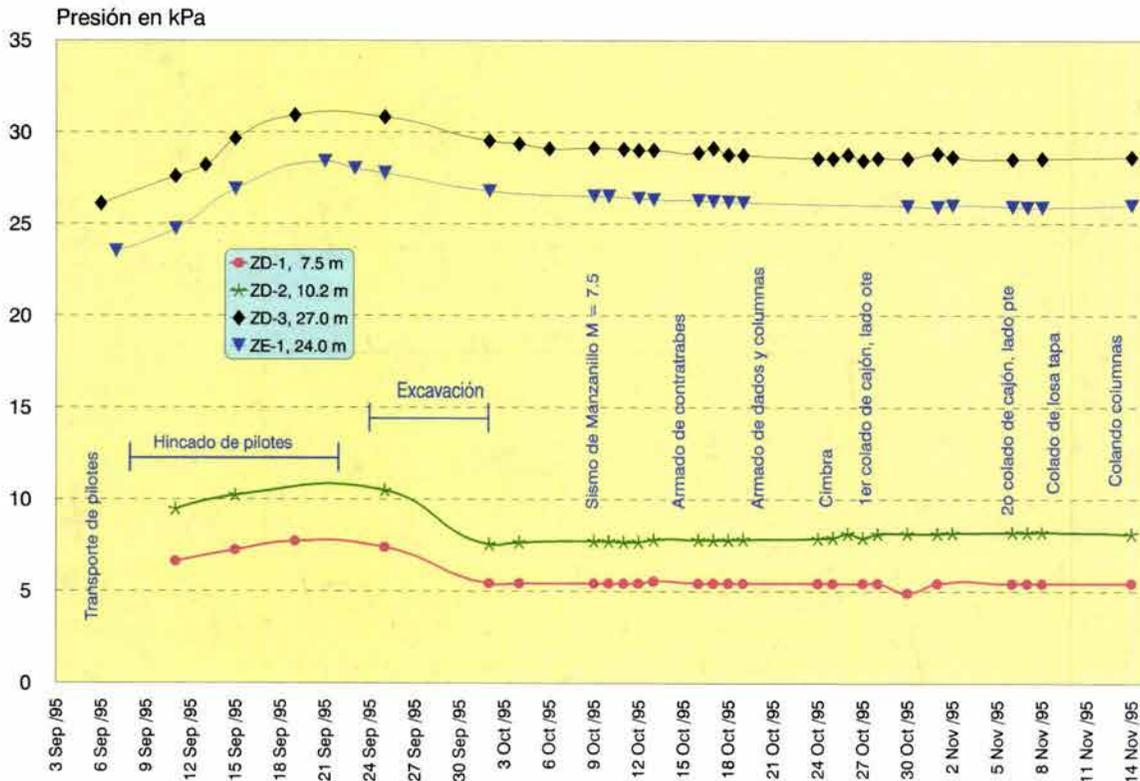


Fig. 5.8 Desarrollo de presión de poro en la Formación Arcillosa Superior debido al hincado de pilotes y excavación, y su evolución durante los procesos subsecuentes de construcción

Se manifestó con claridad el aumento de la presión de poro en la FAS, resultante de las fuertes distorsiones en el subsuelo por el hincado de los pilotes; debe tenerse presente que al no practicarse perforación previa, la presencia de los pilotes genera un desplazamiento volumétrico de alrededor de 500 m^3 . El incremento de la presión de poro por el hincado resulta máxima a profundidades cercanas a la punta de los pilotes, e independiente de que un piezómetro esté alojado en un lente arenoso o en una capa arcillosa; nótese el paralelismo de las curvas que describen la evolución de la presión en los piezómetros ZE-1 y ZD-3, a 24 y 27 m de profundidad, respectivamente. El piezómetro ZD-3 acusó un incremento que representa el 21% de la presión hidráulica previa. Seguramente las presiones de poro en zonas más cercanas a los pilotes deben resultar mayores que este porcentaje; hay que recordar que los piezómetros estaban distantes aproximadamente 5 m de los pilotes. Los incrementos de presión de poro medidos en los otros piezómetros (ZD-1 y ZD-2) alojados en la FAS resultaron menores, lo que puede interpretarse como resultado de menores distorsiones en las porciones más someras, y zonas más permeables donde se disipan con mayor facilidad esos incrementos.

Es interesante constatar dos aspectos: por una parte la rapidez con la que se disiparon los excesos de presión de poro debidos al hincado, respecto a la condición inicial *in situ*; y por la otra, que la presión de poro en las etapas subsecuentes de construcción se haya mantenido prácticamente constante; esto último con la sola excepción del piezómetro ZD-2 (a 10.2 m de profundidad) alojado en una capa arcillosa, el cual acusa un muy ligero incremento. La rápida disipación parecería injustificada si sólo tomamos en cuenta la baja permeabilidad de las arcillas (10^{-8} a 10^{-10} m/s). Sin embargo, es conocido que el asentamiento regional provocado por el bombeo en los acuíferos semiprofundos, ha dado origen a la aparición de fisuras y juntas en los depósitos arcillosos de la Zona del Lago de la ciudad de México. Podría esperarse que las operaciones de hincado, particularmente cuando son ejecutadas sin excavación previa, activen y ensanchen aquéllas, formando así un entramado de fisuras interconectadas con los estratos permeables de arena y vidrio volcánico, permitiendo un rápido flujo del agua de poro. Por otra parte, resulta sorprendente constatar que la presión de poro en las arcillas de la FAS no resiente el efecto de la aplicación creciente de cargas por la construcción de cimentación y superestructura. La velocidad de aplicación de tales cargas no supera la velocidad de disipación de la presión de poro, aun cuando tal aplicación es muy rápida, dado que se recurrió a elementos prefabricados. Al no ocurrir incrementos de presión de poro por las cargas externas aplicadas, debe considerarse que la consolidación primaria podría ocurrir mucho más rápido de lo que usualmente se considera, debido a la presencia de esas discontinuidades que constituyen vías de drenaje para los bloques arcillosos por ellas delimitados. A las deformaciones por consolidación primaria de esos bloques, deben agregarse las debidas a procesos de consolidación secundaria que ocurren de manera paralela, y que prosiguen al concluir el proceso primario.

Las presiones en el agua registradas por los piezómetros colocados en la primera capa dura (ZE-2) y en los depósitos profundos (ZE-3), no acusaron ningún cambio por el hincado de los pilotes, Fig. 5.9; la alta permeabilidad de esas formaciones y su gran aprovisionamiento de agua se combinan para ajustar cualquier modificación de su carga hidráulica.

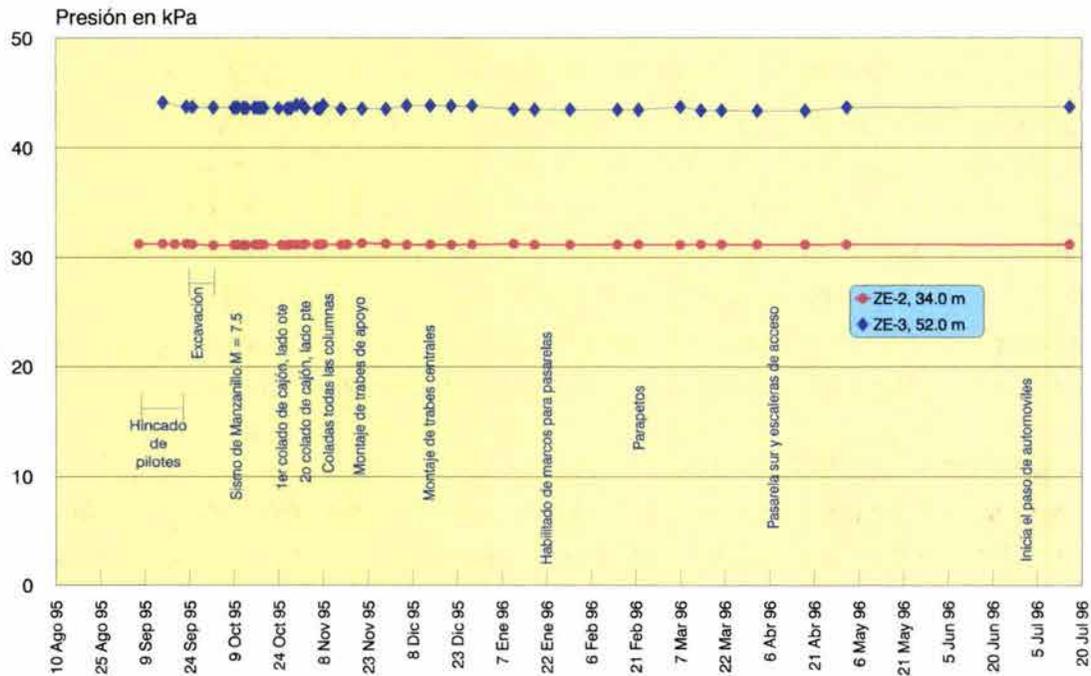


Fig. 5.9 Evolución de la presión de poro en la Primera Capa Dura y en Depósitos Profundos, durante el proceso constructivo de cimentación y superestructura

La distribución de presiones en el agua con la profundidad en la FAS indica condiciones cercanas a la hidrostática, denotando una región virgen normalmente consolidada, todavía sin abatimientos significativos en este espesor de materiales, incluyendo a la Primera Capa Dura. Debe concluirse, entonces, que la mayor contribución a los asentamientos regionales que se tienen en la zona, se debe a las compresiones de los depósitos profundos, donde suceden los más fuertes abatimientos piezométricos por el bombeo.

5.1.4 Evolución de los movimientos verticales de la cimentación

Los movimientos superficiales de la cimentación y el terreno circundante se midieron de manera sistemática durante la etapa de construcción, mediante nivelaciones topográficas de precisión de las referencias dispuestas tanto dentro del área del cajón como fuera de él. Estas últimas se ubicaron a 5 m de las cuatro orillas, definiéndose así los ejes N, O, S y P (paralelos a los ejes F, 11', A y 12, respectivamente). Durante los primeros dos meses y medio se realizaron nivelaciones diarias, las que se espaciaron a una semana a mediados de noviembre de 1995. Se

consideraron bancos de referencia "fijos" y cercanos pero fuera de la acción de la estructura, los que al inicio de la obra se referenciaron a un antiguo ademe de un pozo de bombeo distante unos 4 km del sitio; las nivelaciones registradas corresponden entonces exclusivamente a los movimientos originados por las acciones de la construcción del puente, ya que tanto bancos de referencia como sitio del puente están sometidos a los mismos movimientos que impone el asentamiento regional. En la Fig. 5.10 se muestran las evoluciones de los movimientos superficiales en los ejes 11 y 12 durante la construcción del puente y el inicio de su operación.

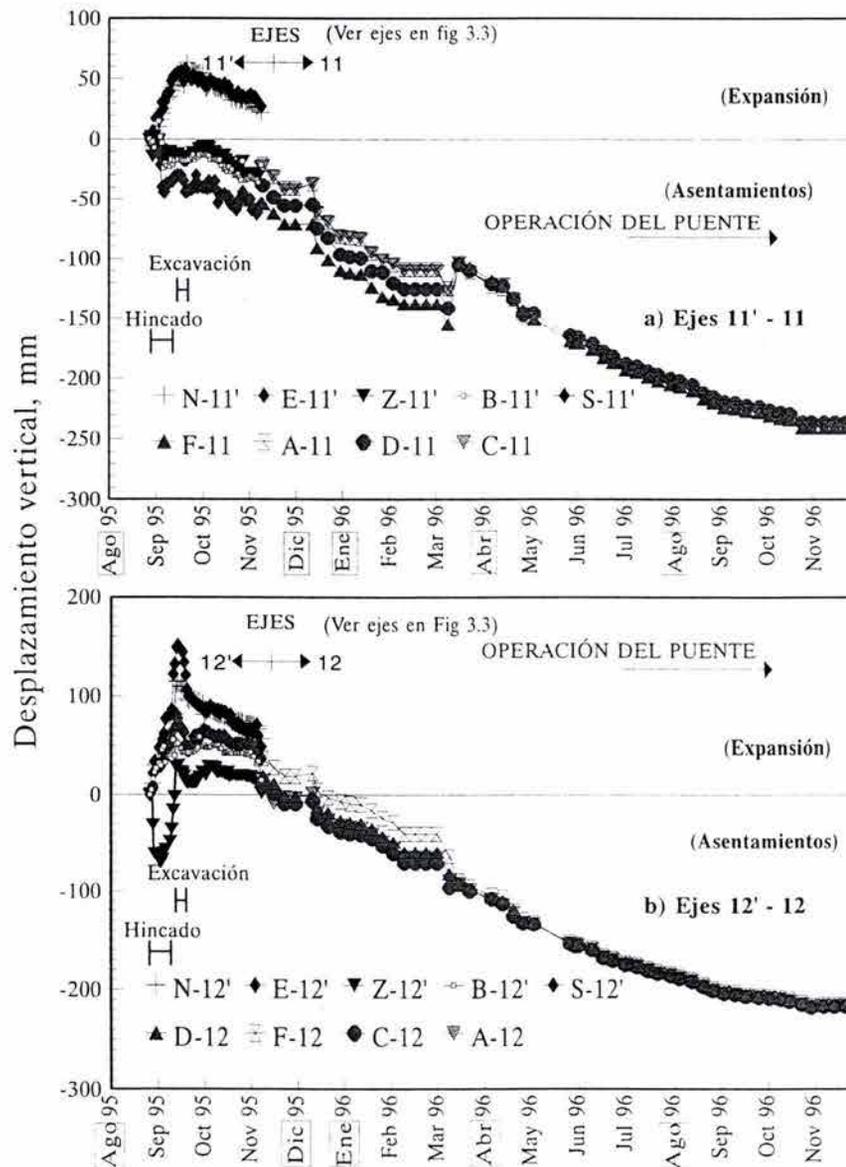


Fig. 5.10 Asentamientos de la cimentación durante la construcción e inicio de la operación del puente

Puede apreciarse que debido al hincado de pilotes se presenta en el eje 12' cercano a una orilla corta una expansión de hasta 15 cm fuera del cajón (ejes N y S, Fig. 5.10b) y de unos 9 cm dentro del área de desplante del mismo. Cuando la línea transversal es la de la orilla (eje 11') sólo ocurren expansiones fuera del área de desplante del futuro cajón (ejes N y S, Fig. 5.10a). Lo anterior muestra una de las ventajas de hincar previamente los pilotes, al disminuir las expansiones en el área del futuro cajón.

Al iniciarse la excavación, se revierte la expansión fuera del cajón y seguramente ocurren movimientos laterales hacia aquélla. Después de poco más de dos semanas de conservarse abierta la excavación, aunque armándose las contratraveses, se midió por el eje 11b una expansión máxima de 11.3 cm, al centro de la excavación (eje Z), como se muestra en la Fig. 5.11.

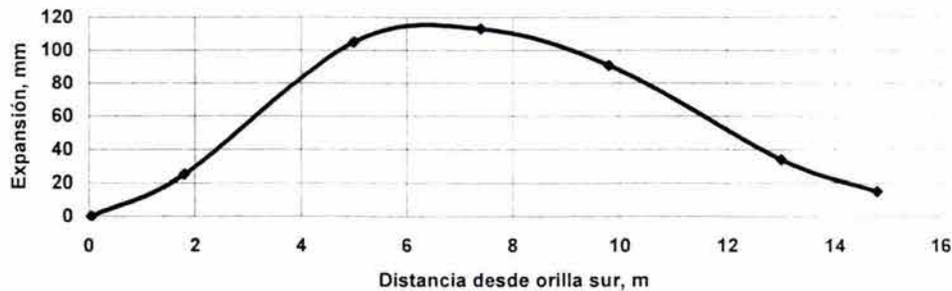


Fig. 5.11 Expansión del fondo de la excavación en la dirección transversal (eje F), al cabo de 16 días de estar abierta

Iniciadas las terracerías alrededor del apoyo 6, las referencias topográficas fuera de la cimentación se perdieron, y las de adentro se fijaron (palomas) en las ocho columnas de dicho apoyo, trasladándose las cotas cercanas del eje 11' al eje 11 de columnas, y del eje 12' al 12 de columnas. Atendiendo a las Figs. 5.10a y 5.10b, respectivamente, se aprecia un asentamiento máximo de 24.5 cm en el lado poniente del cajón y de 22.4 cm en la orilla oriente, tomando en cuenta todo el proceso deformativo; esto es, la expansión y los asentamientos posteriores, y hasta finales de noviembre de 1996. En algunas referencias topográficas (E-11' y Z-12') es muy claro que se indujeron asentamientos espurios por los movimientos de la grúa piloteadora. Se aprecian asentamientos diferenciales tanto en la dirección transversal como en la longitudinal que no exceden los 3 cm.

5.2 Comportamiento a largo plazo

5.2.1 Evolución de las cargas sobre la cabeza de los pilotes

En la Fig. 5.12 se muestra la variación de las cargas medidas cerca de la cabeza de los pilotes instrumentados, desde el inicio de la construcción de la cimentación hasta principios del año 2004. Como se adelantó en el inciso anterior, las cargas que soportan los pilotes hacia el final de la construcción del puente no eran uniformes; señalándose que las diferencias de fuerzas medidas deben explicarse primordialmente por el proceso constructivo de la cimentación y superestructura. En efecto, la excavación del terreno por una parte, y el manejo e izaje de una en una de las traveses de apoyo con varias grúas impuso cargas asimétricas sobre el cajón, las que provocaron desplazamientos diferenciales y esfuerzos residuales sobre el sistema de cimentación; éstos a su vez condujeron a distribuciones no uniformes de la reacción tanto de pilotes como de losa de cimentación, como se verá más adelante. Sin embargo, los patrones carga-tiempo de la figura anterior muestran que una vez concluida la construcción del puente,

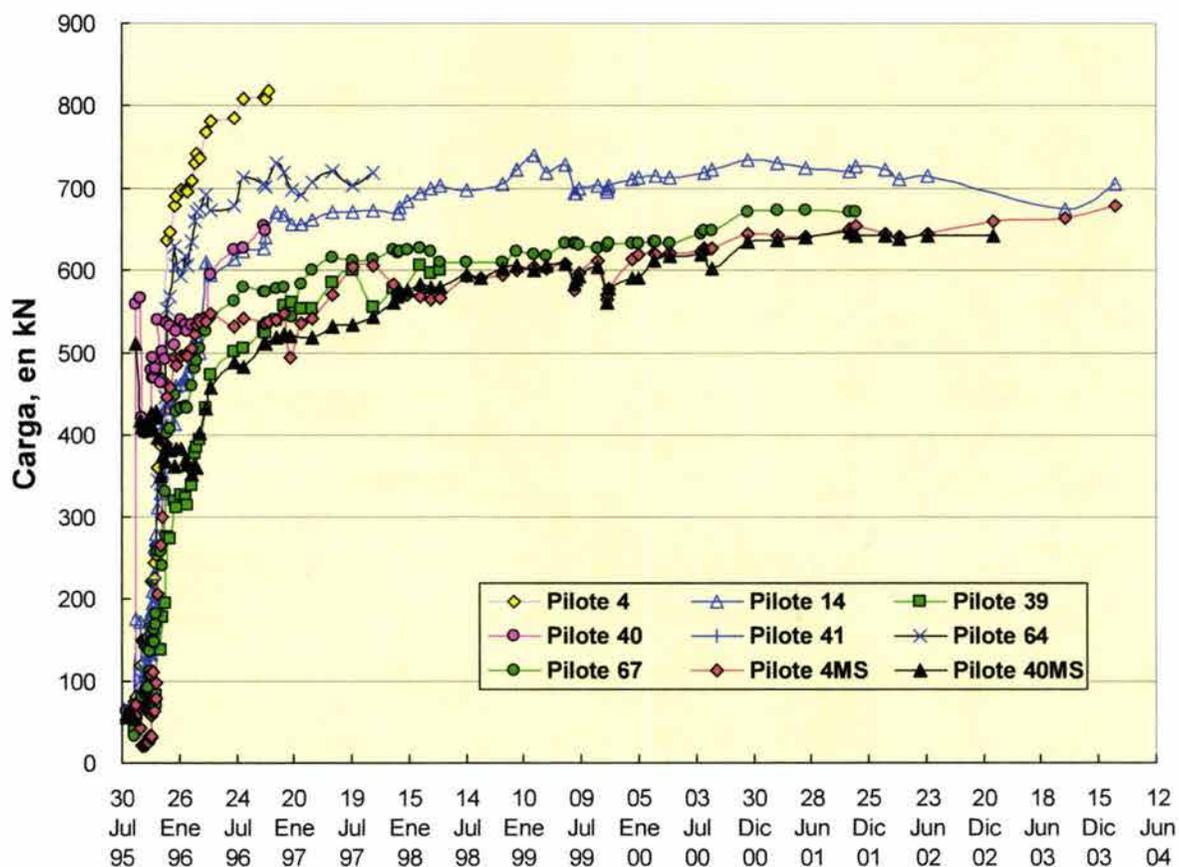


Fig. 5.12 Evolución de las cargas sobre los pilotes a largo plazo

las diferencias de cargas sobre la cabeza de los pilotes disminuyeron con el tiempo. Lo anterior sugiere que la alta rigidez del cajón de cimentación jugó un papel uniformizador, de manera que los pilotes que inicialmente tomaron las cargas más altas fueron forzados a ceder, propiciando una redistribución de cargas, transfiriéndolas el cajón hacia los pilotes más cercanos y con menor carga. Sin duda, a ello han contribuido los grandes desplazamientos relativos entre pilotes y suelo que han ocurrido, los que se traducen en asentamientos de la cimentación; ello ha propiciado la relajación y redistribución de cargas entre pilotes y con ello la tendencia a la homogeneización de las mismas. Es también evidente en esta gráfica cómo se ha venido reduciendo el número de celdas monitoreadas después de casi nueve años, por la inoperancia de las mismas a través del tiempo, según se explicó en el capítulo 4.

Las curvas de la Fig. 5.12 muestran también que la magnitud de las cargas tiene cierta tendencia a aumentar aunque ligeramente, ante una carga aparentemente constante, después de finalizar la construcción del puente. Este ligero incremento de cargas puede explicarse por la infiltración de agua hacia las celdas del cajón de cimentación, como se ha podido verificar en campo. Sin embargo, en cimentaciones constituidas por una losa maciza de cimentación y pilotes de fricción se han reportado de igual manera incrementos ligeros de carga sobre los pilotes, después de finalizada la construcción (Yamashita y Kakurai, 1991).

La evolución antes mencionada de cargas sobre la cabeza de los pilotes puede apreciarse en el espacio y en el tiempo, tanto en la dirección transversal como en la longitudinal de la cimentación; la Fig. 5.13a pertenece a la dirección transversal a través del eje 11, y la Fig. 5.14 corresponde a la dirección longitudinal por el eje longitudinal Z. Durante las etapas tempranas de la construcción se aprecia claramente concentración de carga en el pilote central y cargas muy reducidas en los pilotes de las orillas; hacia el final de la construcción se distingue incluso una cierta inversión de lo anterior, aunque de manera mucho menos marcada. Conforme ha transcurrido el tiempo han aumentado las cargas y se han tornado bastante similares, como se aprecia con el paralelismo de las curvas que definen su variación. Este proceso continuó hasta que la distribución de cargas fue compatible con los patrones de asentamiento de la estructura; es decir, cuando al parecer todos los pilotes se movieron a la misma velocidad. Puede interpretarse que a través de los movimientos que ha experimentado la cimentación, se hayan relajado en gran medida los esfuerzos residuales que pudieran haberse producido durante las operaciones de hincado. Vale la pena distinguir que los pilotes de esquina y uno del lado largo tomaron las cargas ligeramente más altas que los pilotes centrales y del lado corto. Ello coincide con las mediciones realizadas por otros investigadores (Hansbo, 1984; Sommer *et al.*, 1985; Jendebý, 1986), y con las soluciones teóricas propuestas por Poulos (1968) para un grupo de pilotes rígidamente unidos en la cabeza.

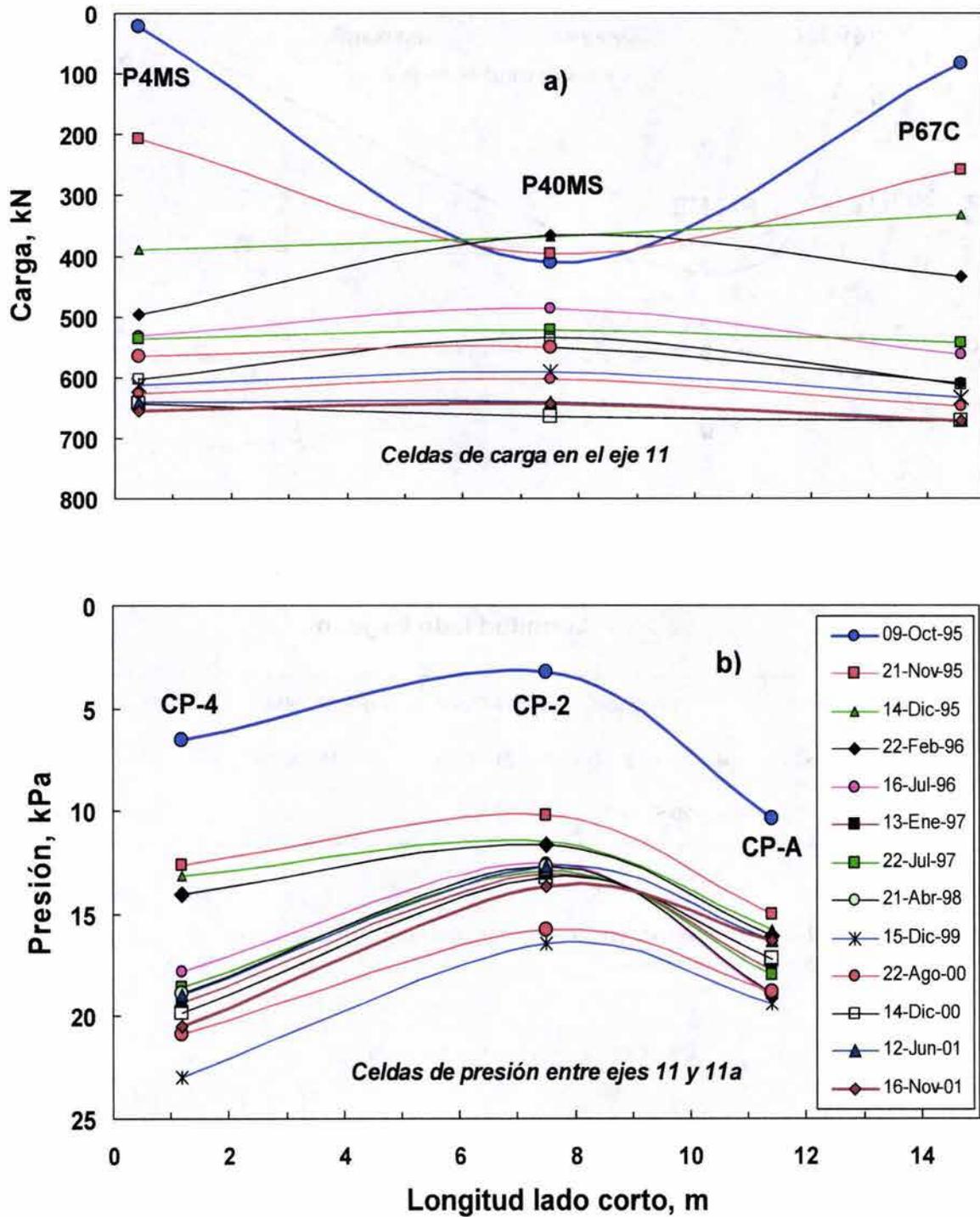


Fig. 5.13 Distribución y evolución de las cargas sobre pilotes y de las presiones en el contacto losa-suelo, en la sección transversal de la cimentación cercana al eje 11

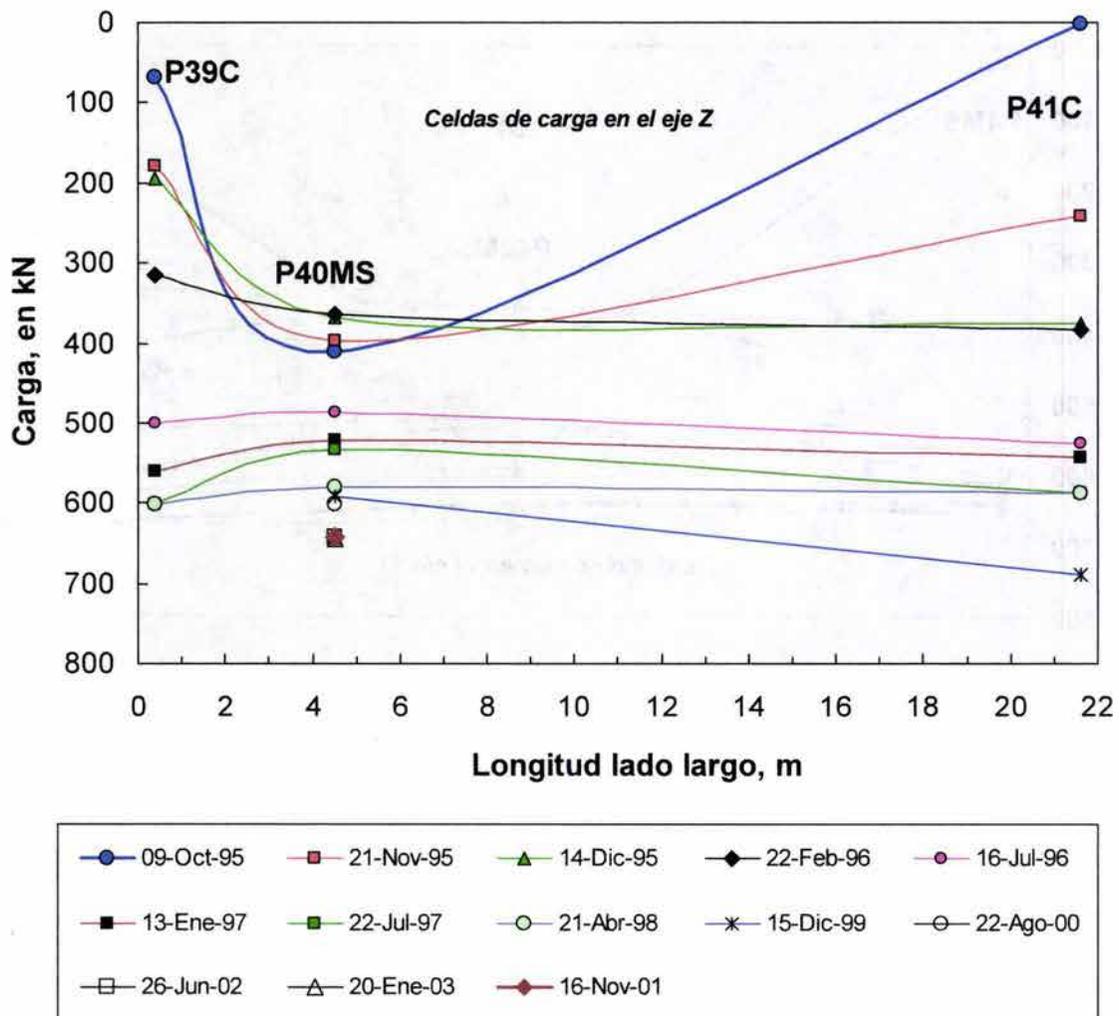


Fig. 5.14 Distribución y evolución de las cargas sobre los pilotes ubicados en el eje longitudinal de la cimentación

5.2.2 Evolución de las presiones en el contacto losa-suelo

La variación de las presiones de contacto sigue un patrón similar al que mostraron las cargas sobre los pilotes. En la Fig. 5.15 se presenta la evolución de las presiones verticales totales sobre la losa de cimentación, desde que fueron colocadas hasta el inicio del año 2004, cubriendo así un periodo de ocho años y medio. Se aprecian las presiones de contacto crecientes durante la etapa de construcción; y una vez que el puente fue abierto al tránsito de vehículos, se distinguen valores oscilantes alrededor de los valores correspondientes a los de fin de construcción. Pueden distinguirse fluctuaciones de presiones durante la operación ya del

puede, siendo más marcadas dos años después del inicio de esta etapa; ello parece reflejar las variaciones estacionales del nivel freático. Los valores de las presiones registradas muestran la no-uniformidad de la distribución de presiones en el contacto losa-suelo, aunque también puede constatarse la evolución hacia presiones más uniformes con el tiempo. El cociente entre la presión máxima y la mínima al inicio de la operación del puente (julio de 1996) era de 2.42; después de seis años de operación este cociente había disminuido a 1.5.

En la Fig. 5.13b puede distinguirse el efecto de la rigidez del cajón en la dirección transversal (entre los ejes II y IIa); las mayores presiones de contacto ocurren hacia sus orillas, y tal tendencia exhibida desde el proceso constructivo, se mantiene años más tarde. Las fluctuaciones de presión ya señaladas durante la etapa de operación se distinguen aquí, al parecer acentuándose hacia el segundo semestre del año, posiblemente influenciadas por el ingreso de agua a los cajones, al ascender el nivel freático. También se aprecia que la distribución de presiones se torna cada vez más simétrica.

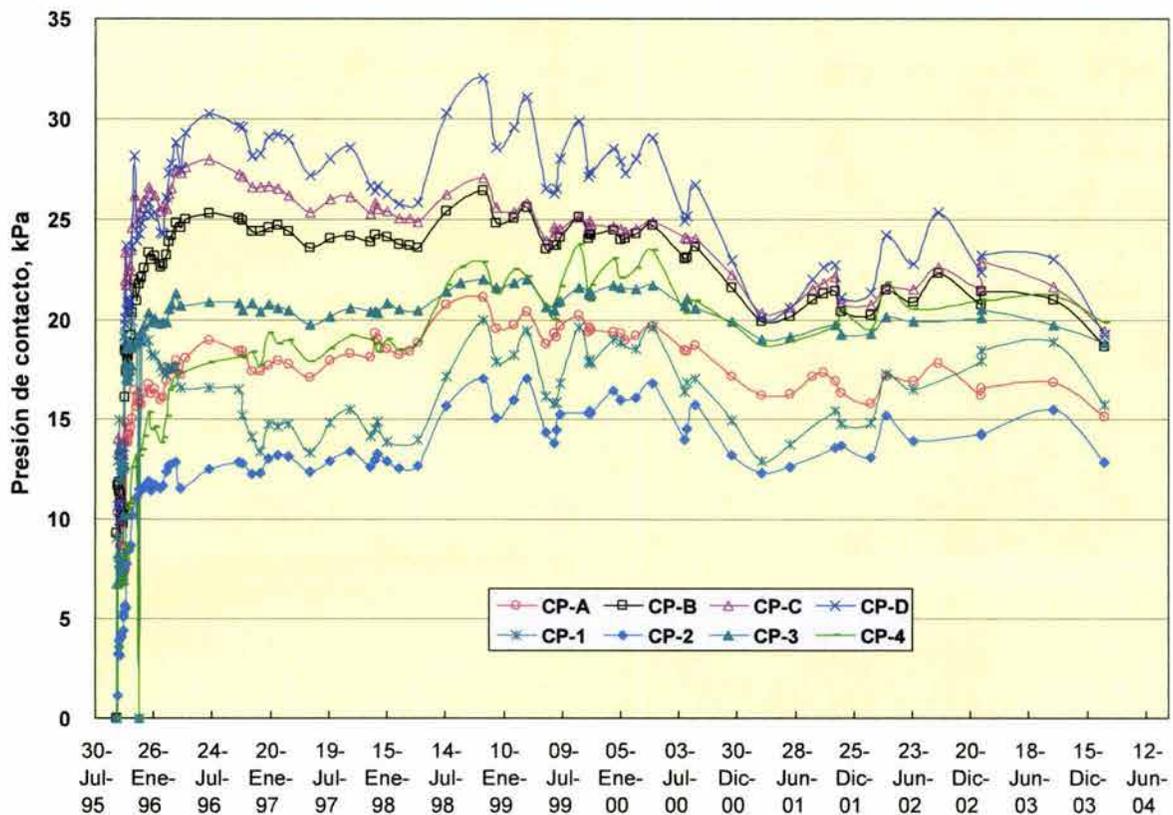


Fig. 5.15 Evolución de las presiones en el contacto losa-suelo, a ocho años de concluida la construcción del puente

Mientras las cargas actuantes sobre los pilotes aumentan ligeramente después de concluida la construcción, las presiones en el contacto exhiben las variaciones cíclicas por los cambios estacionales del nivel freático; ello puede distinguirse en las Figs. 5.13a y 5.13b. Esto puede interpretarse en el sentido de que la carga adicional debida a la acumulación de agua dentro del cajón de cimentación la comparten pilotes y losa-suelo. Esto se puede explicar en términos de las características de la respuesta carga-deformación de estos elementos de la cimentación. Con el procedimiento aproximado propuesto por Clancy y Randolph (1996), se ha calculado que el grupo de pilotes es aproximadamente 5 veces más rígido que la losa de cimentación. Así, no es de extrañar el aumento de carga en cada pilote después de la construcción del puente, como resultado del tirante acumulado de agua dentro del cajón de cimentación, debido precisamente a que el grupo de pilotes resulta más rígido que la losa de cimentación. Así mismo, tan pronto como los pilotes sufren cierta cedencia con respecto al suelo circundante, las presiones de contacto suelo-losa comienzan a aumentar hasta equilibrar los esfuerzos cortantes en exceso que se desarrollan en la interfaz pilote-suelo. Por tanto, los mecanismos de transferencia de carga siguen un proceso como el que se indica enseguida: las cargas aplicadas primero son tomadas por los pilotes hasta que comienzan a ceder y a partir de este momento la losa empieza a tomar parte de la carga aplicada. El porcentaje de la carga total que toman los pilotes y la losa depende de las características esfuerzo-deformación propias de cada sistema, y de la interacción estática entre los dos componentes del sistema de cimentación se deriva el asentamiento total que experimenta la cimentación. En este caso historia los pilotes soportan aproximadamente el 85% de la carga total aplicada, y el resto lo toma el cajón de cimentación.

5.2.3 Evolución de las presiones de poro en el subsuelo

Se ha dado cuenta en el inciso anterior que la única perturbación de la presión de poro bajo la cimentación fue provocada por el hincado de los pilotes. Se llamó también la atención al hecho de que las cargas impuestas por el puente no generaron incrementos significativos de presión de poro al subsuelo de cimentación, al menos no al ubicado en su núcleo central, aunque alejado éste unos 5 m de los pilotes.

Se puede observar en la Fig. 5.16 la evolución a largo plazo de la presión de poro; comprende un periodo de ocho años y medio, a partir de la colocación de los sensores al inicio de la construcción. Los registros obtenidos son muy consistentes y de muy poca variación. Puede distinguirse que los aumentos en la presión de poro que registraron los piezómetros ZE-1 (24 m) y ZD-3 (27 m) como resultado del hincado, se habían disipado totalmente para cuando dio inicio el tránsito de vehículos sobre el puente. Vistas las mediciones a largo plazo, puede ya

distinguirse la influencia incipiente del bombeo sobre la FAS, precisamente en los estratos arcillosos en los que están alojados los piezómetros ZD-2 (10.2 m) y ZD-3, así como en el ZE-1 alojado en una capa arenosa. En estos dos últimos; la disminución de presión sigue una evolución paralela a través de los años, y ya acusan un abatimiento de 8 kPa respecto a la supuestamente condición hidrostática inicial.

Por otra parte, en los estratos permeables a 7.5 m (ZD-1) y a 34 m que corresponde a la Primera Capa Dura (ZE-2) no se aprecia ningún abatimiento piezométrico; sus presiones se han mantenido totalmente constantes desde su colocación, y no fueron perturbados por el hincado.

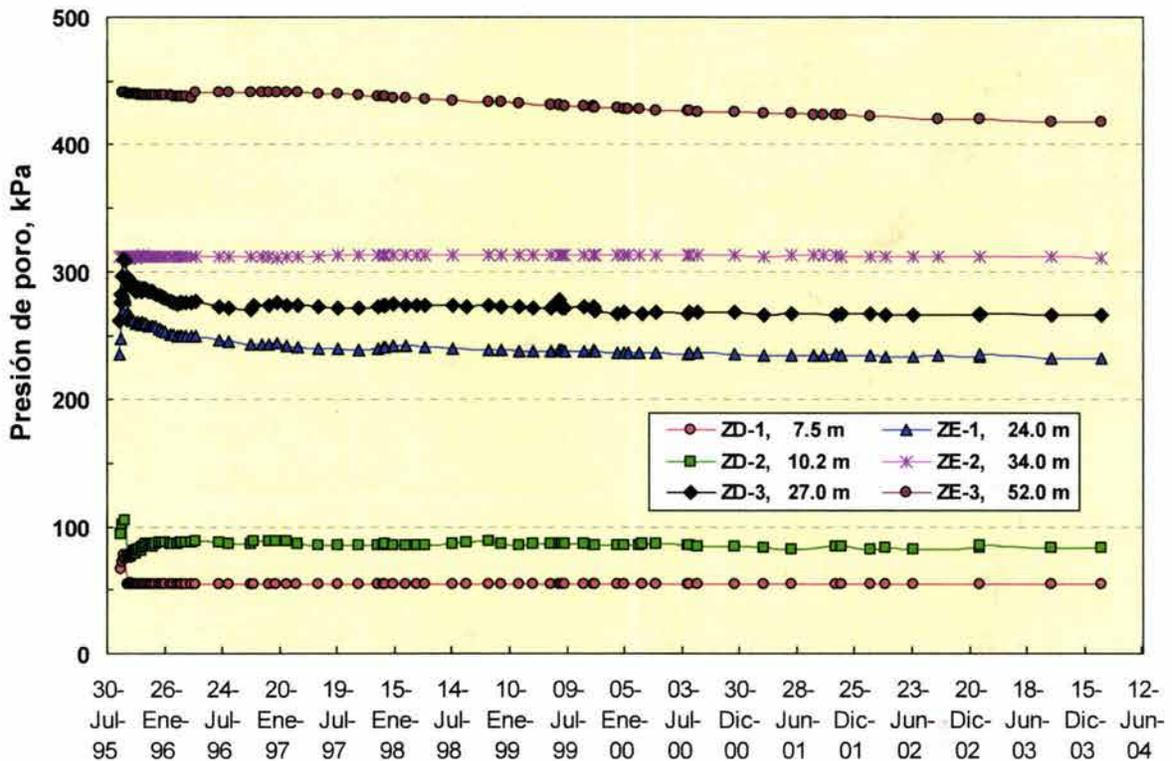


Fig. 5.16 Evolución de las presiones de poro en el subsuelo de la cimentación, ocho años después de iniciada la construcción del puente

El piezómetro ZE-3 localizado a una profundidad de 52 m, muestra la reducción más significativa de la presión de poro; la extracción de agua le ha provocado una disminución de presión de 25 kPa. Esta depresión que seguramente aumenta a mayor profundidad en los depósitos profundos, se traduce en incremento de esfuerzos efectivos sobre el subsuelo, y por un proceso de consolidación primaria da como consecuencia el hundimiento regional diferido. De acuerdo a nivelaciones superficiales referidas a un punto fijo localizado a una distancia no muy lejana del lugar, se ha alcanzado ya un asentamiento regional en el sitio de 26 cm/año.

5.2.4 Evolución de los asentamientos de la cimentación

Los movimientos de la cimentación se han medido sistemáticamente desde la etapa de construcción, mediante nivelaciones topográficas de precisión. Hacia el final de la construcción del puente la cimentación acusaba ya un asentamiento del orden de 20 cm, y se observaba un asentamiento diferencial de 2.4 cm entre los ejes de columnas. En fechas recientes el asentamiento total de la estructura ha sobrepasado ligeramente los 50 cm, Fig. 5.17a, hacia el lado poniente de la cimentación, el cual coincide con el eje II de columnas que soportan parte del peso de las traveses centrales que libran el claro más largo del puente. Por otra parte, el asen-

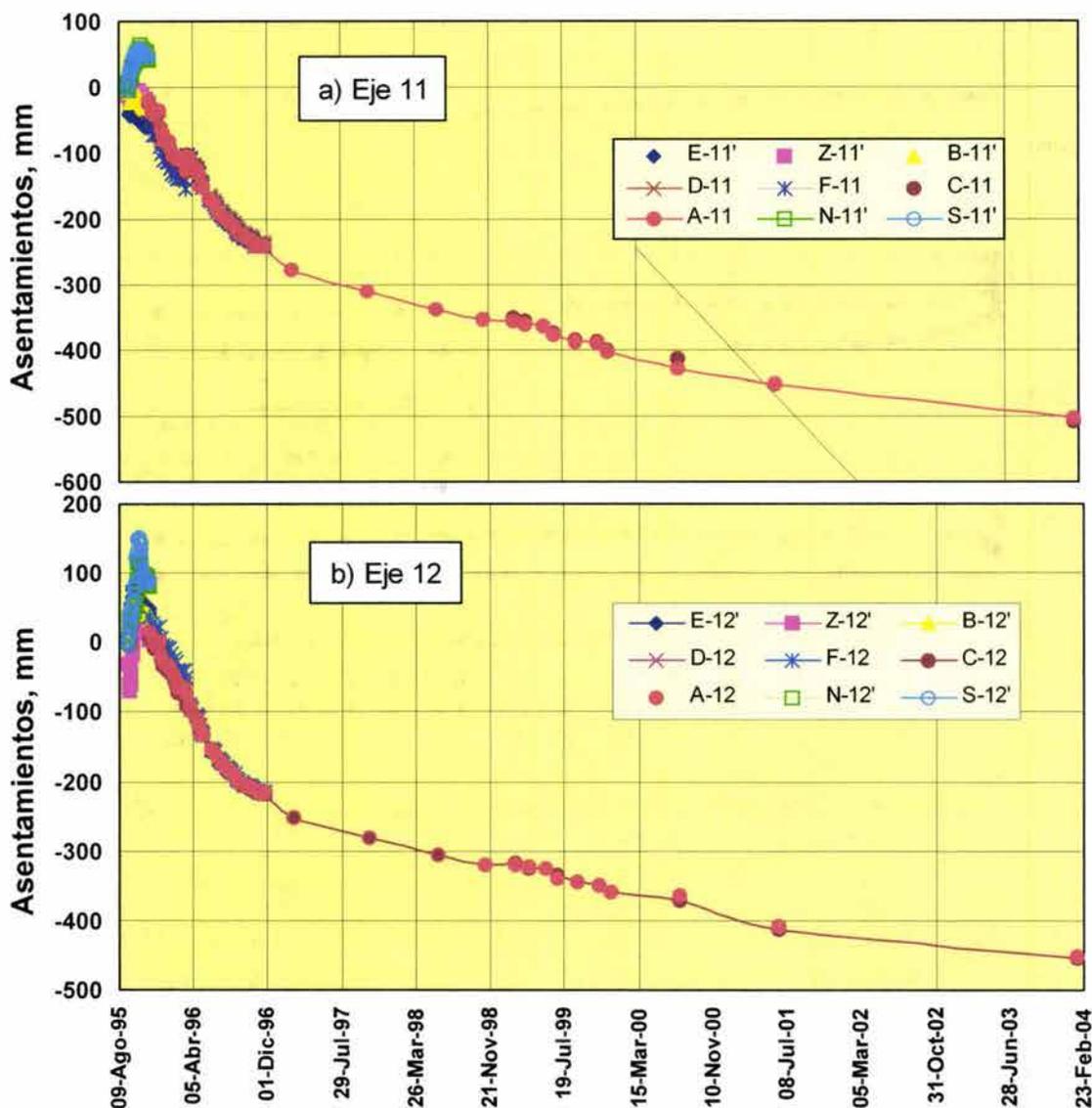


Fig. 5.17 Evolución de los asentamientos de la cimentación a nueve años de iniciada su construcción

tamiento en el eje 12 (lado oriente de la cimentación) es de 45.1 cm, Fig. 5.17b, lo que lleva a un asentamiento diferencial actual en la dirección longitudinal de la cimentación de 5.1 cm. Se consideraron bancos de referencia “fijos” y cercanos pero fuera de la acción de la estructura. Las nivelaciones registradas corresponden exclusivamente a los movimientos de la cimentación, ya que tanto esos bancos de referencia como el sitio del puente están sometidos al mismo asentamiento regional.

5.3 Mecanismo de transferencia de carga de los pilotes al subsuelo

En la Fig. 5.18 se presenta la variación de las fuerzas medidas a diferentes profundidades a lo largo del pilote P4, durante la construcción e inicio de la operación del puente. El diseño de la instrumentación para este pilote estuvo orientado a conocer el mecanismo de transferencia de carga de los pilotes al terreno circundante; las celdas se integraron al pilote a profundidades de 0.11, 0.41, 0.71 y 0.93 de su longitud real de 27.4 m.

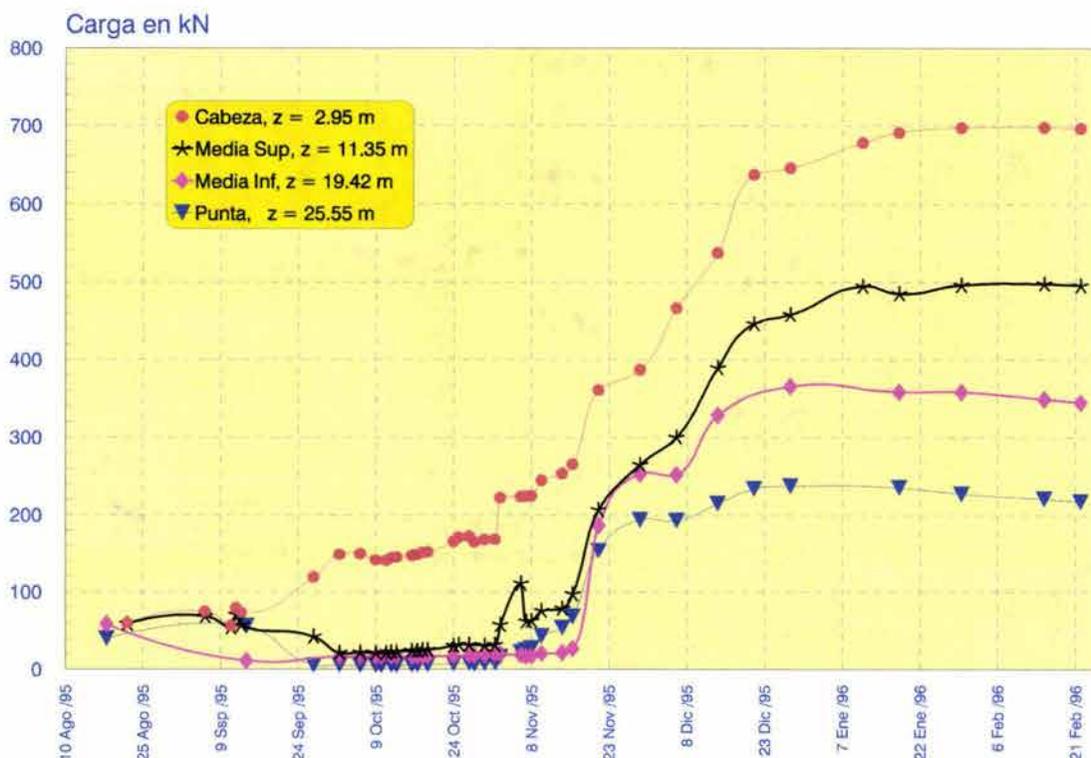


Fig. 5.18 Cargas actuantes a lo largo del pilote P4, durante la construcción

Una vez hincado el pilote P4 mantiene su precarga de 59 kN o incluso la aumenta ligeramente en las cuatro celdas; al ocurrir desplazamientos relativos entre pilote y suelo, esta situación se modifica. La fuerza sobre la celda de cabeza (C) incluso aumenta durante la

excavación, Fig. 5.19, en tanto que se pierde esa precarga en la media superior (MS), media inferior (MI) y en la punta (P), denotando fuerzas de tensión en el pilote.

Lo anterior se asocia a que el suelo desplazado por los pilotes, dado que no se les practicó excavación previa, tuvo un fuerte componente vertical ascendente como se manifestó por las fuertes expansiones de la superficie del terreno, generando estados de tensión a lo largo de la mayor parte del pilote, encontrando sólo una reacción compresiva cerca de la cabeza, al parecer por los esfuerzos residuales derivados del hincado. Puede distinguirse claramente que conforme transcurre la construcción, las cargas sobre el pilote aumentan, pero que lo hacen de manera diferenciada según la profundidad. La carga axial sobre el pilote de fricción se va reduciendo conforme crece la profundidad, lo que resulta precisamente la carga transferida al suelo circundante a través de los esfuerzos cortantes que se producen en la interfaz pilote-suelo.

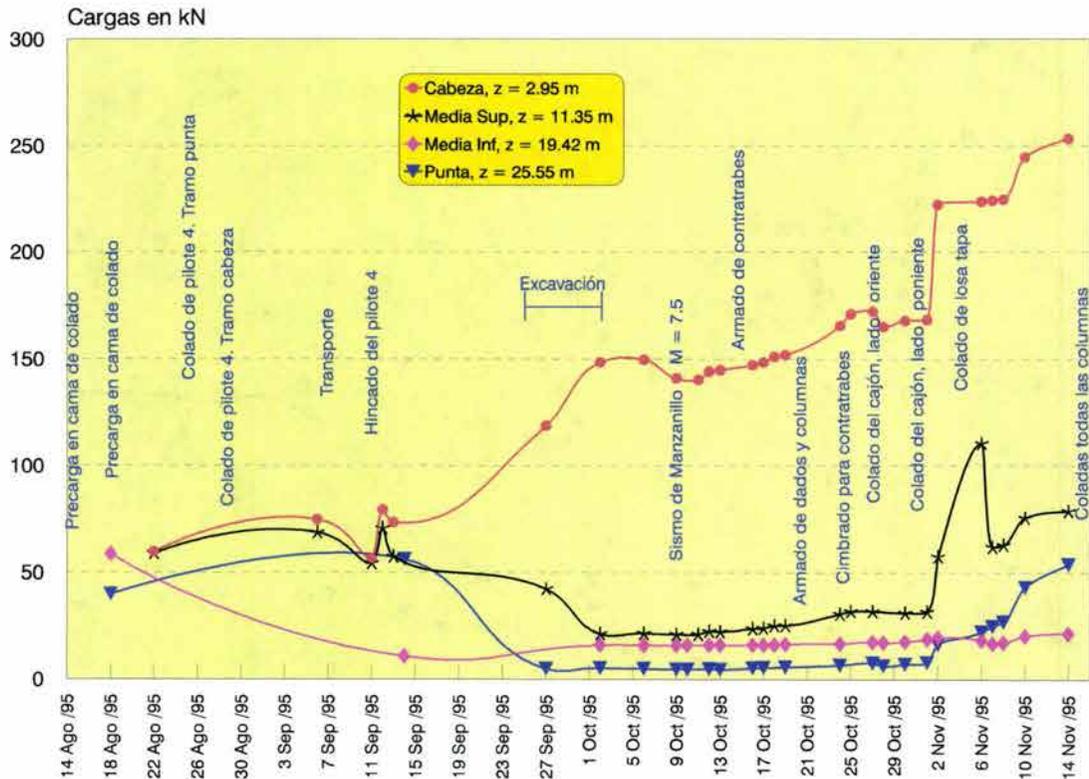


Fig. 5.19 Evolución de las cargas a diferentes profundidades del pilote P4, durante la etapa inicial de construcción

Para apreciar el mecanismo de transferencia de carga (Vesic, 1970) se recurre a la Fig. 5.20. La fuerza axial en el pilote según la profundidad z , tendría una variación como la indicada por la función $Q(z)$, dándonos una visión acerca de cómo se transfiere la carga por el fuste del pilote. La abscisa de esta curva cuando $z=D$ resulta la carga Q_p en la punta del pilote, en tanto

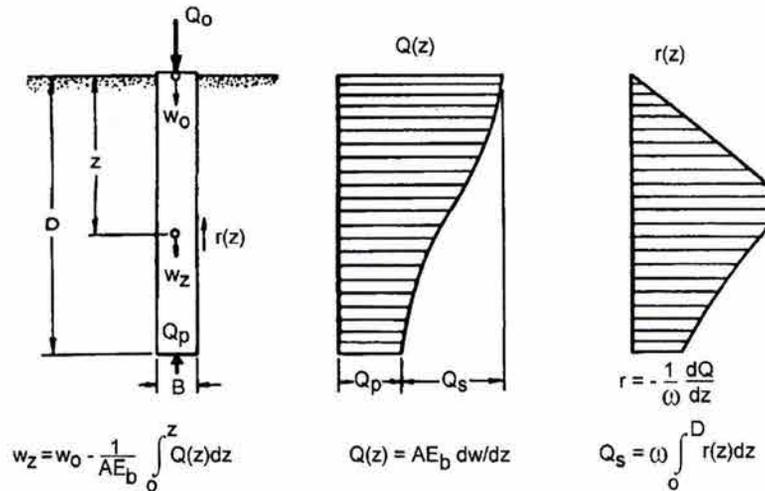


Fig. 5.20 Mecanismo de transferencia de carga a lo largo de un pilote (Vesic, 1970)

que la diferencia $Q(z) - Q_p$ representa la resistencia lateral en el fuste. La pendiente de la función $Q(z)$ dividida entre el perímetro ω del pilote, da la distribución de la resistencia lateral a lo largo del fuste, resultando positiva toda vez que $Q(z)$ disminuye con la profundidad.

Con los datos de la Fig. 5.18 pudo construirse la Fig. 5.21, equivalente a la mostrada en la Fig. 5.20. Puede apreciarse cómo evolucionaron las cargas a lo largo del pilote conforme transcurrió la construcción (se muestran sólo 8 fechas). Se advierte que en las primeras fechas, una vez que se ha revertido el movimiento del suelo respecto al pilote se registran ya cargas de compresión a lo largo de todo el pilote con máximo desde luego en la cabeza, pero desarrollándose inclusive fricción negativa hacia la punta, denotada por un ligero aumento de la carga con la profundidad; ésta desaparece conforme se aplican cargas mayores. Al crecer las cargas actuantes por la cimentación y superestructura, el pilote se desplaza hacia abajo en relación con el suelo circundante, y desarrolla fricción positiva en toda su longitud.

Es interesante observar que el aporte de la punta alcanza del orden de 20% de la capacidad total del pilote, y que ésta corresponde a una condición de fluencia (penetrando el pilote) provocando incluso una ligera disminución en ese aporte después de alcanzar un máximo. Esta contribución a la capacidad de carga del pilote no es despreciable, y no parece una práctica justificada ignorarla. Mediciones realizadas por Reséndiz (1964) en un pilote aislado (C1 de su estudio) muestran una contribución de la punta del orden del 22%. Se distingue que la variación de la carga con la profundidad para el final de la construcción es prácticamente lineal, sobre todo en los tercios superior y medio, lo que tiene como implicación, Fig. 5.22, que la resistencia cortante en el fuste de estos tramos es constante.

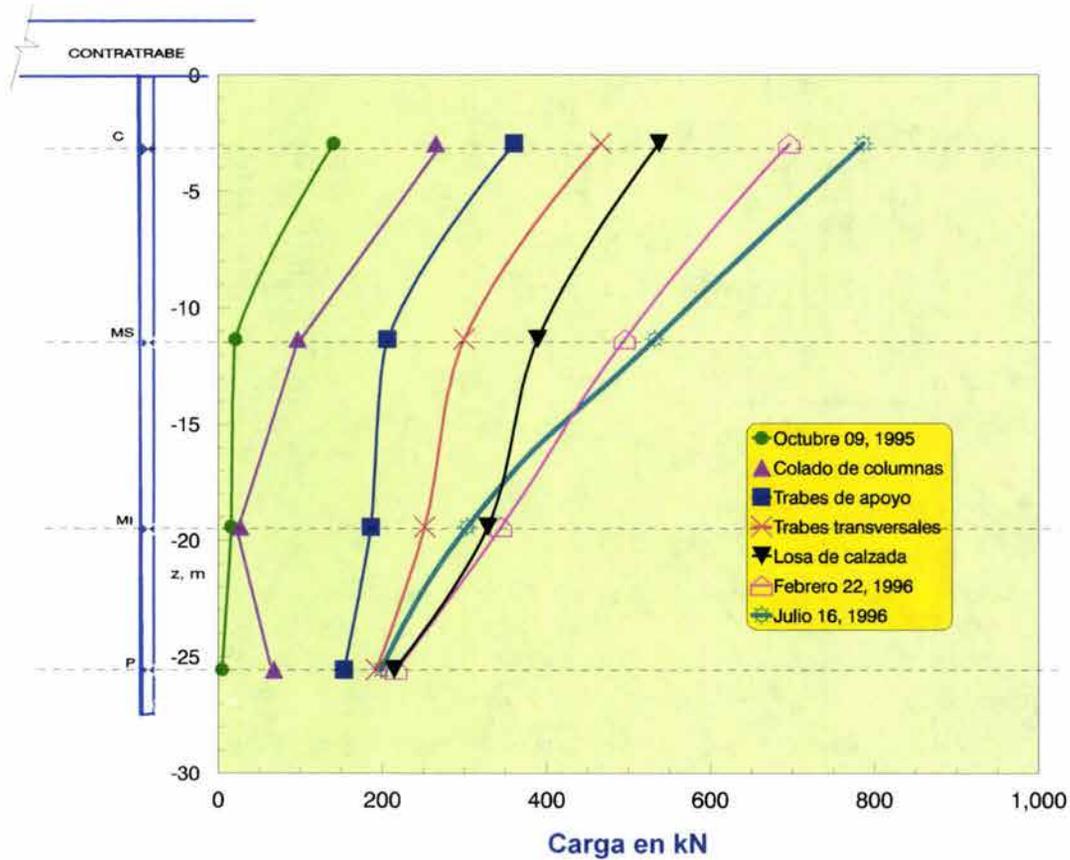


Fig. 5.21 Variación de las cargas a lo largo del pilote P4, durante la etapa inicial de construcción

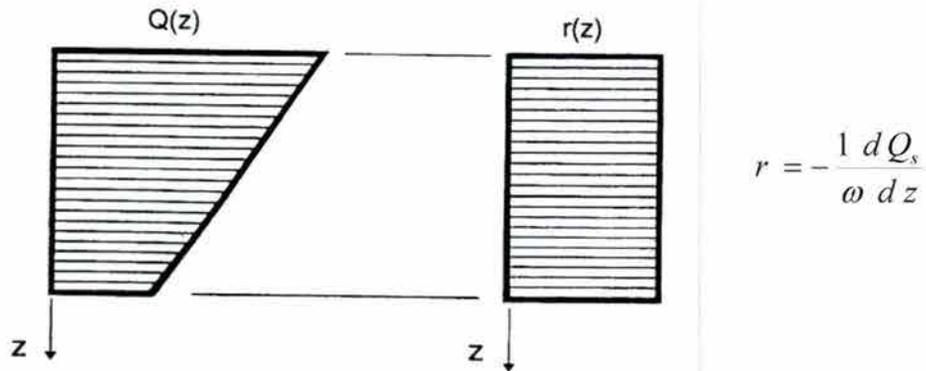


Fig. 5.22 Resistencia cortante constante a lo largo de un pilote de fricción

El conocimiento de las fuerzas a lo largo del pilote a distancias perfectamente conocidas, esto es entre celdas de carga, permite cuantificar la resistencia lateral que se desarrolla en el fuste del pilote. En la Fig. 5.23 se muestra la variación de la resistencia cortante en los tres tercios del fuste del pilote, conforme avanzó la construcción; para su determinación se ha hecho el análisis de cuerpo libre de las porciones de pilote entre celdas, considerando las fuerzas

actuantes. En el tercio inferior se aprecia cómo a mediados de noviembre de 1995 se generó cierta fricción negativa, pero que al proseguir la carga se invierte el sentido, y en lo sucesivo sólo se desarrolló fricción positiva. En esta figura se incluyen los valores medios de la resistencia no drenada original de los suelos comprendidos en los tres tercios. Hacia el final de la construcción, se aprecia con claridad que sólo en el tercio medio del pilote, la resistencia lateral que se desarrolla en el fuste resulta incluso superior a la resistencia no drenada original del suelo. Sin embargo, en los tercios inferior y superior del pilote, la resistencia que se desarrolla en el fuste –bajo condiciones de franca fluencia como lo denota el asentamiento de 50 cm de la cimentación–, resultan inferiores a los respectivos valores medios de resistencia no drenada original de sus suelos. Lo anterior apunta a que en la interfaz pilote-suelo se da una condición de fluencia en la que prevalece la resistencia residual de los suelos arcillosos.

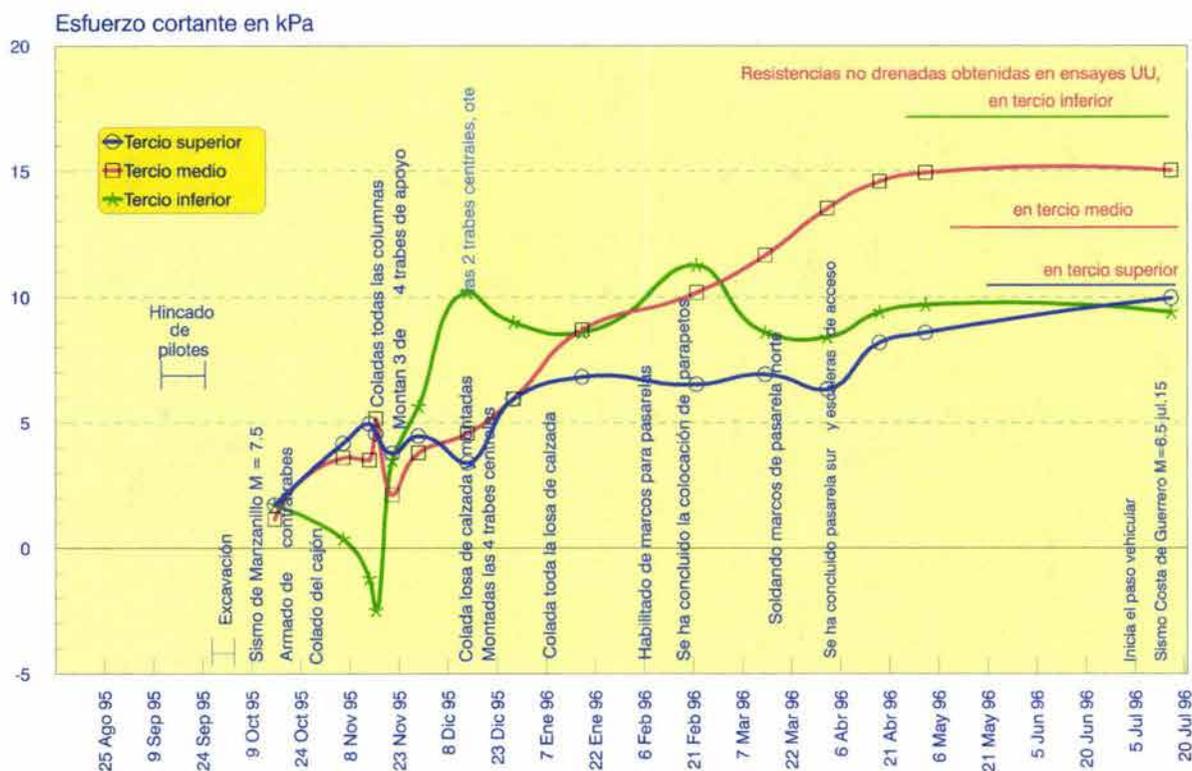


Fig. 5.23 Evolución de la resistencia cortante en el fuste del pilote P4, durante la construcción

Capítulo 6

ACELERACIONES Y RESPUESTA SÍSMICA DEL SISTEMA SUELO-CIMENTACIÓN-SUPERESTRUCTURA

6.1 Monitoreo sísmico de la cimentación

Durante la construcción de la cimentación ocurrieron dos sismos de magnitud $M_w=7.5$; el originado en Copala, Gro., el 14 de septiembre de 1995, coincidió con el hincado de pilotes. El sismo de Manzanillo Col. del 9 de octubre de 1995 sucedió cuando se concluía la demolición de la cabeza de los pilotes; debido a este sismo, se generó una grieta transversal en la plantilla de concreto pobre del fondo de la excavación, y otras en la cercanía del borde del talud norte; su ancho no fue mayor al medio centímetro y el desplazamiento vertical entre los bordes de las grietas no fue significativo. No se dispone de registros de estos sismos, ya que durante la construcción no se contó con acelerógrafos en el sitio.

El puente se abrió al tráfico en julio de 1996. Durante el segundo semestre de 1996 se fijó el acelerógrafo al pedestal ubicado sobre la tapa del cajón de cimentación, y desde entonces ahí se mantiene. Fueron realizadas las pruebas necesarias para establecer sus parámetros, tales como el umbral de aceleración para el disparo, tiempo de pre- y postevento, etc., y asegurar la conectividad y respuesta de los sistemas digitales de registro. Se tuvo el tino y la suerte de contar con el sistema listo para registrar, hasta ahora, el sismo más intenso que ha sufrido el puente: el generado frente a la costa de Michoacán el 11 de enero de 1997. En 1998 fueron añadidos los acelerógrafos de campo libre, tanto en la superficie del terreno, a 60 m de la cimentación, como en un pozo a 60 m de profundidad, en esa misma vertical; ello fue posible

gracias a recursos proporcionados por la UNAM, con fondos del BID. Fue el sismo de Tehuacán en junio de 1999 el primer evento del que fueron registradas sus aceleraciones tanto en cimentación como en campo libre. Para entonces se contó también con registros en la trabe de apoyo ubicada justo sobre la cimentación instrumentada; no se obtuvieron registros de aceleraciones en la trabe central para este sismo. Estos dos últimos equipos acelerográficos fueron instalados en la superestructura del puente por un grupo de trabajo de ingenieros estructuristas del CENAPRED, y transferido su mantenimiento y operación a la Coordinación de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería, UNAM, a partir de 2001.

Ha sido posible registrar durante la operación del puente prácticamente todos los acelerogramas, así como los cargagramas y presiogramas geotécnicos asociados, de los sismos con magnitud Richter mayor de 6.0 generados en la zona de subducción del Pacífico; se cuenta con datos de once sismos con intensidades que podrían calificarse (Murià, 2004) de pequeñas a moderadas. En la Tabla 6.1 se presenta un resumen con los datos relevantes de cada uno de ellos, para lo que se recurrió primariamente a la información proporcionada por el Servicio Sismológico Nacional; para algunos sismos se adoptaron los datos reportados por el Centro Nacional de Información Sísmica (NEIC) de los EEUU. Son incluidas también las aceleraciones máximas registradas en el cajón de cimentación, en las direcciones vertical, longitudinal y transversal al eje del puente; la Fig. 6.1 muestra la ubicación de sus epicentros.

En este capítulo se exponen los registros acelerográficos de los sismos de mayor intensidad en los diferentes componentes del sistema suelo-cimentación-superestructura, y se analiza la interacción que guardan entre sí. Si bien se hace una exposición inicial por características de los eventos sísmicos, en la presentación y discusión posteriores se buscan rasgos distintivos del comportamiento de esta cimentación para diferentes sismos.

Housner (1982) reconoció la importancia de conocer los movimientos fuertes del terreno como punto de partida para el diseño sísmico de las estructuras y su cimentación. Para ello, la forma más común de describir ese movimiento es con una serie de tiempo de aceleración, velocidad o desplazamiento. Se recurrirá en lo sucesivo a las de aceleración, ya que es la variable medida directamente; en todo caso, velocidades o desplazamientos serían calculados por integración. Son bien reconocidas (Kramer, 1996) las características principales del movimiento del terreno debido a sismos que son de interés ingenieril; éstas son: la amplitud, el contenido de frecuencias, y la duración del movimiento. En este capítulo se exponen y discuten estas características, así como los parámetros que las describen.

Tabla 6.1 Sismos y aceleraciones máximas registradas en el cajón de cimentación

Sismo	Fecha	M	Dist. Epicentral, km	Prof. focal km	Coordenadas epicentrales		Aceleraciones máximas en el cajón de cimentación, gal		
					Lat N	Long W	Long	Trans	Vert
1. Costa de Michoacán	110197	7.3	451	17	18.09°	102.86°	30.91	12.83	0.88
2. Costa de Oaxaca	190797	6.3	398	10	16.00°	98.23°	3.40	4.29	0.30
3. Tehuacán, Pue.	150699	7.0	226	92	18.20°	97.47°	28.10	24.62	2.15
4. Puerto Escondido, Oax.	300999	7.4	452	33	16.15°	96.71°	28.02	22.96	1.91
5. Río Balsas inf., Gro.	281299	5.9	294	20	18.10°	101.68°	4.59	3.86	1.10
6. Gro.-Puebla-Morelos	210700	5.9	155	47	18.09°	98.87°	7.08	8.63	0.64
7. Costa Guerrero-Mich.	090800	7.0	441	35	17.94°	102.71°	14.60	11.94	0.65
8. Costa de Guerrero	071001	6.1	303	10	<i>17.04°</i>	<i>100.00°</i>	<i>2.35*</i>	<i>0.81*</i>	<i>1.87*</i>
9. Costa de Guerrero	180402	6.8	408	10	<i>16.99°</i>	<i>100.86°</i>	4.79	5.04	0.21
10. Costa de Colima	210103	7.6	632	15	18.22°	104.60°	28.21	25.59	0.95
11. Costa de Guerrero	010104	6.3	347	10	17.39°	101.37°	5.90	6.24	0.59

* Aceleraciones registradas en pozo, a 60 m de profundidad

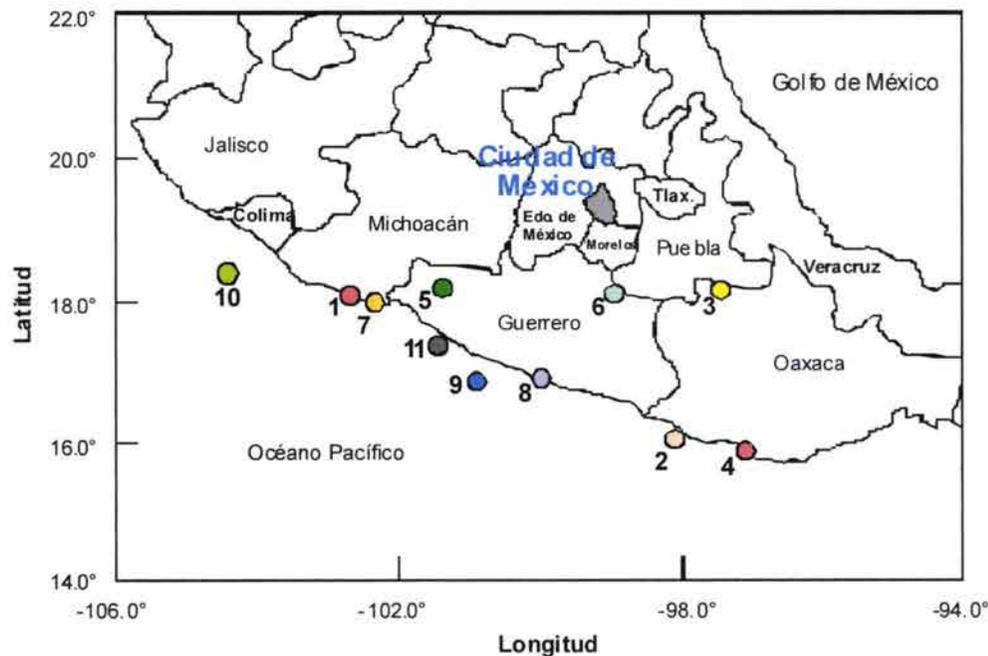
Datos de NEIC en itálicas

Fig. 6.1 Localización de los sismos registrados en el cajón de cimentación y campo libre, durante el periodo 1997-2004

6.2 Descripción y registros acelerográficos de los sismos más intensos

6.2.1 Sismo de la costa de Michoacán del 11 de enero, 1997

A las 14 horas 28.5 minutos (local) del 11 de enero de 1997 ocurrió un sismo de magnitud $M_c = 7.3$; su epicentro se localizó frente a las costas de Michoacán. La intensidad con que se manifestó en la ciudad de México fue baja, incluso en la Zona del Lago, no obstante su magnitud, provocando sólo alarma entre la población; no se reportaron daños a las construcciones de la capital. Aunque se tenía ya operando el sistema de registro, no se mantenían conectados todos los sensores geotécnicos previstos para el monitoreo automático. Se conservaba entonces un umbral de aceleración para el disparo de 8 gal, y lapsos de diez segundos para el pre- y post-evento. Fue así posible registrar por primera vez para el momento mismo de un sismo, las señales digitales de variables geotécnicas y acelerográficas de la cimentación estudiada. Además de los tres componentes de aceleración en el cajón de cimentación, se cuenta con los registros digitales de dos celdas de carga en los pilotes, de cuatro celdas de presión en el contacto losa-suelo, y de tres piezómetros a diferentes profundidades.

Una vez puesto a prueba el sistema de registro automático con este sismo, se decidió conectar la totalidad de los sensores geotécnicos. Ocurrieron en el primer semestre otros sismos pequeños que no fueron registrados, lo que propició que se continuara ajustando el umbral de aceleración para el disparo del sistema; cuando sucedió el sismo no registrado de las 02:50 horas del 22 de mayo de 1997 ($M=5.9$), se mantenía un umbral de 5 gal. La investigación se ha orientado a registrar los efectos sísmicos y no las vibraciones por el tránsito, por lo que se buscó establecer un umbral por encima de las aceleraciones derivadas del tráfico, a fin de no saturar la memoria de los registradores con esas señales; pero que sin embargo, registrara las señales pertenecientes a temblores de baja intensidad. Con estos antecedentes, a partir del 23 de mayo de 1997 se conserva el sistema con un umbral para el disparo de 4 gal.

En la Fig. 6.2 se muestran los acelerogramas registrados en el cajón de cimentación; la aceleración máxima de 30.91 gal ocurrió en la dirección longitudinal. Pudo comprobarse que aquí se alcanzó la máxima aceleración medida en el valle de México, con excepción de las registradas en pisos superiores de algunos edificios de la ciudad de México.

6.2.2 Sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999

A las 15:42 horas (20:42 GMT) del 15 de junio de 1999 ocurrió 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 al sureste de Tehuacán, Pue., y a 230 km de

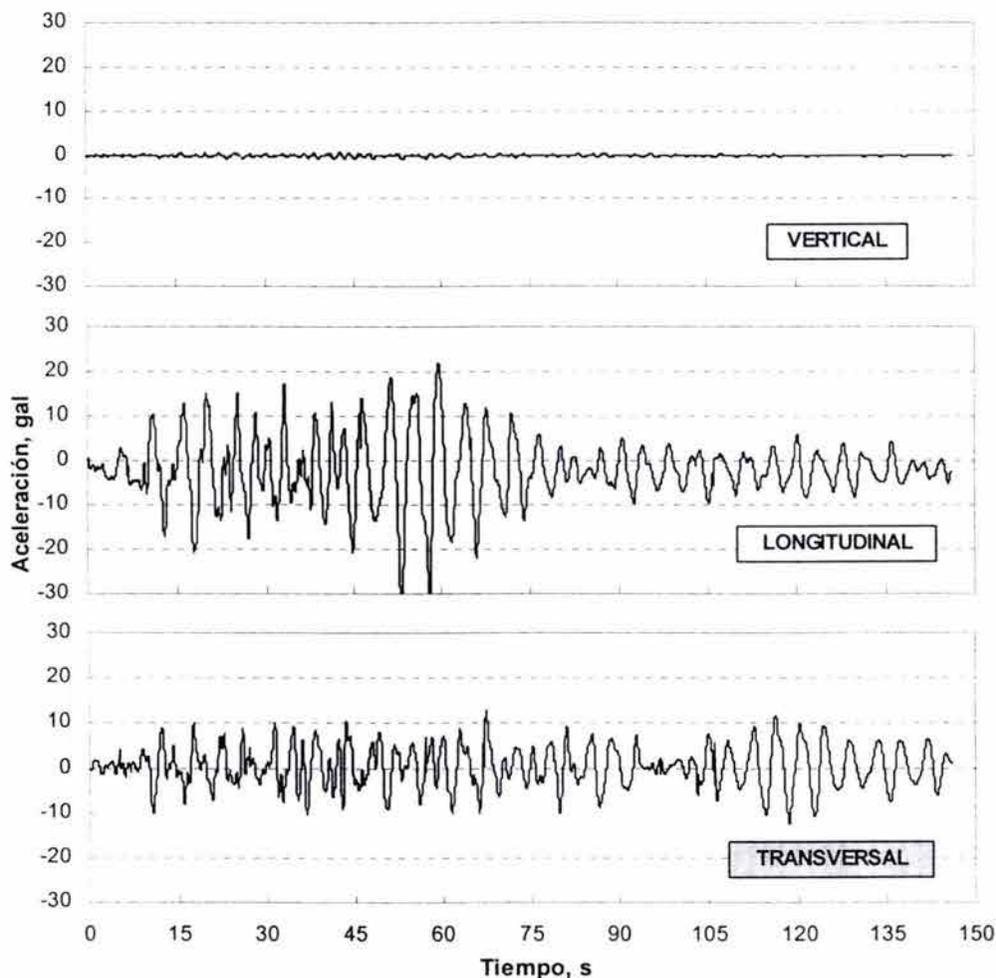


Fig. 6.2 Acelerogramas registrados en la tapa del cajón de cimentación durante el sismo de la costa de Michoacán del 11 de enero de 1997

la ciudad de México. 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 sismo se sintió en la ciudad de Puebla con intensidades que fueron de moderadas a muy 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. Pestana y coautores (2002) y Mendoza *et al.* (2001a) describen los principales aspectos geotécnicos, incluyendo los efectos de sitio y la función de atenuación de las aceleraciones. Asociado a este sismo, se ha descrito también el primer caso documentado de licuación ocurrido en el Altiplano Central (Mendoza y Domínguez, 2002).

Con el sismo de Tehuacán se obtuvieron por primera vez los acelerogramas en campo libre y en la cimentación, proporcionando información muy valiosa acerca de la interacción dinámica entre la cimentación y el subsuelo, como se señala más adelante. Esta información se complementa con los datos acelerográficos en la superestructura del puente, registrados por el grupo de investigación en ingeniería estructural (Meli y Rivera, 2001). En las Figs. 6.3 a 6.5 se presentan los registros acelerográficos de los tres componentes ortogonales de movimiento, respectivamente, en la trabe de apoyo, en el cajón de cimentación, en la superficie de campo libre y en el pozo a 60 m de profundidad. Como se aprecia en los acelerogramas, los registros parten de un tiempo “cero” diferente; a la fecha, los sensores de aceleración de campo libre, los colocados en la cimentación y los de la trabe TA funcionan como sistemas independientes. Para contar con un tiempo común en todos los sensores, se requiere que los tres sistemas sean integrados en uno solo; la dificultad estriba en las características diferentes de unos y otros equipos. Si bien cada sistema cuenta con tiempos diferentes de pre y post-evento, se distingue que mientras en los acelerómetros dispuestos en el suelo y la cimentación ya no registran aceleraciones significativas, los de la superestructura continúan vibrando varios minutos más.

6.2.3 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 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. En general, los registros acelerográficos siguen patrones similares a los registrados durante otros sismos, originados en sitios epicentrales de la misma región. En las Figs. 6.6 a 6.8 se muestran las historias de aceleración registradas en el cajón de cimentación, en la superficie de campo libre y en el pozo a 60 m de profundidad; no se registraron las aceleraciones ocurridas en las trabes del puente.

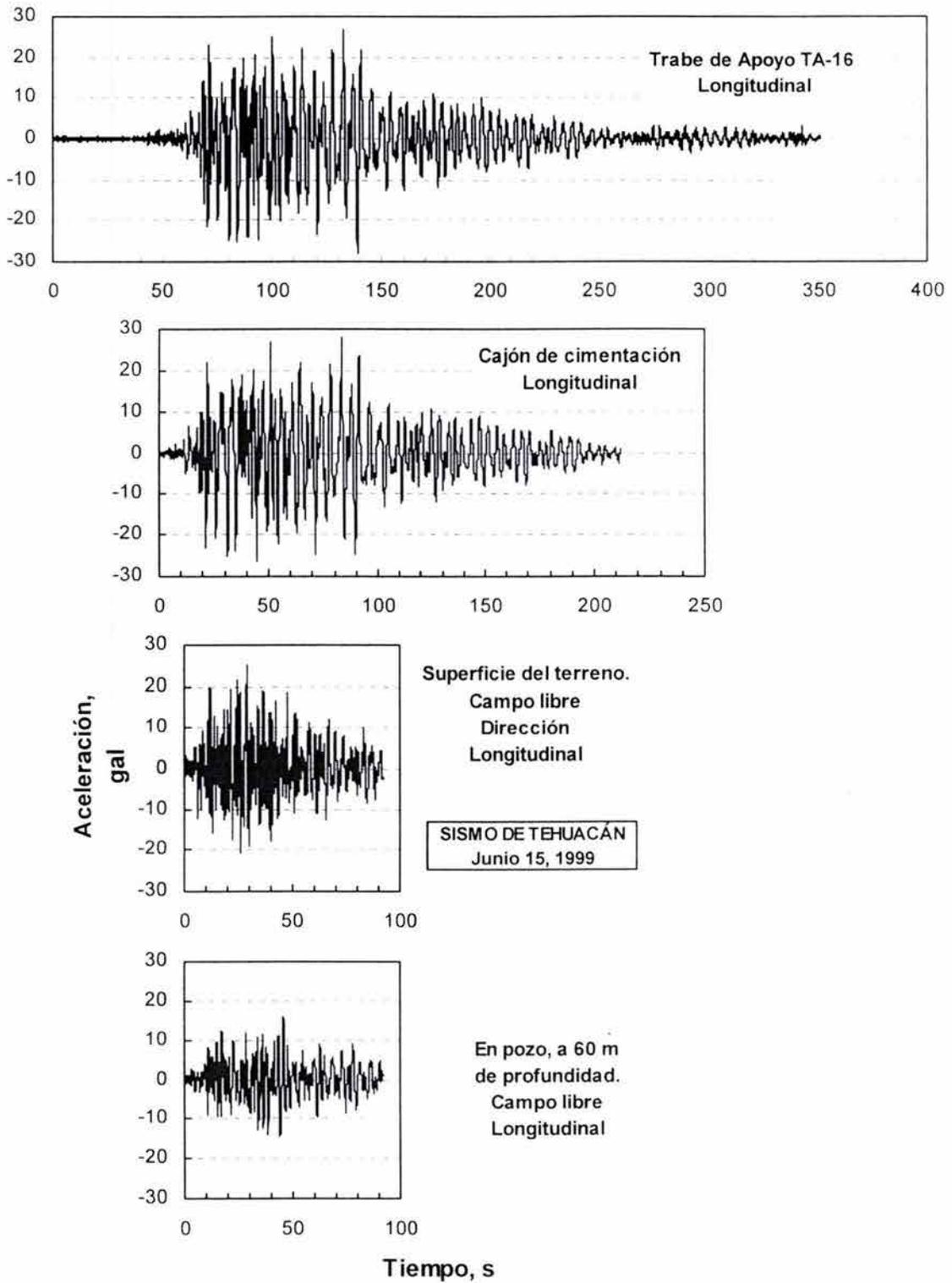


Fig. 6.3 Aceleraciones registradas en campo libre, cajón de cimentación y trabe de apoyo en la dirección longitudinal durante el sismo de Tehuacán, Pue. Junio 15, 1999

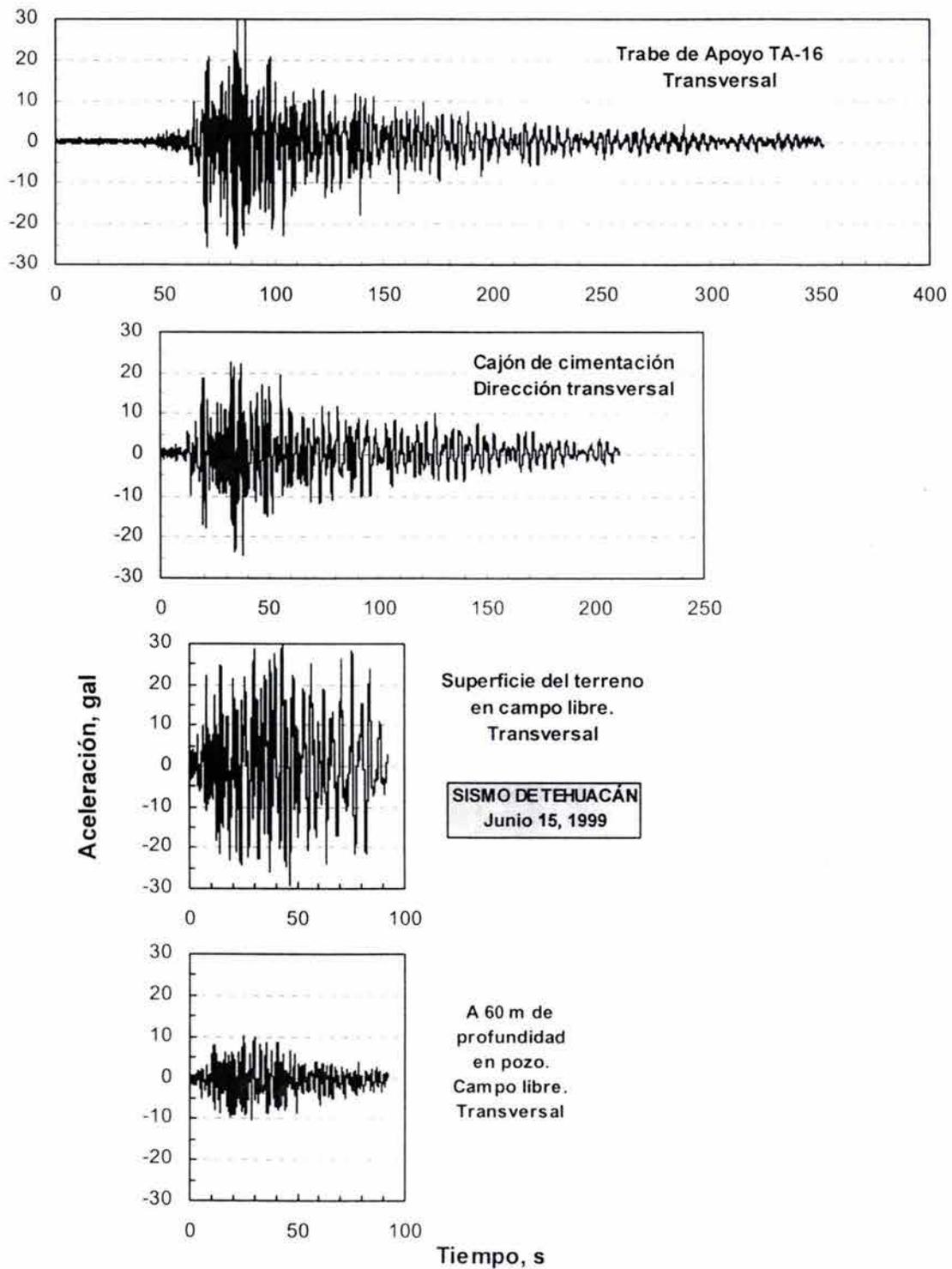


Fig. 6.4 Aceleraciones registradas en campo libre, cajón de cimentación y trabe de apoyo en la dirección transversal durante el sismo de Tehuacán, Pue., Junio 15, 1999

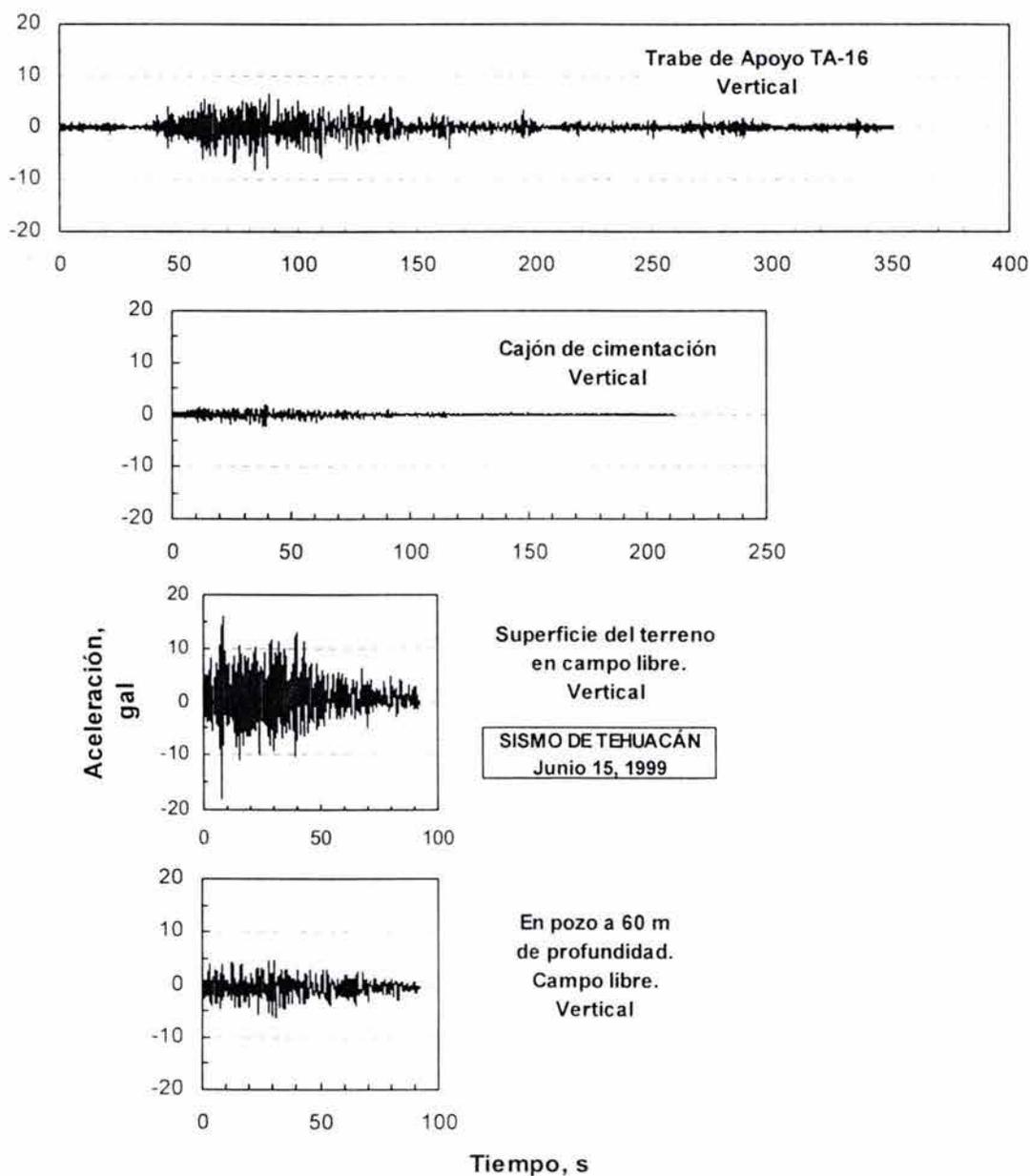


Fig. 6.5 Aceleraciones registradas en campo libre, cajón de cimentación y trabe de apoyo en la dirección vertical durante el sismo de Tehuacán, Pue. Junio 15, 1999

6.2.4 Sismo de Colima del 21 de enero de 2003

De acuerdo con el Servicio Sismológico Nacional, la fuente de este sismo se localizó muy cerca de las costas del estado de Colima, asignándole una magnitud de 7.6 en la escala de Richter, y una profundidad de 10 km. NEIC estableció coordenadas epicentrales que guardan una diferencia de aproximadamente 80 km respecto a las del SSN, aunque coincidió en su magnitud; le adjudicaron una profundidad de 24 km. Causó daños importantes en viviendas, escuelas, iglesias, edificios públicos y obras de

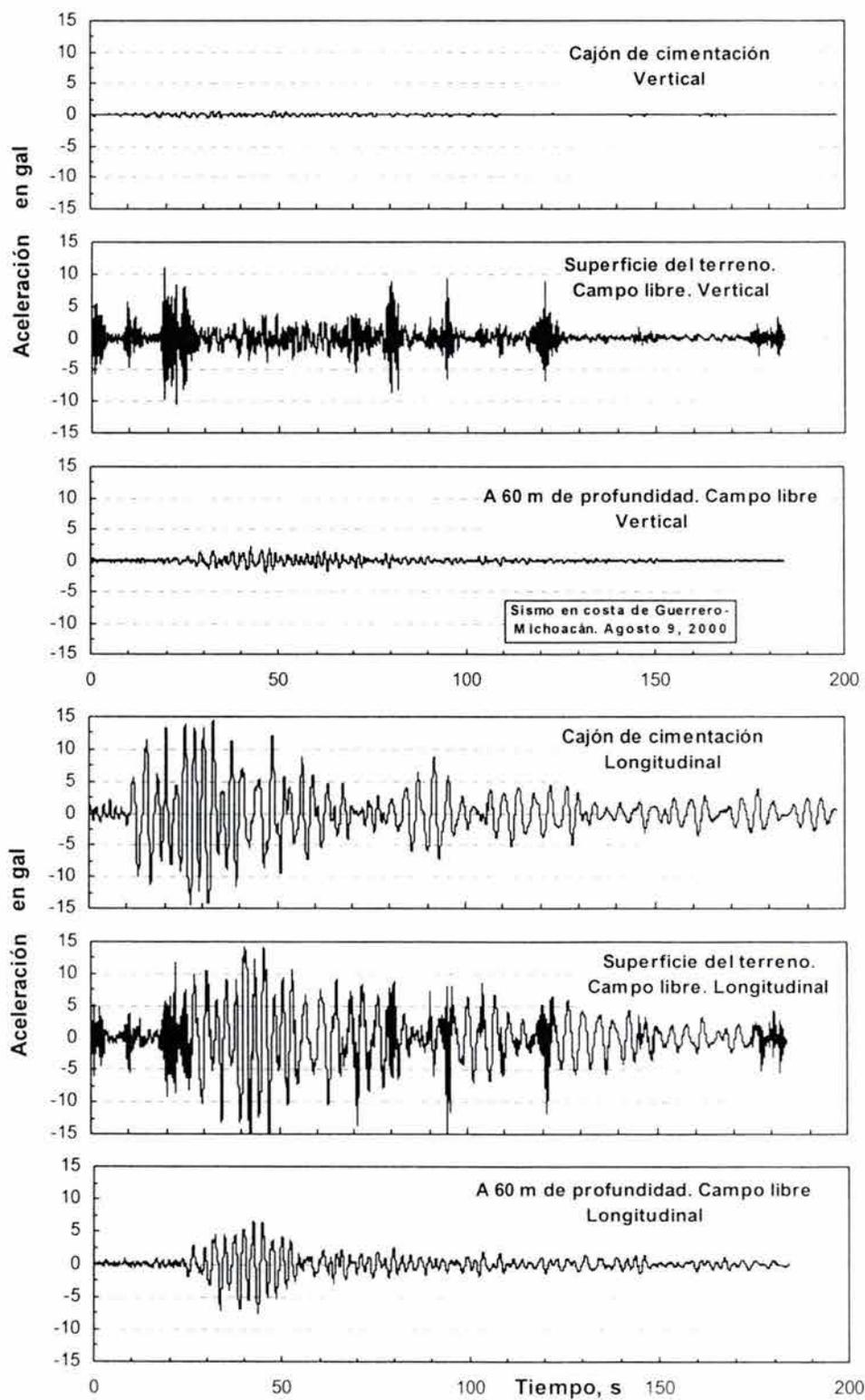


Fig. 6.6 Aceleraciones verticales y longitudinales registradas en campo libre y cajón de cimentación durante el sismo de la costa de Guerrero-Michoacán. Agosto 9, 2000

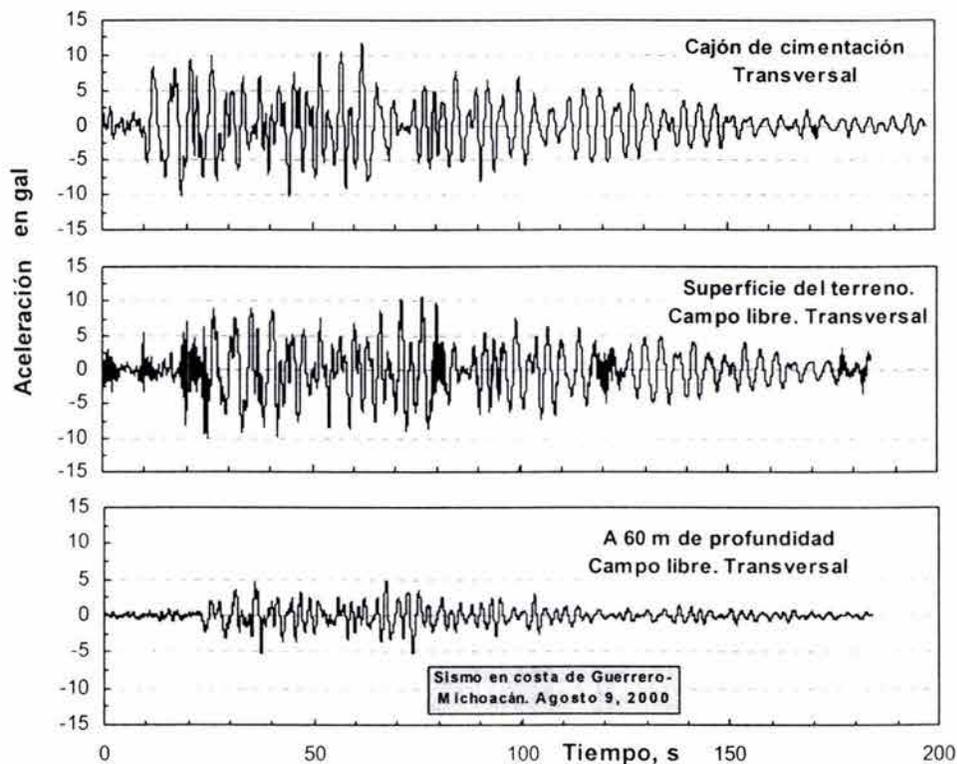


Fig. 6.7 Aceleraciones transversales registradas en campo libre y cajón de cimentación durante el sismo de la costa de Guerrero-Michoacán. Agosto 9, 2000

infraestructura que se concentraron en el estado de Colima, y en menor grado, en algunos municipios circunvecinos de los estados de Jalisco y Michoacán. En particular, las intensidades mayores sucedieron en el municipio de Villa de Álvarez, cuya cabecera municipal se encuentra a escasos 4 km al noroeste de la ciudad de Colima. Ahí se detectó un fuerte efecto de sitio, caracterizado por la concentración de daños estructurales en un área pequeña, circunscrita incluso por calles específicas y riberas de ríos.

Pobladores de Villa de Álvarez reseñan que los daños se presentaron en zonas donde antiguamente se hallaban viejas minas de arena que quedaron ubicadas bajo la zona poblada. Es probable entonces que la zona estuviera rellena con materiales mal compactados, o que hubieran existido pequeñas cavernas o huecos no rellenos. Otras poblaciones que sufrieron serios daños fueron Tecomán, Armería y la ciudad de Colima. Así mismo, ocurrieron varios deslizamientos y caídos de suelos y rocas en laderas y en cortes de las carreteras Colima-Guadalajara, Colima-Tecomán, Playa Azul-Manzanillo, entre otras. Los mayores volúmenes deslizados, que alcanzaron unos 100,000 m³, ocurrieron entre los km 16+000 y 26+000 de la carretera Colima-Tecomán. La licuación de arenas en el puerto de Manzanillo fue moderada, a

diferencia de lo sucedido en octubre de 1995. Se reportó la ocurrencia de licuación en sitios localizados cerca de la playa, asociados a depósitos aluviales de ríos como el Coahuayana, que divide Colima y Michoacán. Vecinos de la población de Cerro de Ortega reseñaron haber escuchado ruidos que parecían "...como si el suelo bufara", para después observar un flujo repentino de agua y suelo a través de pequeños volcancitos y grietas formadas en el terreno.

El sismo en la ciudad de México fue reportado con intensidades moderadas, sin provocar daños mayores a las construcciones. En las Figs. 6.8 a 6.10 se muestran los acelerogramas inducidos por este sismo en el sistema suelo-cimentación-estructura del Puente Impulsora, para cada uno de los tres componentes ortogonales; tales registros mantienen las mismas escalas tanto para las amplitudes como para el tiempo. Como ya se mencionó, los acelerogramas no comparten un tiempo "cero". Estos registros permiten distinguir fenómenos interesantes de la interacción dinámica entre el subsuelo, la cimentación y la superestructura.

Se aprecia el significativo efecto local, al amplificarse apreciablemente las amplitudes del movimiento al transitar las ondas sísmicas de 60 m de profundidad a la superficie del terreno, sobre todo en dirección vertical, Fig. 6.8. A su vez, es clara la marcada deamplificación que sufren los movimientos verticales, al pasar de la superficie del terreno a la losa tapa del cajón de cimentación, a ambos prácticamente al mismo nivel. Sin duda, los pilotes juegan un papel significativo en la respuesta del sistema en su dirección vertical, por la relativamente alta rigidez que poseen en su dirección axial. La interacción pilotes-suelo en la dirección vertical es mayor que la que ocurre entre el cajón y el suelo, y a que los esfuerzos cíclicos en el fuste disipan eficientemente la energía, atenuando los movimientos verticales de la cimentación. A su vez, se aprecia una moderada amplificación de la cimentación a las traveses del puente, sin que las aceleraciones registradas alcancen los valores de la superficie del terreno, aunque sí mayores que las de los Depósitos Profundos. Por otra parte, puede distinguirse que el registro en la dirección vertical de la superficie del campo libre (Fig. 6.8) acusa una proporción significativa de las relativamente altas frecuencias; se estima que ello se debe al intenso y pesado tráfico que sucede de manera cercana a la estación sísmica, la cual se encuentra en el camellón entre la lateral y la vía rápida de avenida Central.

Por el contrario, las Figs. 6.9 y 6.10 que corresponden a las aceleraciones horizontales permiten distinguir que la presencia de los pilotes no tiene un rol significativo en la respuesta lateral del sistema cimentación-superestructura; puede constatar que las aceleraciones en el cajón de cimentación y en la superficie del terreno en campo libre, tanto en la dirección longitudinal como en la transversal, son muy similares. Debe entenderse este comportamiento, como resultado de una rigidez lateral del conjunto de pilotes totalmente comparable con la del suelo circundante, por lo que los pilotes siguen, para todos los fines prácticos, el movimiento

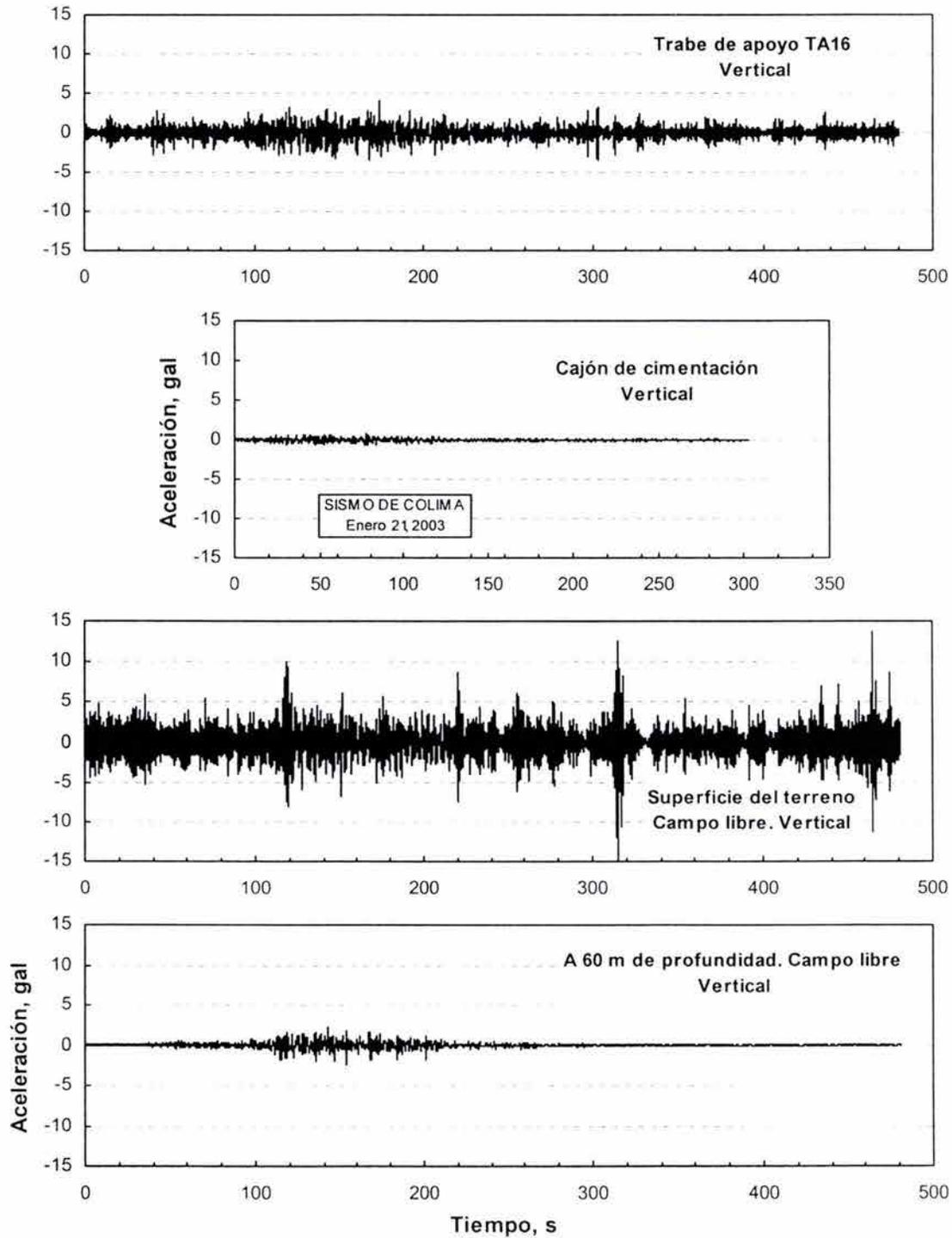


Fig. 6.8 Aceleraciones verticales en el sistema suelo-cimentación-estructura del puente Impulsora. Sismo de Colima, enero 21, 2003

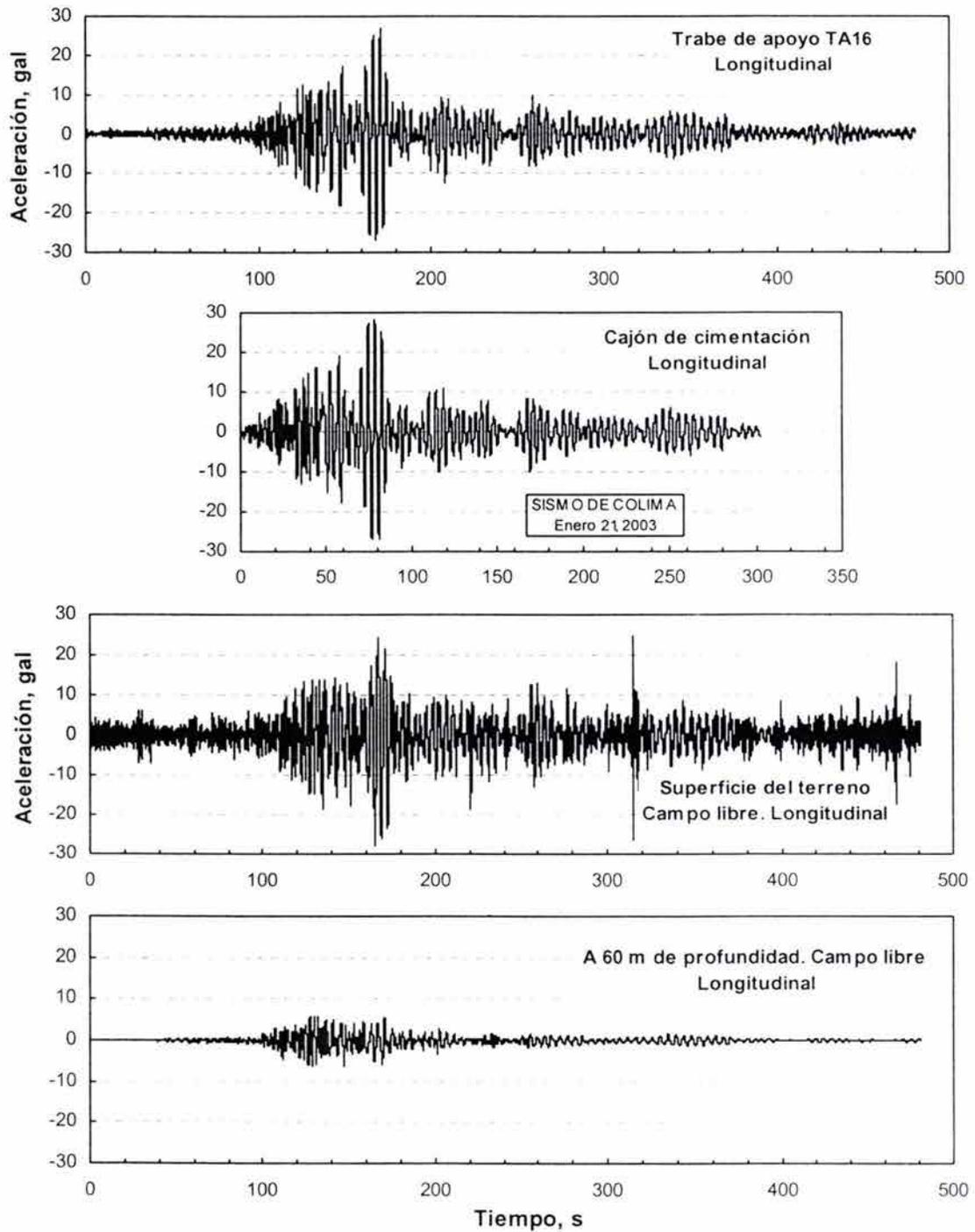


Fig. 6.9 Aceleraciones longitudinales en el sistema suelo-cimentación-estructura del puente Impulsora. Sismo de Colima, enero 21, 2003

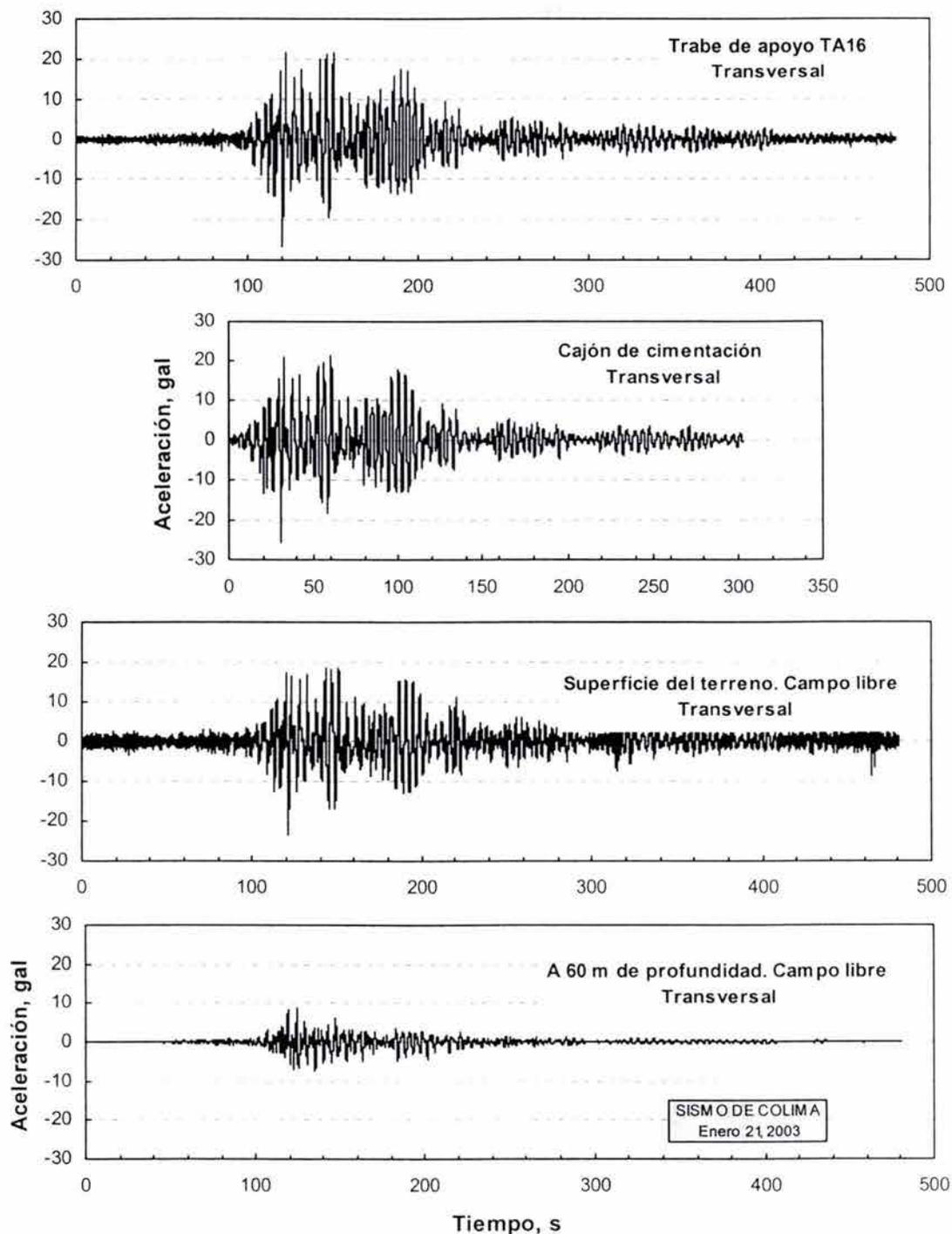


Fig. 6.10 Aceleraciones transversales en el sistema suelo-cimentación-estructura del puente Impulsora. Sismo de Colima, enero 21, 2003

del suelo. Así mismo, puede afirmarse que el sistema estructural cimentación-superestructura en su dirección lateral es suficientemente rígido, al punto de comportarse como un cuerpo rígido; el cajón de cimentación y la trabe de apoyo exhiben prácticamente las mismas aceleraciones. Nuevamente, es claro el efecto del sitio, al pasar las ondas sísmicas de un medio rígido a uno apreciablemente más deformable como son los Depósitos Profundos, por un lado, y los suelos arcillosos lacustres de la FAI y la FAS, por el otro.

6.2.5 Sismo de la costa de Guerrero del 1° de enero de 2004

De acuerdo con el Servicio Sismológico Nacional, la fuente de este sismo de magnitud 6.3 se localizó a unos 10 km mar adentro de la costa cerca de Zihuatanejo, Guerrero; a su vez, el NEIC lo ubicó costa adentro muy cerca de Petatlán, calculándole una magnitud $M_w=6.0$ en la escala de Richter, y una profundidad de 28 km. Es usual que diferentes instituciones difieran en la ubicación y magnitud de los sismos ocurridos, y que incluso modifiquen sus estimaciones, en la medida que las revisan a la luz de mayor información. Se trata de un sismo de magnitud moderada y de intensidad muy baja en la ciudad de México; en la región epicentral sólo se reportaron daños menores. Es de interés su análisis en función de que se cuenta con los registros acelerográficos en todas las partes del sistema suelo-cimentación y superestructura.

Las Figs. 6.11 a 6.13 reúnen los acelerogramas registrados en los Depósitos Profundos, en la superficie del terreno en campo libre, en el cajón de cimentación, en la trabe de apoyo directamente sobre la cimentación, y en la trabe central con la que se salva la estación del Metro; cada una de estas figuras comprende los registros en una misma dirección, y comparten las mismas escalas. De manera análoga a lo ya apreciado en sismos previos, es muy conspicuo el efecto de sitio, principalmente en la dirección vertical (Fig. 6.11), así como la considerable atenuación de las aceleraciones verticales al comparar lo que se registra en la superficie del terreno y en el cajón de cimentación. Por el contrario, y reiterando lo ya registrado en otros sismos, las aceleraciones laterales (Figs. 6.12 y 6.13) en la cimentación y en el campo libre son muy parecidas. El sistema cajón-pilotes funciona en direcciones horizontales como un filtro que reduce el paso de vibraciones de frecuencia relativamente alta. Sin embargo, los acelerogramas, que son particularmente sensibles a las frecuencias altas, en comparación con las series de tiempo de velocidades o desplazamientos, vuelven a remarcar la concentración de frecuencias altas en la superestructura, poniendo de manifiesto la fuerte influencia ambiental en su respuesta, originada por el tránsito de vehículos pesados. Debe recordarse que los acelerómetros en la superficie del terreno del campo libre, están en el camellón a un par de metros del paso de toda clase de vehículos pesados y ruido ambiental de la lateral de la avenida Central, y de coches a gran velocidad en la vía principal; los acelerómetros de las trabes se alojan directamente en el alma del elemento estructural sobre el que circulan los medios de transporte del puente.

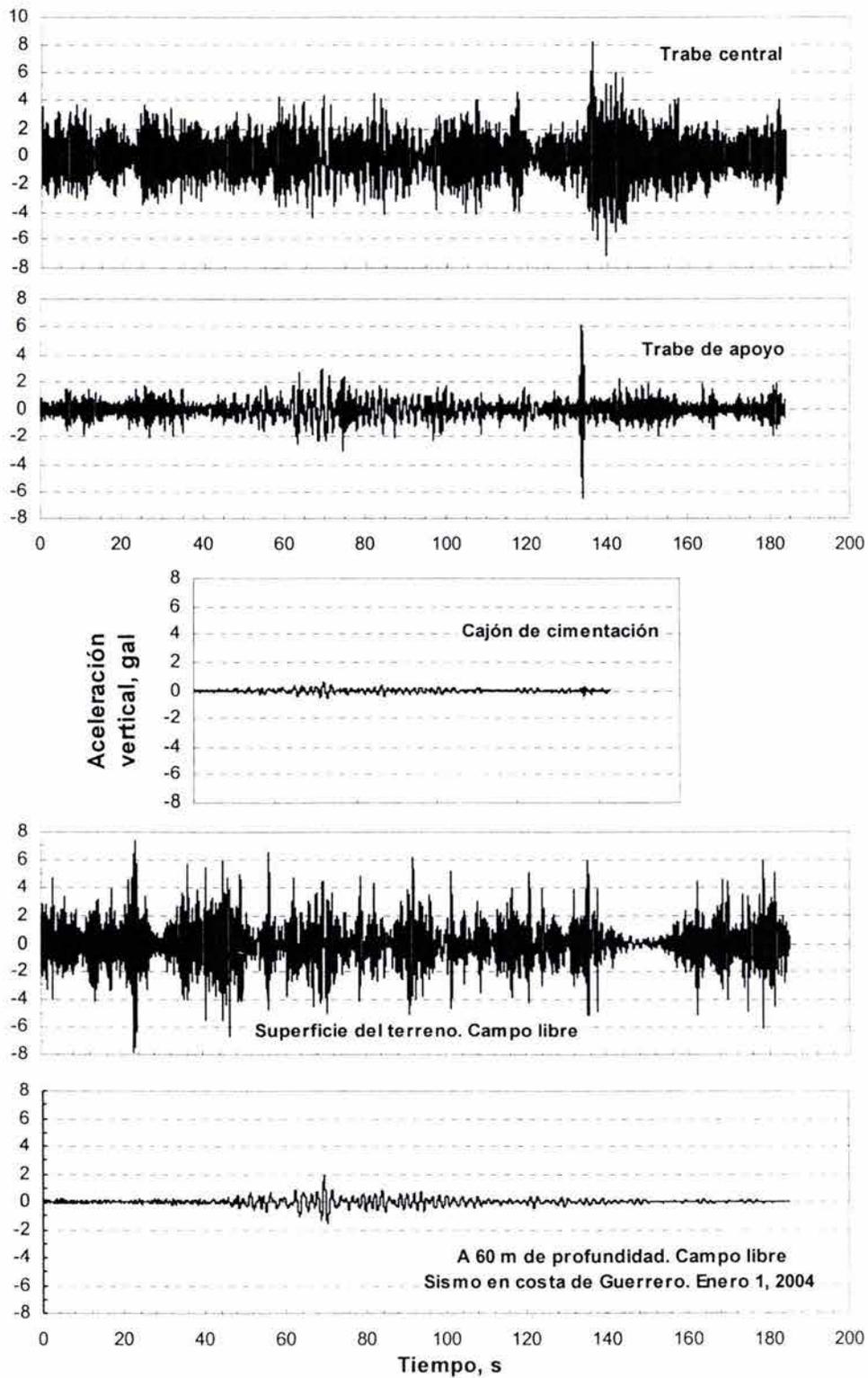


Fig. 6.11 Aceleraciones verticales en el sistema suelo-cimentación-estructura del puente Impulsora. Sismo en la costa de Guerrero, enero 1, 2004

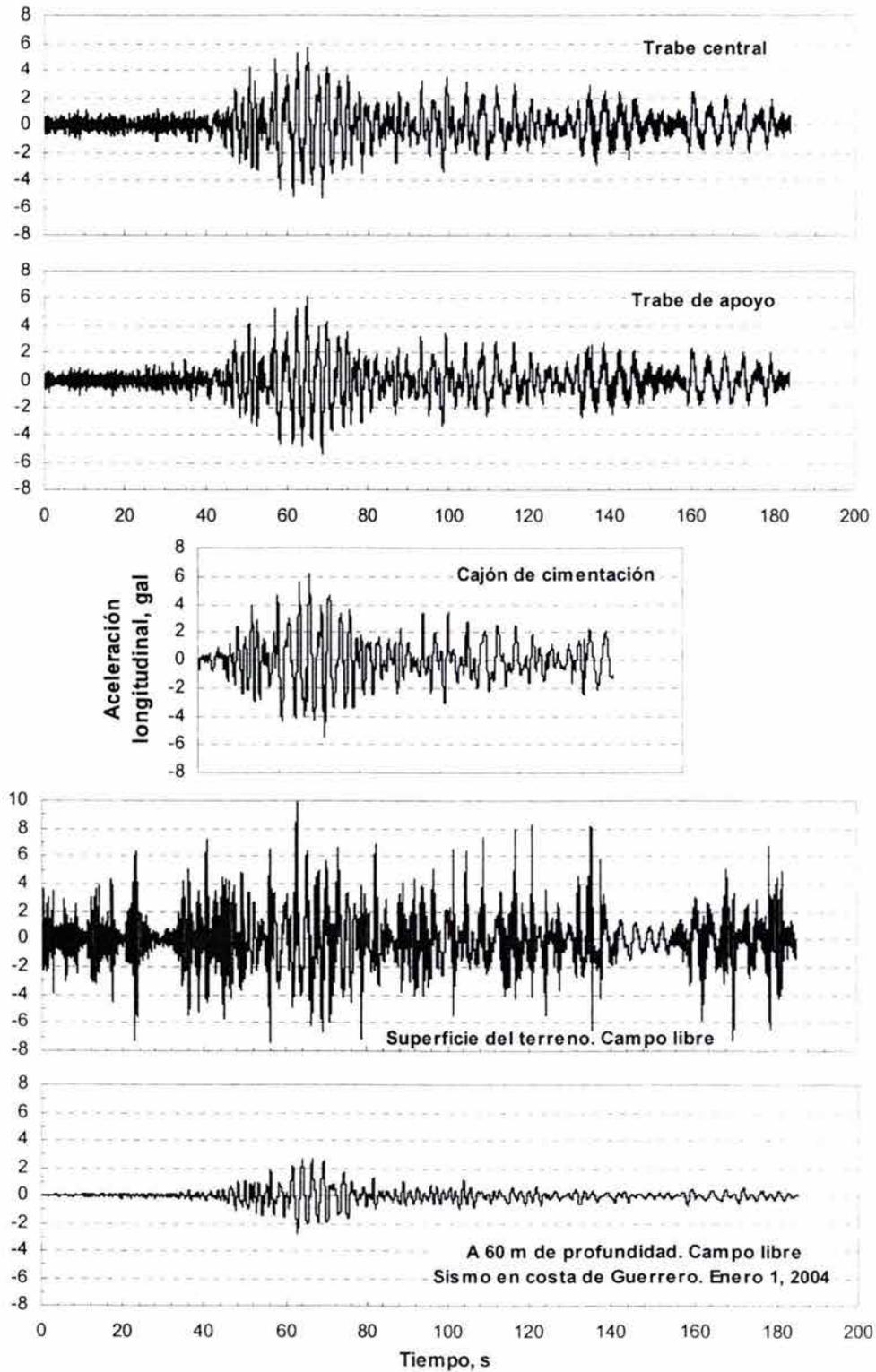


Fig. 6.12 Aceleraciones longitudinales en el sistema suelo-cimentación-estructura del puente Impulsora. Sismo en la costa de Guerrero, enero 1, 2004

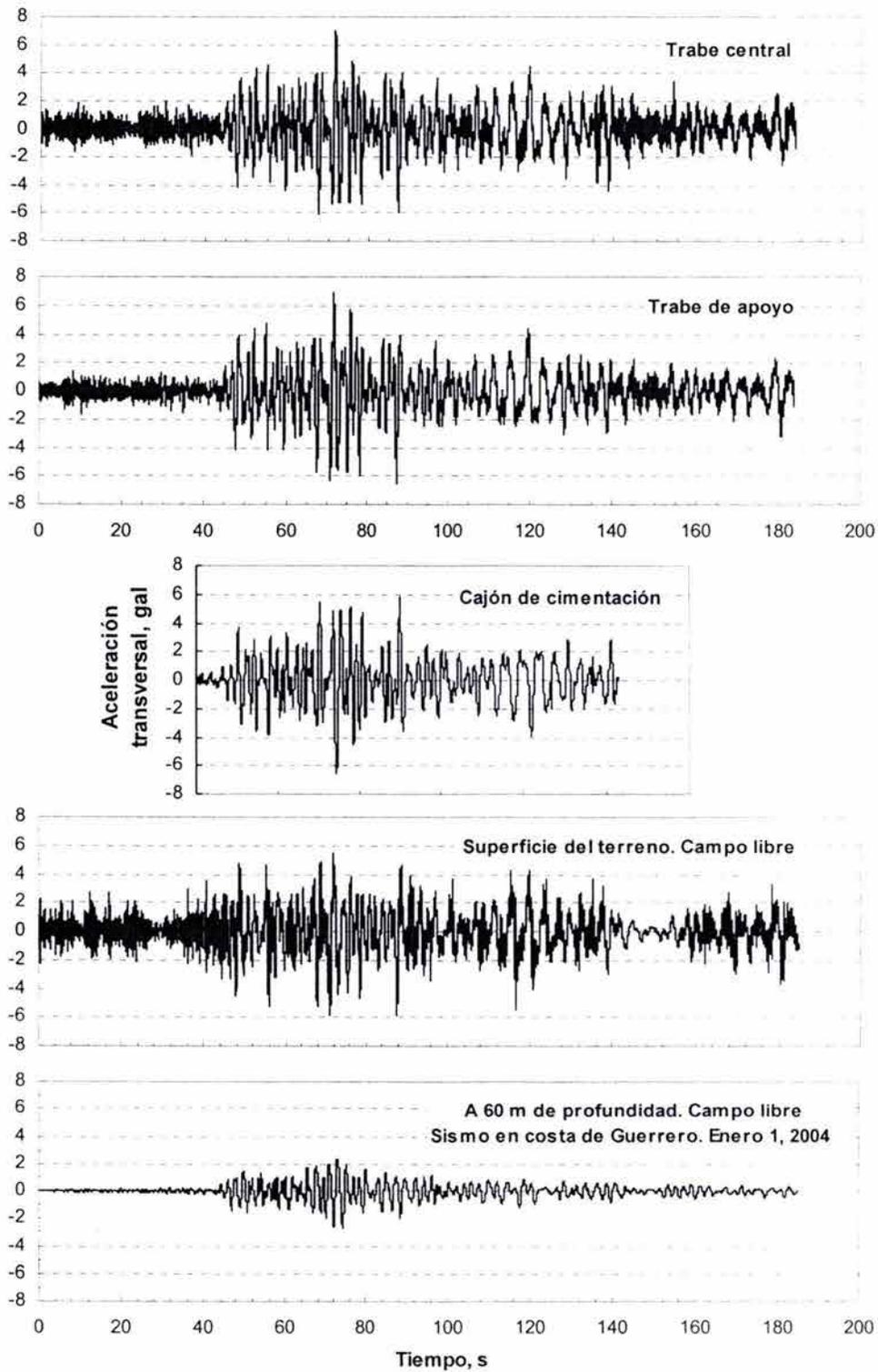


Fig. 6.13 Aceleraciones transversales en el sistema suelo-cimentación-estructura del puente Impulsora. Sismo en la costa de Guerrero, enero 1, 2004

6.3 Sobre las amplificaciones y deamplificaciones en el sistema

La comparación de las aceleraciones máximas registradas en los diferentes elementos del sistema estructural y el subsuelo durante diferentes sismos, nos proporcionan indicadores cuantitativos de su interacción dinámica; en la Tabla 6.2 se reúnen las aceleraciones máximas correspondientes a cinco sismos de intensidad intermedia. Con los cocientes entre las aceleraciones máximas de diferentes componentes del sistema suelo-cimentación-estructura, podemos estimar las amplificaciones y deamplificaciones relativas que a través del sistema tienen los movimientos inducidos por los diferentes sismos; en la Tabla 6.3 se incluyen estos cocientes.

Tabla 6.2 Aceleraciones máximas registradas en el puente Impulsora durante diferentes sismos

Sismo	Ubicación	Aceleraciones máximas gal			Aceleraciones máximas relativas		
		Vert	Long	Transv	Vert	Long	Transv
1. Costa de Michoacán 11Ene97	Cajón de cimentación	0.88	30.91	12.83	0.029	1.000	0.415
3. Tehuacán 15Jun99	Trabe de apoyo	8.13	28.17	30.14	0.270	0.935	1.000
	Cajón de cimentación	2.15	28.10	24.62	0.077	1.000	0.876
	Campo libre superficie	15.20	29.07	24.66	0.523	1.000	0.848
	Campo libre a 60 m prof.	5.22	16.31	10.91	0.322	1.000	0.669
7. Costa de Guerrero-Michoacán 09Ago00	Cajón de cimentación	0.654	14.58	11.94	0.045	1.000	0.819
	Campo libre superficie	11.58	16.88	10.69	0.656	1.000	0.633
	Campo libre a 60 m prof.	2.18	7.64	5.25	0.285	1.000	0.687
10. Costa de Colima 21Ene03	Trabe central	10.36	27.42	27.86	0.372	0.984	1.000
	Trabe de apoyo	4.14	27.12	26.53	0.153	1.000	0.978
	Cajón de cimentación	0.95	28.21	25.59	0.034	1.000	0.907
	Campo libre superficie	15.38	27.75	23.43	0.554	1.000	0.844
	Campo libre a 60 m prof.	2.34	6.31	8.64	0.271	0.730	1.000
11. Costa de Guerrero 01Ene04	Trabe central	8.22	5.76	7.06	1.000	0.701	0.859
	Trabe de apoyo	6.54	6.12	6.89	0.949	0.888	1.000
	Cajón de cimentación	0.71	6.19	6.61	0.107	0.936	1.000
	Campo libre superficie	7.85	9.82	5.90	0.799	1.000	0.601
	Campo libre a 60 m prof.	1.89	2.75	2.65	0.687	1.000	0.964

Tabla 6.3 Cocientes entre aceleraciones máximas en diferentes elementos del sistema suelo-estructura del puente Impulsora, para diferentes sismos

Sismo	Cociente		Dirección		
	entre	y	Vert	Long	Transv
3. Tehuacan 15Jun99	C Libre superficie	Campo libre pozo	2.912	1.782	2.260
	Cajón de ciment.	C Libre superficie	0.141	0.967	0.998
	Cajón de ciment.	Campo libre pozo	0.412	1.723	2.257
	Trabe de apoyo	Cajón de ciment.	3.781	1.002	1.224
	Trabe de apoyo	Campo libre pozo	1.557	1.727	2.763
7. Costa de Guerrero-Michoacán 09Ago00	C Libre superficie	Campo libre pozo	5.312	2.209	2.036
	Cajón de ciment.	C Libre superficie	0.056	0.864	1.117
	Cajón de ciment.	Campo libre pozo	0.300	1.908	2.274
10. Costa de Colima 21Ene03	C Libre superficie	Campo libre pozo	6.573	4.398	2.712
	Cajón de ciment.	C Libre superficie	0.062	1.017	1.092
	Cajón de ciment.	Campo libre pozo	0.406	4.471	2.962
	Trabe de apoyo	Cajón de ciment.	4.358	0.961	1.037
	Trabe central	Trabe de apoyo	2.502	1.011	1.050
	Trabe de apoyo	Campo libre pozo	1.769	4.298	3.071
	Trabe central	Campo libre pozo	4.427	4.345	3.225
11. Costa de Guerrero 1° Ene04	C Libre superficie	Campo libre pozo	3.581	3.578	2.226
	Cajón de ciment.	C Libre superficie	0.067	0.630	1.120
	Cajón de ciment.	Campo libre pozo	0.375	2.254	2.493
	Trabe de apoyo	Cajón de ciment.	9.221	0.989	1.043
	Trabe central	Trabe de apoyo	1.257	0.941	1.024
	Trabe de apoyo	Campo libre pozo	3.459	2.230	2.600
	Trabe central	Campo libre pozo	4.347	2.098	2.662

Dirección longitudinal del puente: N81°58'W (en la rama hacia el centro del puente)

Más adelante en este mismo capítulo se hacen similares comparaciones mediante funciones de transferencia, derivadas de los cocientes de amplitudes de sus correspondientes espectros de Fourier, para todo el contenido de frecuencias de interés.

Es importante resaltar el hecho de que las aceleraciones horizontales en campo libre y en la cimentación del puente resultan las mismas para todo fin práctico, y en todos los sismos registrados. Como se constata en la Tabla 6.3, el valor medio de ocho cocientes de aceleracio-

nes máximas horizontales entre el cajón de cimentación y la superficie del campo libre es de 0.976, con una desviación estándar de 0.15. Esto indica que dada la esbeltez de los pilotes, su rigidez dinámica en la dirección horizontal es tal que ante sismos de intensidad media, los pilotes siguen el movimiento dinámico del subsuelo, determinando que, para fines prácticos, no haya interacción dinámica lateral entre la cimentación piloteada y el subsuelo. Así mismo, es relevante comprobar la disminución tan drástica de las aceleraciones verticales registradas en la cimentación del puente, al compararlas con las de la superficie del terreno en campo libre; la aceleración máxima en la cimentación resultó entre 7 y 18 veces menor que en el terreno circundante. 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.

Por lo que respecta a las mediciones realizadas en campo libre, es importante resaltar la amplitud del componente vertical de las aceleraciones en Depósitos Profundos, principalmente para el caso del sismo de Tehuacán, en el que alcanza la tercera parte de la aceleración lateral; corrobora los patrones medidos en la ciudad de Puebla, para este sismo de intraplaca con falla normal. Desde luego, la observación anterior debe acotarse a las condiciones de la ciudad de México, determinadas en gran medida por fuentes sísmicas lejanas de subducción con fallas inversas; sin embargo, cabría esperar componentes verticales relativamente más altos para sismos locales o de la falla de Acambay. Contrasta, no obstante, con la suposición usual (Newmark y Hall, 1982) de que para fines ingenieriles, la aceleración vertical de pico podría alcanzar un valor de dos terceras partes de la aceleración horizontal máxima.

En el componente vertical ocurre, para todos los sismos registrados, la mayor amplificación de la aceleración por el efecto local, al viajar las ondas sísmicas de depósitos rígidos a otros muy blandos; dicho aumento ha fluctuado entre tres y poco más de seis—este último para el caso del sismo de Colima—, como se comprueba en la Tabla 6.3. Favorablemente, la cimentación atenúa drásticamente esos movimientos verticales. Sin embargo, es también en esa misma dirección vertical en la que mayormente se amplifican las aceleraciones al pasar del cajón de cimentación a las traveses de apoyo; el cociente entre aceleraciones máximas es del orden de cuatro. Esto mismo se repite, al comparar las aceleraciones en las traveses centrales, respecto a las de apoyo; en efecto, mientras que en las direcciones laterales la amplificación es despreciable en todos los sismos considerados, en la dirección vertical ese aumento es de dos veces y media para el sismo de Colima. El efecto de sitio se refleja desde luego también en la dirección lateral; al pasar por los suelos blandos en el campo libre, los trenes de ondas amplifican su aceleración, en proporción de 1.8 y hasta 4.4 para el caso del sismo de Colima.

Algunos aspectos de interés pueden distinguirse al comparar las aceleraciones registradas durante sismos diferentes. Si se compara el 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 (véase Tabla 6.2), su componente vertical es dos y media veces mayor; ello parece estar determinado por la menor distancia epicentral y por la mayor profundidad focal del sismo de Tehuacán. También parece ocurrir cierto efecto de direccionalidad, ya que en todos los sismos se han registrado las aceleraciones máximas en los Depósitos Profundos en la dirección longitudinal, excepto en el sismo de Colima; el epicentro de éste se ubica francamente al poniente del puente en estudio, en tanto que los restantes poseen componente sur.

6.4 Periodo dominante en el sitio del puente Impulsora

Antes de revisar otros parámetros de los registros acelerográficos antes expuestos, se presentan a continuación tres procedimientos analíticos que fueron puestos en práctica para definir el periodo dominante del sitio donde está desplantada la cimentación estudiada; el objetivo fue proporcionar información acerca de la respuesta del medio térreo a las acciones dinámicas, a fin de analizar los contenidos de frecuencias que exhiben los acelerogramas registrados en los diferentes elementos del sistema. Los métodos empleados fueron los siguientes: *i)* método que toma en cuenta la velocidad media de propagación de las ondas de cortante, *ii)* método de las distorsiones o de Zeevaert, y *iii)* análisis modal. Con base en la información definida en las mediciones con sonda suspendida (Fig. 3.8), se adoptó el perfil de velocidades de ondas de cortante y longitudinales que se incluyen en la Fig. 6.14.

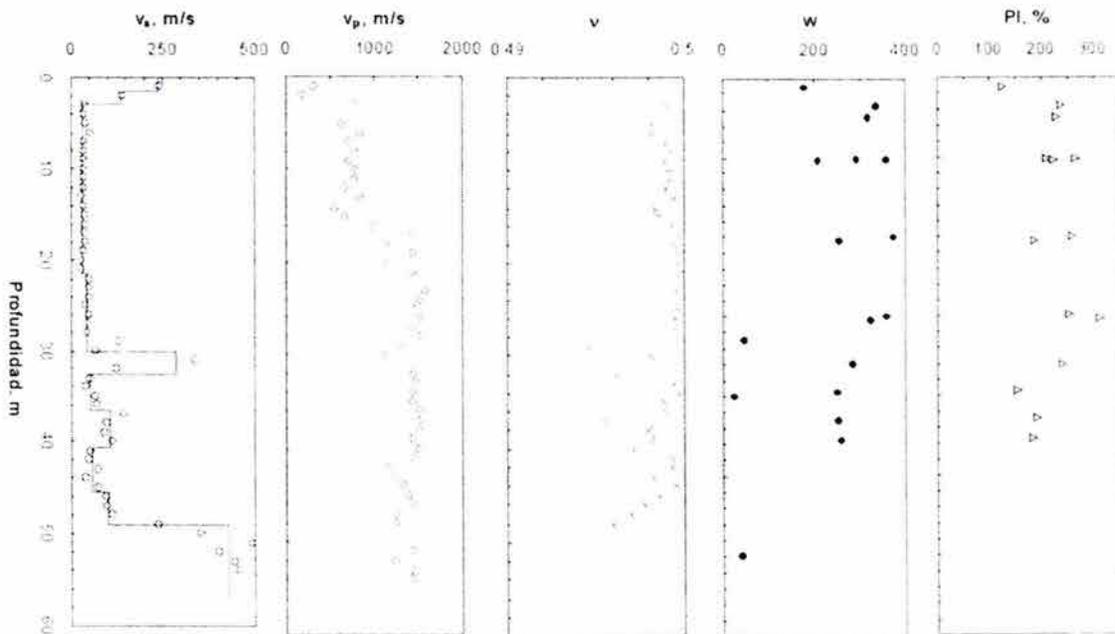


Fig. 6.14 Modelación del depósito de suelos para calcular los movimientos sísmicos de campo libre

La relación de Poisson, ν , adoptada para la formación arcillosa fue de 0.499, en tanto que para los otros materiales se calculó con la solución elástica en función de las velocidades de ondas longitudinal y cortante. Del perfil de velocidades v_s , se obtuvo el del módulo cortante dinámico mediante la expresión $G_{\max} = \rho v_s^2$, involucrando la densidad del suelo ρ , que es función del peso volumétrico y la aceleración de la gravedad.

Periodo equivalente con base en una velocidad media. Para el análisis dinámico de depósitos estratificados de suelo se recurre a menudo a su idealización mediante un estrato homogéneo equivalente, el cual posee parámetros equivalentes al original; éstos son el periodo equivalente T_{se} y la velocidad de onda de corte equivalente v_{se} , además de la profundidad H del depósito. 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 cruzar un depósito estratificado. Para el depósito equivalente, el tiempo que requiere la onda en viajar desde su base hasta la superficie es igual a $t_e = H / v_{se}$, y el requerido para atravesar un estrato de suelo de espesor H_i y velocidad $(v_s)_i$, $t_i = H_i / (v_s)_i$; así, el tiempo total para cruzar el depósito con n estratos es $t_d = \sum H_i / (v_s)_i$, donde i varía de 1 a n . 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:

$$T_{se} = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{(v_s)_i}. \quad (6.1)$$

Método de Zeevaert o de las distorsiones. El procedimiento permite determinar no sólo los periodos con los que los trenes de onda viajan por la masa de suelo, sino también determinar sus esfuerzos cortantes inducidos y desplazamientos horizontales elásticos. Idealiza el depósito como una viga (Zeevaert, 1973), Fig. 6.15, y considera el equilibrio entre las fuerzas cortantes y la inercial de un elemento de suelo a la profundidad z , de donde se obtiene que:

$$(\tau_{i+1} - \tau_i) = (\rho_i d_i) \frac{1}{2} (\delta_i + \delta_{i+1}) \omega_n^2 \quad (6.2)$$

La distorsión resulta:

$$\frac{\delta_i - \delta_{i+1}}{d_i} = \frac{\tau_i + \tau_{i+1}}{2 G_i} \quad (6.3)$$

Al combinar las dos ecuaciones anteriores, Zeevaert proporciona los algoritmos para el cálculo de δ , τ y ω_n para toda la profundidad del depósito, resultando:

$$\delta_{i+1} = A_i \delta_i - B_i \tau_i \quad (6.4)$$

$$\tau_{i+1} = C_i (\delta_i + \delta_{i+1}) + \tau_i \quad (6.5)$$

donde

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

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

ω_n = frecuencia circular de vibración en el depósito de espesor total D.

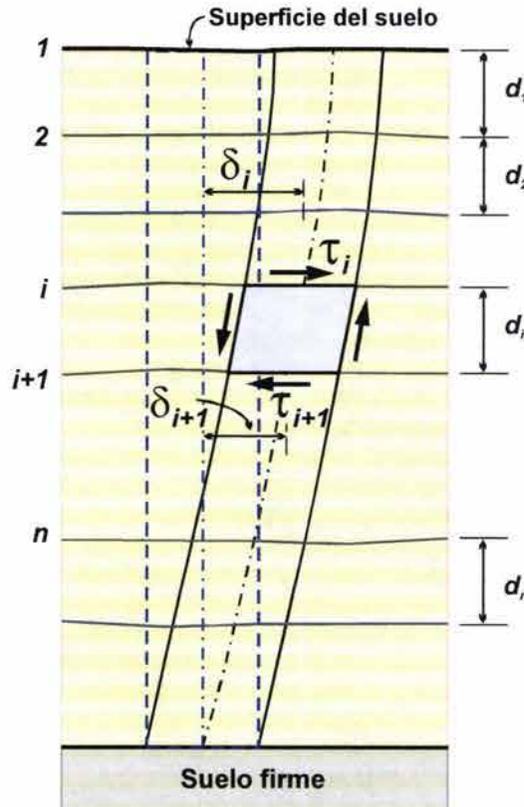


Fig. 6.15 Columna de suelo sujeta a movimiento sísmico (Zeevaert, 1973)

Conociendo o suponiendo la aceleración máxima $a_{m\acute{a}x}$ en la superficie, se calcula el desplazamiento horizontal como $\delta_s = a_{m\acute{a}x} / \omega_n^2$; adicionalmente, deberá cumplirse la condición de frontera $\tau_s = 0$. El valor inicial de ω_n puede determinarse a partir de la ecuación (6.1); con este valor se calculan los coeficientes A_i , B_i , C_i y N_i para posteriormente obtener el siguiente desplazamiento δ_{i+1} (ec. 6.4) y el esfuerzo cortante τ_{i+1} (ec. 6.5). Con estos datos se calcula el valor siguiente δ_{i+2} , y el correspondiente τ_{i+2} . El proceso se repite hasta satisfacer la condición de frontera en la base del depósito: los desplazamientos horizontales deben ser nulos, y el esfuerzo cortante τ_b debe resultar máximo. Si no se llega a cumplir la condición $\delta_b = 0$, se rectifica el valor de ω_n y se recalcula nuevamente hasta satisfacer las condiciones de frontera de la base. Este y el método anterior pueden fácilmente programarse en una hoja de cálculo.

Análisis modal. Este método primeramente discretiza al depósito en estratos, reconociéndole a cada uno su masa y rigidez, para así formar un vector de valores característicos dado por la ecuación:

$$\left[K - \omega_n^2 M \right] Z_n = 0 \quad (6.6)$$

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 procedimiento numérico fue programado con base en lo propuesto por CFE (1993).

El periodo natural del depósito de suelo se obtuvo con las tres alternativas de cálculo descritas. Para esto, el depósito se modeló con tres espesores totales diferentes, a cada uno de los cuales se les determinó su velocidad de onda de corte y periodo equivalentes; los resultados se resumen en la Tabla 6.4. La primera modelación incluyó 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 incluyeron los depósitos profundos, y finalmente en la tercera se tomó en cuenta la FAI y la primera capa dura. Puede constatarse que los resultados obtenidos con el método de Zeevaert son muy similares a los obtenidos con el análisis modal, en tanto que el que toma la velocidad media alcanza diferencias un poco mayores.

Tabla 6.4 Periodo dominante del sitio calculado con diferentes métodos y modelaciones

Modelación No.	Prof total H m	Núm. de estratos	Método de la vel. media		Método de Zeevaert		Análisis modal		Valores medios		
			v_{se} m/s	T_e s	v_{se} m/s	T_e s	v_{se} m/s	T_e s	v_{se} m/s	T_e s	H m
1	54.5	49	52.28	4.17	55.54	3.925	55.54	3.92	55.45	4.00	54.5
2	49.0	43	47.57	4.12	50.0	3.92	49.95	3.92	49.17	3.98	49.0
3	31.5	25	40.65	3.10	38.18	3.30	36.97	3.30	38.60	3.23	31.5

Se distingue así que el periodo natural calculado del depósito de suelos del sitio varía, según el procedimiento y modelación empleados, entre 3.3 y 3.92 segundos. Cabe contrastar estos resultados con lo registrado instrumentalmente. Para ello se recurre a las funciones de transferencia para diferentes sismos (Figs. 6.23 y 6.26) que resultan el cociente de las ordenadas espectrales de lo registrado en la superficie del terreno y a 60 m de profundidad en los Depósitos Profundos. En estas figuras puede apreciarse no sólo el pico máximo correspondiente a la frecuencia dominante o del primer modo, sino también las frecuencias asociadas a por lo

menos el segundo y tercer modos de vibración de la masa de suelo en campo libre. En la Tabla 6.5 se reúnen los periodos correspondientes a esas frecuencias, resultado de lo medido en tres sismos en las direcciones horizontales.

Tabla 6.5 Periodos del sitio definidos con base en los registros acelerográficos de tres sismos

Sismo	Fecha	M	Dirección	Periodo, segundos		
				1er modo	2º modo	3er modo
Tehuacán	15 Jun. 1999	7.0	Longitudinal	3.413	1.366	0.885
			Transversal	3.311	1.484	0.853
Costa de Guerrero	7 Oct. 2001	6.1	Longitudinal	3.277	1.489	0.874
			Transversal	3.277	1.365	0.851
Costa de Guerrero	18 Abr. 2002	6.8	Longitudinal	3.640	1.365	0.886
			Transversal	3.277	1.365	0.819

Comparando los resultados de las Tablas 6.4 y 6.5, puede concluirse que los valores calculados son muy similares a los derivados de las mediciones, principalmente los obtenidos con el método de Zeevaert y el análisis modal, para una estratigrafía que incluye la FAS y la PCD. Los periodos medidos atienden a lo establecido teóricamente para el periodo del n -ésimo modo de vibrar del depósito de espesor D , ya que satisfacen aproximadamente la ecuación 6.7:

$$T_n = 1 / f_n = 2 \pi / \omega_n = 4 D / [(2n - 1) v_s] \quad (6.7)$$

El comportamiento no lineal de los suelos debe considerarse en la estimación de la respuesta sísmica de un sitio (particularmente para sismos intensos), para lo que debe reconocerse que la rigidez dinámica y el amortiguamiento de los suelos dependen del nivel de distorsiones (γ) inducidas por el sismo; ello lleva a adoptar relaciones G vs. γ , o bien G/G_{\max} vs. γ y λ vs. γ , como las propuestas por Romo (1991):

$$G(\gamma) = G_{\max} [1 - H(\gamma)] \quad (6.8)$$

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^{2B}} \right]^A \quad (6.9)$$

$G_{m\acute{a}x}$ corresponde a G para valores de γ del orden de $10^{-4}\%$, o menos.

A , B y γ_r son parámetros del suelo, que dependen del índice plástico, PI , y se determinan a partir de la Fig. 6.16; a su vez, $A' = A + I_r$.

I_r es la consistencia relativa, $I_r = \frac{w_L - w_n}{PI}$.

Por lo que se refiere al amortiguamiento, puede expresarse como:

$$\lambda = (\lambda_{m\acute{a}x} - \lambda_{m\acute{i}n}) H(\gamma) + \lambda_{m\acute{i}n} \quad (6.10)$$

donde $\lambda_{m\acute{a}x}$ es el amortiguamiento máximo que desarrolla la arcilla de la ciudad de México, el cual 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 $10^{-4}\%$ (usualmente igual a 0.5%).

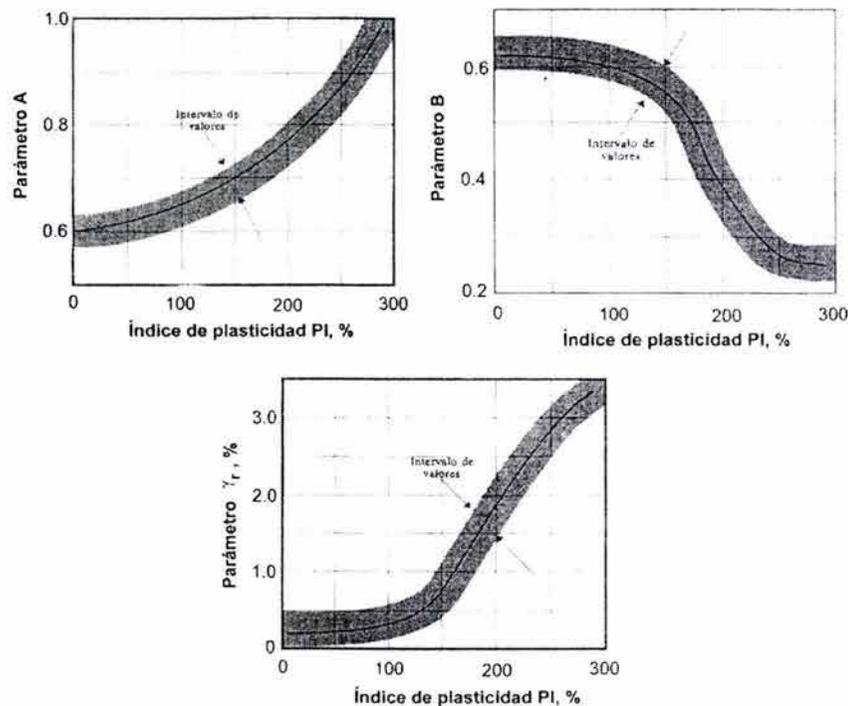


Fig. 6.16 Efecto del índice de plasticidad en los parámetros A , B y γ_r (Romo, 1991)

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 $G/G_{m\acute{a}x}$ fueron incluidos en la Fig. 3.9, junto con las curvas de ajuste del modelo de Romo. Para los rellenos y la capa

dura, se tomaron en cuenta las curvas de la Fig. 6.16, con un PI=20%. En esta investigación (Mendoza *et al.*, 2001) se utilizó el modelo unidimensional de propagación de ondas de corte que inciden verticalmente en la frontera inferior de medios estratificados horizontales, el cual reproduce con buena aproximación los movimientos sísmicos registrados en la ciudad de México (Seed *et al.*, 1987). La solución numérica se realizó con el programa EERA, que se basa en el programa SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972), el cual puede manejarse en hojas de cálculo.

Las excitaciones que se utilizaron para calcular los movimientos de campo libre y del sistema suelo-cimentación-estructura corresponden a las aceleraciones registradas en campo libre a 60 m de profundidad, debidas a diferentes sismos; entre ellos, el sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999. Con los registros medidos es posible calcular los movimientos del sitio y del sistema suelo-cimentación-estructura y compararlos con los movimientos medidos.

6.5 Espectros de Fourier de las aceleraciones registradas en el subsuelo a profundidad, superficie de campo libre, cajón de cimentación y superestructura

Las vibraciones que producen los sismos contienen componentes de movimiento con un rango amplio de frecuencias, amplitudes y fases. Aunque la aceleración máxima o de pico que se trató en los incisos anteriores es un parámetro muy útil, no provee información completa y suficiente acerca del movimiento del terreno; consecuentemente, debe complementarse con información adicional para caracterizar con mayor precisión dichos movimientos. El parámetro más importante que complementa a la aceleración de pico es el contenido de frecuencias, el cual influye considerablemente en los efectos del movimiento sobre las edificaciones; al referirse uno al contenido de frecuencias, se está describiendo cómo se distribuye la amplitud de movimiento del terreno entre las muy diferentes frecuencias que contienen las vibraciones sísmicas.

Una manera de analizar las señales sísmicas y su contenido de frecuencias es mediante la determinación del espectro de Fourier. El análisis de Fourier permite revisar señales de las aceleraciones que sufre el sistema durante un sismo. El espectro de amplitudes, c_n , de Fourier de un registro acelerográfico nos muestra cómo se distribuye la amplitud del movimiento en un intervalo amplio de frecuencias de magnitud ω_n de dicho movimiento. Las amplitudes c_n son las que aparecen en una serie de Fourier de una función periódica, la que puede expresarse como,

$$x(t) = c_0 + \sum_{n=1}^{\infty} c_n \text{sen}(\omega_n t + \phi_n) \quad (6.11)$$

que implica que esa función es equivalente a la suma de una serie de términos armónicos simples de frecuencia, amplitud y fase (ϕ_n) diferentes. Para el análisis de las señales se utilizó el programa Degtra2000 (Ordaz y Montoya, 2000). Se presentan a continuación los espectros de Fourier de los acelerogramas en sus tres componentes ortogonales, para diferentes sismos. La exposición no es exhaustiva para todos los sismos registrados dada la gran cantidad de información, por lo que se muestran los correspondientes a los sismos relativamente más intensos que ha sufrido el puente en los ocho años que tiene de operación, enfatizando aspectos que son reiterativos.

En la Fig. 6.17 se muestran los espectros de Fourier correspondientes a los tres componentes de aceleración, registrados sobre la tapa del cajón de cimentación, para el sismo de la costa de Michoacán del 11 de enero de 1997, que como ya se indicó, ha sido el más intenso que ha sufrido el puente. Más adelante se muestran los espectros correspondientes a otros sismos, tanto en campo libre como en la superestructura.

Los espectros determinan, de manera muy marcada en los componentes horizontales, ordenadas espectrales altas en el intervalo de 0.14 y 1.4 Hz. En éste se presenta la ordenada máxima con una frecuencia de 0.24 Hz, que reconoce aproximadamente a la natural del sitio; en efecto, esta frecuencia es cercana al valor inverso del periodo dominante del sitio, cuyo cálculo se incluyó en el inciso anterior. Esta respuesta máxima, por lo que toca a la frecuencia, es prác-

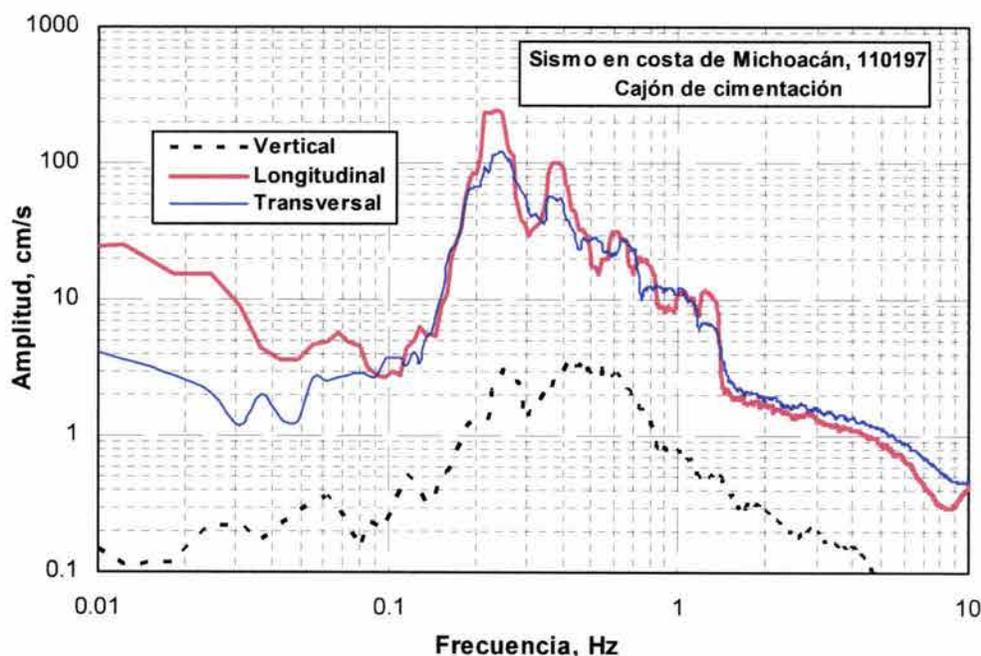


Fig. 6.17 Espectros de Fourier de las amplitudes de las aceleraciones registradas en el cajón de cimentación, en sus tres direcciones. Sismo de la costa de Michoacán, Ene 11, 1997

ticamente coincidente en las direcciones longitudinal y transversal del puente; denota que el comportamiento dinámico de la cimentación está regido fundamentalmente por la forma natural de vibrar del terreno. Se distingue que la ordenada espectral máxima en dirección longitudinal es de casi el doble que la de dirección transversal, hecho que podría estar asociado a cierto efecto del mecanismo de falla y direccionalidad de la fuente sísmica, y también a las características de rigidez y amortiguamiento de cimentación y estructura en esas direcciones. Por ello, es conveniente revisar los espectros correspondientes a sismos posteriores en los que se tienen registros no sólo en la cimentación, sino también en campo libre; estos últimos, no tendrían entonces el efecto de las características de rigidez y amortiguamiento de la estructura. Estas bajas frecuencias en las que se obtienen las ordenadas espectrales más altas, denotan la característica muy blanda del depósito de suelos arcillosos del sitio.

El espectro de las aceleraciones en dirección vertical muestra un pico coincidente con la respuesta máxima en direcciones horizontales, pero también exhibe ordenadas incluso ligeramente mayores para frecuencias relativamente más altas. Esta particularidad parece estar asociada a la ocurrencia de tránsito pesado directamente sobre el cajón de cimentación, aunque debe tenerse presente que el componente vertical usualmente tiene un contenido de frecuencias más alto que los componentes horizontales. Las formas espectrales de los tres componentes ortogonales de la amplitud de la aceleración resultaron bastante similares. Si se asocian las formas espectrales a cómo se distribuye la energía que impone un sismo, podría decirse, en función de sus ordenadas, que la transferida al sistema en dirección horizontal es aproximadamente de dos órdenes de magnitud mayor que la impuesta en dirección vertical.

Aquí cabe revisar si las formas espectrales resultan similares para sismos diferentes. Para tal comparación se presentan las Figs. 6.18 a 6.20, en cada una de las cuales se reúnen los datos de cuatro sismos en la misma dirección; se trata de algunos de los más intensos que ha sufrido el puente, además de uno de menor energía. Se comparan inicialmente los espectros de los acelerogramas registrados en el cajón de cimentación debidos al sismo de Tehuacán, con los de un sismo costero (11Ene97) de la zona de subducción de magnitud similar; este último originado en la vecindad de la zona de ruptura del sismo del 19 de septiembre de 1985. Aunque este evento ocurrió a una distancia focal que duplica la del sismo de Tehuacán, su magnitud es ligeramente mayor. Para estos dos sismos se observa (Fig. 6.18) un pico de casi igual amplitud a una frecuencia de alrededor de 0.24 Hz; sin embargo, la atenuación de amplitudes a frecuencias mayores en el evento más cercano y más profundo de 1999, es menos marcada que para el sismo costero; se generaron amplitudes más altas a frecuencias mayores durante el sismo de Tehuacán. La ocurrencia de estos valores máximos con la misma frecuencia, parece indicar que en los movimientos de los depósitos arcillosos de la ciudad de México, influyen considerablemente las condiciones locales del sitio. Los espectros para el sismo de Colima con-

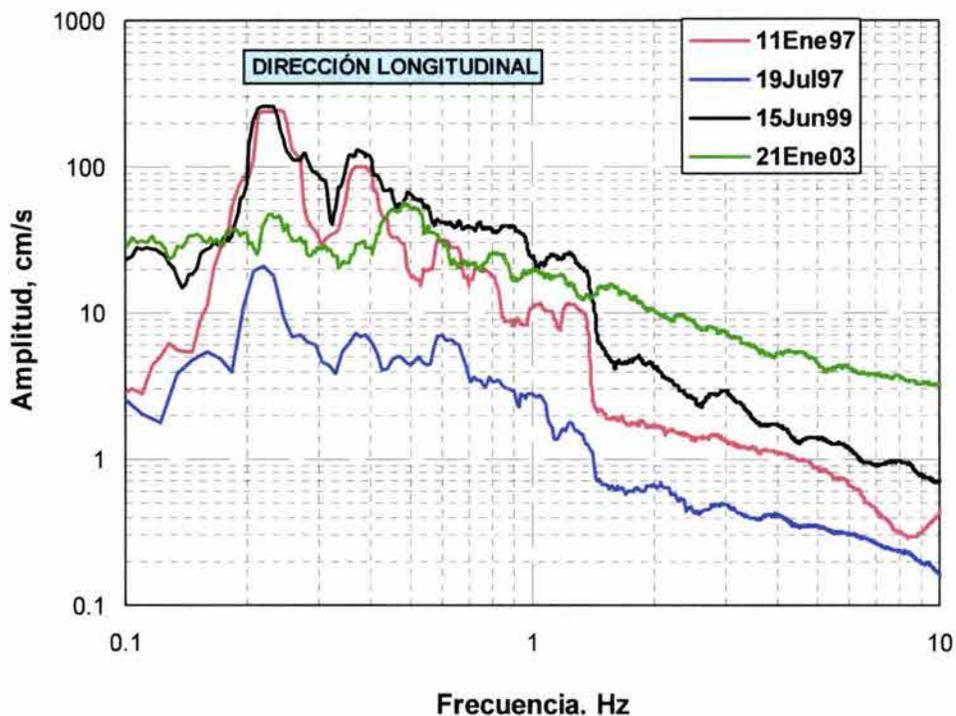


Fig. 6.18 Espectros de Fourier de las amplitudes de las aceleraciones registradas en la dirección longitudinal del cajón de cimentación, para tres sismos diferentes

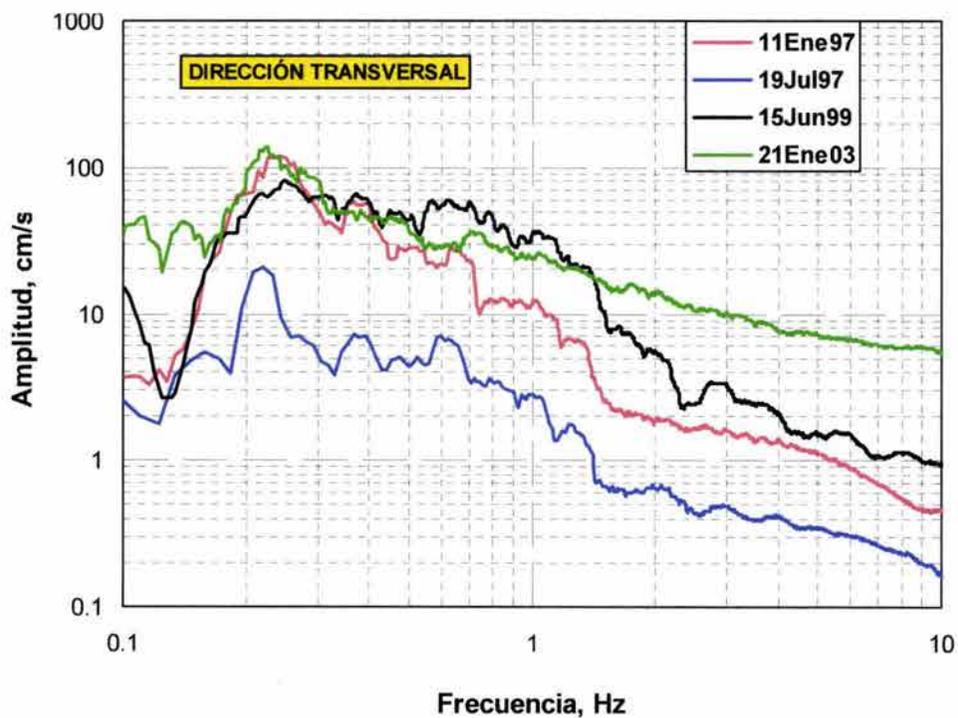


Fig. 6.19 Espectros de Fourier de las amplitudes de las aceleraciones registradas en la dirección transversal del cajón de cimentación, para tres sismos diferentes

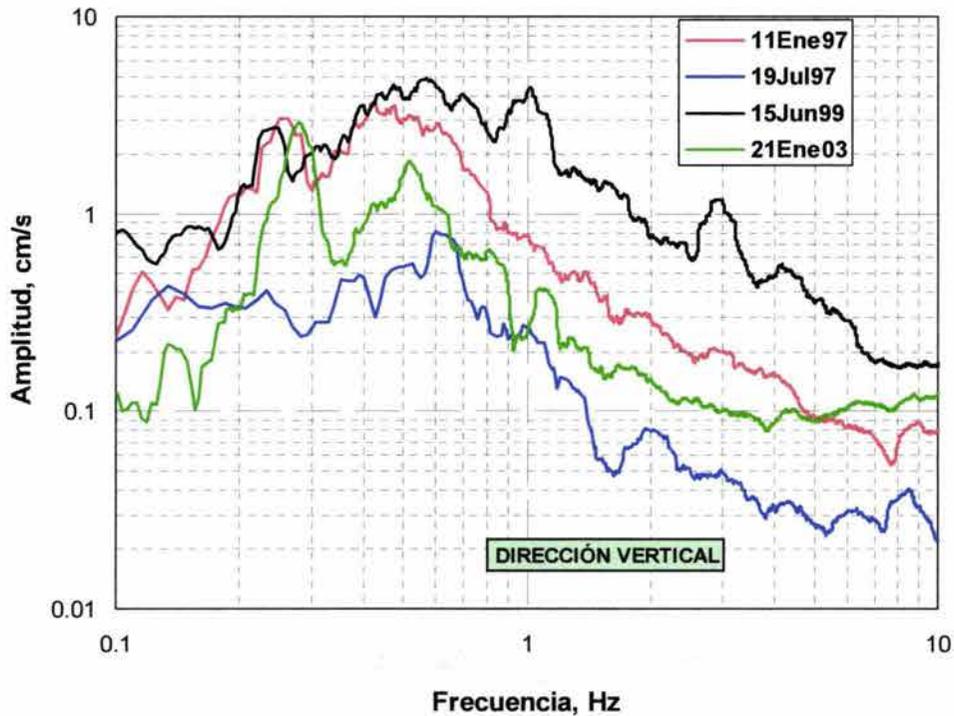


Fig. 6.20 Espectros de Fourier de las amplitudes de las aceleraciones registradas en la dirección vertical del cajón de cimentación, para tres sismos diferentes

servan rasgos similares a los de los otros sismos mencionados. Los espectros en las direcciones longitudinal y transversal (Figs. 6.18 y 6.19) mantienen una forma semejante, en tanto que los de la dirección vertical (Fig. 6.20) muestran ciertas diferencias; los sismos de Colima y Tehuacán acusaron un intervalo amplio de frecuencias en las que el cajón tuvo amplitudes espectrales de consideración. Se confirma que en las direcciones longitudinal y transversal, el pico distintivo de respuesta máxima ocurre cerca de la frecuencia dominante del sitio.

En la dirección vertical y para todos los sismos, las respuestas máximas ocurren a frecuencias mayores, encontrándose el pico máximo a 0.6 Hz con excepción del sismo de Colima, el que refleja la influencia de la frecuencia dominante del terreno. Esa discrepancia respecto a lo manifestado en la dirección horizontal se debe atribuir, al menos en parte, a las vibraciones ambientales ocasionadas principalmente por el tránsito de vehículos sobre el cajón; dicho tráfico impone vibraciones con frecuencias relativamente más altas que las debidas al sismo. Sin embargo, cabe estimar la influencia de estas vibraciones verticales ambientales sobre las mediciones en la superficie del terreno, al revisar las señales registradas en los Depósitos Profundos a 60 m de profundidad. Para el caso, y para exponer algunos otros rasgos característicos de diversos sismos, se muestran a continuación los espectros de Fourier de las amplitudes de las aceleraciones para el sismo de Tehuacán, Fig. 6.21.

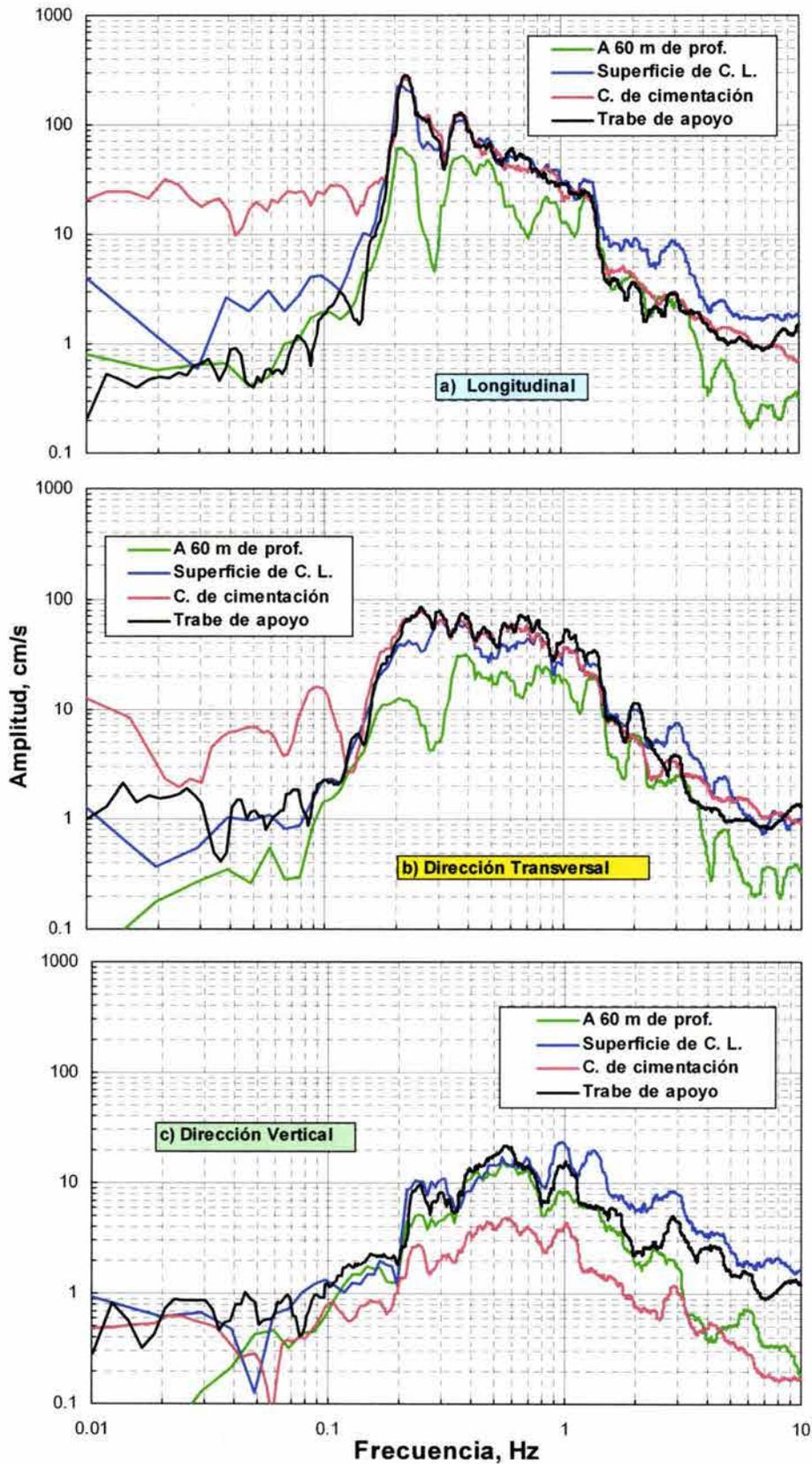


Fig. 6.21 Espectros de Fourier de las amplitudes de las aceleraciones registradas en las tres direcciones ortogonales del sistema. Sismo de Tehuacan del 15 de junio, 1999

Puede distinguirse en la Fig. 6.21a como rasgo característico de la dirección longitudinal, que se alcanza una respuesta máxima en el pozo a 60 m de profundidad, con una frecuencia coincidente con la del sitio, a diferencia de lo apreciado en dirección transversal (Fig. 6.21b) a esa misma profundidad, para la que el pico máximo aparece a los 0.4 Hz de frecuencia. A ello podría obedecer que se tengan amplitudes espectrales mayores en la dirección longitudinal, en comparación con la dirección transversal del puente; debe recordarse que ello se ha repetido sistemáticamente (Fig. 6.18) en los diferentes sismos registrados. No obstante la diferencia de frecuencias en las que se tienen respuestas máximas en dirección horizontal a profundidad, es notable cómo las características propias de vibrar de la formación arcillosa blanda que sobreyace los Depósitos Profundos provoca que, aun en el componente transversal, se tenga tanto en la superficie del terreno como en el cajón de cimentación, una respuesta máxima casi coincidente con el periodo dominante del sitio.

Las amplitudes espectrales en direcciones longitudinal y transversal en la superficie del terreno y en el cajón de cimentación son prácticamente las mismas en un intervalo amplio de frecuencias; corrobora las afirmaciones del inciso 6.3, basadas en la similitud de las aceleraciones máximas prácticamente iguales en estos puntos. En efecto, refuerza la conclusión del reducido papel que juegan los pilotes como atenuadores de los movimientos de la cimentación en dirección lateral. Llama la atención que a frecuencias muy bajas, y mayormente en la dirección longitudinal, en el cajón de cimentación se alcancen ordenadas espectrales considerablemente mayores que en la superficie del terreno. Esto puede deberse, al menos parcialmente, a que las vibraciones del puente en la dirección longitudinal inducen ondas secundarias (las cuales regresan a la cimentación) que se pueden superponer a las ondas primarias (sísmicas). Cabe sin embargo observar que en el intervalo de frecuencias altas, donde cae la frecuencia natural del puente, el sistema de cimentación juega un papel relevante, incluso en esa dirección horizontal, ya que por efectos de interacción suelo-cimentación-estructura, las ordenadas espectrales en las frecuencias altas se atenúan con respecto a las de la superficie del campo libre. Las frecuencias naturales de la superestructura del puente son (Rivera, 2004): 2.5 Hz en la dirección transversal y 10 Hz en la longitudinal.

Referente a la dirección transversal, Fig. 6.21b, es notoria la diferencia en las formas espectrales respecto a las de la otra dirección horizontal, Fig. 6.21a. En la dirección longitudinal se tiene una forma con cambios más abruptos, definiendo muy claramente la frecuencia del lado izquierdo donde se inicia la mayor respuesta (*corner frequency*), así como la frecuencia del lado derecho donde concluye la mayor respuesta (*cutoff frequency*) caracterizada por las ordenadas espectrales altas; a su vez, en la dirección transversal las ordenadas son menores que las de la dirección longitudinal, y los cambios en la forma son más graduales. De nuevo, prácticamente

se sobreponen los espectros de la superestructura y el cajón de cimentación, denotando la rigidez del sistema estructural, incluso en esa dirección transversal.

Por lo que se refiere a lo registrado en la trabe de apoyo en las direcciones horizontales, salvo en el intervalo de frecuencias bajas, el espectro correspondiente a la superestructura prácticamente se traslapa al del cajón de cimentación, 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. Este comportamiento en general confirma la idea de una estructura rígida en esas direcciones.

Los espectros de las amplitudes de la aceleración en dirección vertical (Fig. 6.21c) muestran que por la naturaleza del sismo, la respuesta máxima a 60 m de profundidad ocurre a una frecuencia mayor que la manifestada en los componentes horizontales; ésta es de aproximadamente 0.56 Hz. Puede distinguirse la misma forma espectral entre el pozo a profundidad y el cajón de cimentación. También conviene notar que en el cajón se alcancen ordenadas espectrales significativamente menores que incluso las de pozo a 60 m de profundidad. Este hecho confirma lo ya vislumbrado con la comparación de aceleraciones máximas: los pilotes son un medio muy efectivo para atenuar los movimientos verticales sísmicos que impone el terreno. Es al parecer una manifestación de la interacción cinemática entre pilotes y suelo, ya que la longitud de éstos guarda una proporción significativa de las longitudes de onda de corte vertical; en la medida que aumenta la frecuencia, la longitud de onda va reduciéndose.

Tanto el espectro de la superficie del terreno como el de la trabe de apoyo, exhiben con claridad la superposición de la vibración ambiental ya comentada; si bien en la superficie muestra un pico coincidente con el de pozo, a frecuencias mayores continúan apareciendo otros picos con incluso ordenadas espectrales mayores, en tanto que las de pozo van francamente decayendo.

Es importante mencionar que las observaciones antes expresadas han sido posibles gracias a que las comparaciones fueron realizadas en el dominio de la frecuencia; aunque en rigor, también debería contarse con un tiempo de registro común. Debe recordarse que no hay coincidencia en un tiempo común para los acelerógrafos, de cuyas señales se derivan los espectros que se mostraron anteriormente; en efecto, los sensores de campo libre comparten el mismo registrador y tiempo de un aparato K2, las aceleraciones de la superestructura están monitoreadas por otro aparato de Kinometrics no intercomunicado con el anterior para el sismo de Tehuacán, y los registros de la instrumentación sismogeotécnica del cajón se realizan de manera totalmente independiente con aparatos IDS-3602 de Terra Technology.

6.6 Duración e intensidad de los sismos en la cimentación instrumentada

En los incisos previos se han caracterizado los sismos a que se ha sometido la cimentación, por lo que se refiere a la amplitud de sus aceleraciones y al contenido de sus frecuencias. Una variable significativa para el desempeño de cimentaciones y estructuras es el tiempo de duración del evento sísmico. Tal duración guarda relación con el daño que puede provocar un sismo (Kramer, 1996), y con el tiempo requerido para liberar la energía de deformación acumulada a lo largo de la falla; conforme es mayor la longitud o área de ésta, el tiempo requerido para su ruptura crece y así mismo la magnitud del sismo. En esta tesis se ha adoptado como criterio para definir el tiempo de duración, T_d , al lapso entre la primera y la última de las excedencias de una aceleración umbral de 3 gal, en los acelerogramas del cajón de cimentación; los datos aquí reportados sólo incluyen los de los registros en su dirección longitudinal.

Se consideró pertinente determinar la intensidad de los diferentes sismos registrados; hasta aquí sólo se han manejado términos cualitativos, meramente descriptivos. Arias (1970) reconoce la necesidad de pasar de las escalas empíricas a una cuantificación basada en registros instrumentales. Se cuantificó la intensidad total, I_0 , y la intensidad media, λ_0 , de los sismos registrados. En el dominio del tiempo y en el de la frecuencia, atendiendo al Teorema de Parseval, I_0 está dada por el área bajo la serie de tiempo de las aceleraciones cuadráticas:

$$I_0 = \int_0^{T_d} [a(t)]^2 dt \cong \frac{1}{2\pi} \int_0^{\Omega} |A(\omega)|^2 d\omega \quad (6.12)$$

donde ω es la frecuencia circular, y Ω la frecuencia máxima. La intensidad media resulta:

$$\lambda_0 = \frac{I_0}{T_d} \quad (6.13)$$

Un parámetro que refleja los efectos de la amplitud y contenido de frecuencias de un acelerograma, es la aceleración raíz cuadrada del valor medio cuadrático, a_{rms} , definida por:

$$a_{rms} = \sqrt{\lambda_0} = \sqrt{\frac{1}{T_d} \int_0^{T_d} [a(t)]^2 dt} \quad (6.14)$$

En realidad la ecuación 6.14 representa la raíz cuadrada del área bajo el espectro de potencia, la cual está relacionada con la energía contenida por el sismo. Se ha reconocido que la aceleración a_{rms} es más representativa de la severidad del movimiento que la aceleración máxima, por lo que algunos investigadores prefieren usarla en lugar de $a_{m\acute{a}x}$. Un parámetro que guarda relación con a_{rms} es la intensidad de Arias (1970), $(I_a)_x(\eta)$, que se define para una dirección x , como:

$$(I_a)_x(\eta) = \frac{\arccos \eta}{g \sqrt{1 - \eta^2}} \int_0^{t_0} [a(t)]^2 dt \quad (6.15)$$

donde η es el cociente de amortiguamiento de osciladores lineales simples con los que se modelan las estructuras consideradas. Puede comprobarse que el término independiente de las aceleraciones varía muy poco en el intervalo de valores de η que corresponden a estructuras reales; para $\eta=0$ y $\eta=0.1$, dicho término vale $1.5708/g=\pi/(2g)$ y $1.4780/g$, respectivamente. Por ello, a fin de estandarizar la cuantificación de intensidad, Arias (1970) adopta:

$$(I_a)_x = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} [a(t)]^2 dt \quad (6.16)$$

Como puede distinguirse, la intensidad de Arias no requiere establecer el tiempo de duración T_d , mismo que es arbitrario, ya que la integración es para la duración total, t_0 , del movimiento sísmico que se está analizando. La Tabla 6.6 reúne los valores de estos parámetros para algunos de los sismos más intensos a que ha sido sometida la cimentación.

Tabla 6.6 Tiempo de duración de sismos e intensidad en la dirección longitudinal del puente

SISMO	M	Intensidad total, en gal ² s	Intensidad media, en gal ²	T_d s	T_{total} s	a_{rms} gal	$(I_a)_{Long}$ m/s
Enero 11, 1997	7.3	7,751.5	55.27	140.24	146.0	7.435	0.1243
Junio 15, 1999	7.0	11,579.0	63.59	182.08	212.0	7.975	0.1860
Sept. 30, 1999	7.4	11,406.4	54.64	208.76	259.84	7.392	0.1853
Agosto 9, 2000	7.0	2,683.6	16.32	164.44	185.16	4.040	0.0442
Enero 21, 2003	7.6	9,448.6	34.75	271.92	292.72	5.895	0.1518

El sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999 ha resultado el más intenso, llamando la atención que es uno de tipo intraplaca; aunque no es el de mayor magnitud, sí es el más cercano. Produjo aceleraciones de más de 3 gal durante poco más de tres minutos. A su vez el sismo de subducción franca generado en la costa de Oaxaca el 30 de septiembre de 1999, de mayor magnitud pero más lejano al antes mencionado, provocó prácticamente la misma intensidad. Acorde con su gran magnitud, el sismo de Colima (enero 21, 2003) le produjo a la cimentación aceleraciones superiores a 3 gal durante más de cuatro minutos y medio. Esta respuesta tan prolongada de los movimientos que le imponen los sismos a la cimentación, confirma la gran deformabilidad y bajo amortiguamiento del suelo de apoyo. El calificativo de pequeña a moderada intensidad dado a los sismos hasta ahora sufridos por la cimentación

estudiada, se justifica al comparar los valores de la intensidad de Arias incluidos en la Tabla 6.6, con los calculados para el sismo muy intenso del 19 de septiembre de 1985. El sustentante calculó para el sitio SCT una intensidad en la dirección N-S de 1.2051 m/s y de 2.2381 m/s en la E-W. Para este mismo sitio, Rukos (1988) reporta intensidades en la dirección N-S de 1.3143 y de 2.4424 m/s en la dirección E-W. Como se aprecia, para el registro de SCT tenemos una discrepancia del orden de 10%, atribuible a algún filtrado o diezmado de las señales; para el aquí calculado se contaron con señales de aceleración a cada 0.01 s.

6.7 Funciones de transferencia de las aceleraciones registradas entre diferentes puntos del sistema suelo-cimentación-superestructura

Se tienen ya seis sismos registrados en campo libre: Tehuacán (150699), costa de Guerrero-Michoacán (090800), costa de Guerrero (071001 y 180402), Colima (210103) y costa de Guerrero (010104), de los cuales se han podido calcular las funciones de transferencia; cada función está definida por la traza que se establece con el cociente entre las amplitudes espectrales de las aceleraciones en dos puntos del sistema, en todo el intervalo de frecuencias de cada excitación sísmica; ello para no recurrir sólo a los cocientes de aceleraciones máximas presentados en el inciso 6.3, los que incluso se definen en momentos diferentes de la vibración.

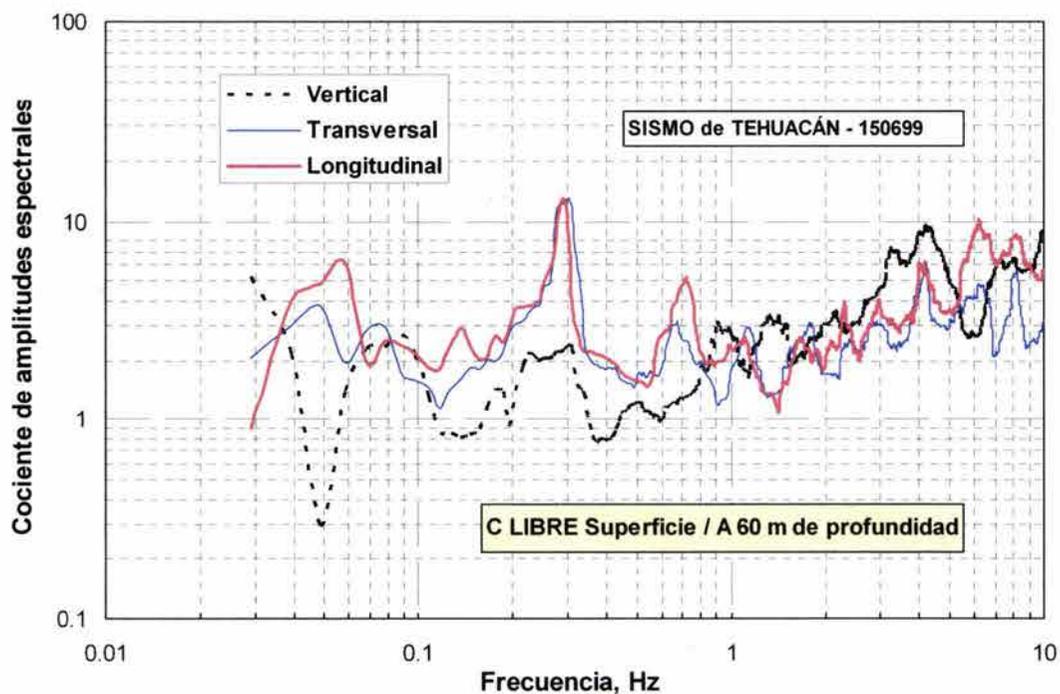


Fig. 6.22 Funciones de transferencia entre las aceleraciones en la superficie del campo libre y las de pozo a 60 m de profundidad. Sismo de Tehuacan del 15 de junio de 1999

La Fig. 6.22 reúne las funciones de transferencia en campo libre, mediante el cociente entre las amplitudes en la superficie, y las de 60 m de profundidad, para el sismo de Tehuacán. Se aprecia que si bien ocurre un cociente de diez para las aceleraciones verticales, ello sucede a frecuencias altas, más allá de 3 Hz. En las direcciones horizontales se distinguen los cocientes más altos, para frecuencias menores de 1 Hz; alcanzan un pico con un valor de doce para una frecuencia idéntica a la natural del sitio. Para frecuencias menores que 1 Hz, los cocientes en la dirección vertical son menores que los horizontales, incluso muestra algunas deamplificaciones, como lo señalan valores del cociente menores que la unidad.

Los cocientes espectrales de lo registrado en tres sismos en la superficie del terreno y a 60 m de profundidad, Fig. 6.23, permiten distinguir la frecuencia dominante o del primer modo, correspondiente al pico máximo en las direcciones horizontales. Igualmente, los picos siguien-

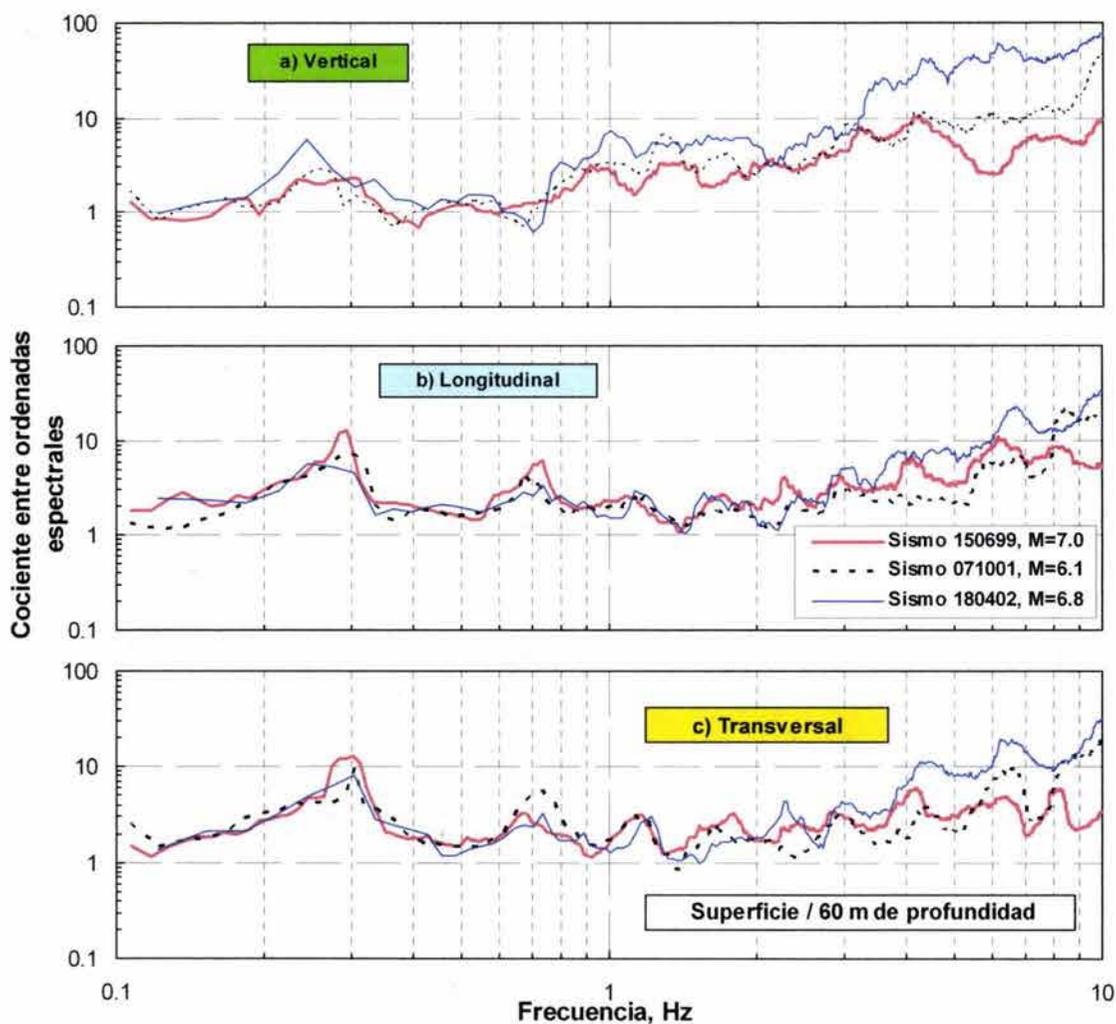


Fig. 6.23 Funciones de transferencia entre las aceleraciones en la superficie del campo libre y las de pozo a 60 m de profundidad, para tres sismos

tes están asociados a los modos subsiguientes de vibrar del depósito de suelos en el sitio; sus resultados fueron incluidos en la Tabla 6.5.

Las funciones de transferencia entre el cajón de cimentación y la superficie del terreno en campo libre se presentan en la Fig. 6.24. Se aprecia que en todo el intervalo de frecuencias ocurre una deamplificación de las aceleraciones verticales; esto es un indicio adicional acerca de que el sistema de cimentación es eficiente para reducir las aceleraciones, pero sólo por lo que toca al componente vertical. En efecto, para frecuencias bajas, por debajo de 0.2 Hz, se distingue una amplificación de las aceleraciones horizontales en direcciones longitudinal y transversal al comparar la superficie del terreno con el cajón de cimentación, que llega a valores de poco más de diez. Sin embargo, debe tenerse presente que en el intervalo de frecuencias tan bajas como éstas, puede tenerse cierto grado de imprecisión; además, las frecuencias bajas son afectadas más por la ausencia de un tiempo común de inicio. Por consiguiente, como se aprecia en la Fig. 6.24, los cocientes espectrales tienen una variación un tanto errática para frecuencias inferiores a 0.15 Hz. En el intervalo de 0.2 Hz a 1.3 Hz, el cociente de ordenadas es aproximadamente unitario, por lo que se confirma que no ocurre interacción lateral del cajón de cimentación y pilotes con el subsuelo que los rodea. Cabe, sin embargo, distinguir una ligera deamplificación de los componentes laterales para frecuencias de más de 1.3 Hz, lo que es relevante si se toma en cuenta que en ese entorno cae la frecuencia natural de la superestructura.

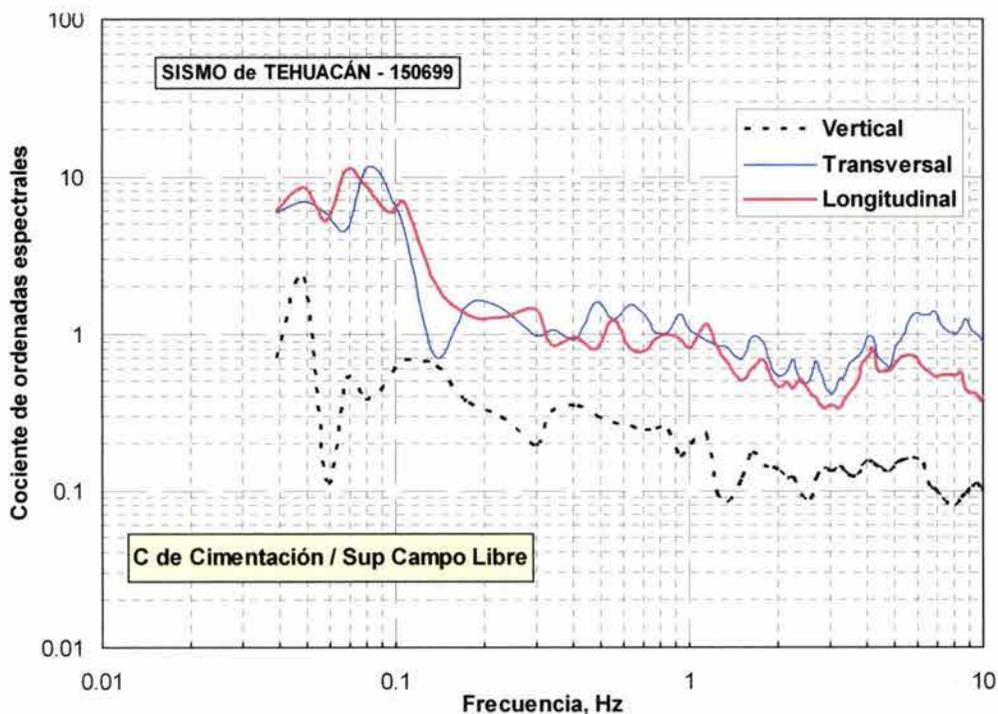


Fig. 6.24 Funciones de transferencia entre las aceleraciones en el cajón de cimentación y las de superficie en el campo libre. Sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999

Para el mismo sismo de Tehuacán, en la Fig. 6.25 se muestran las funciones de transferencia de las aceleraciones registradas en la trabe de apoyo y en el cajón de cimentación. Es notoria la amplificación de las aceleraciones verticales al pasar de la cimentación a las traves en todo el intervalo de frecuencias, y cómo los movimientos laterales en cimentación y superestructura son de igual amplitud, para el intervalo de frecuencias de interés, por arriba de 0.2 Hz. El acelerógrafo de las traves se encuentra a unos metros del eje 11, véanse las Figs. 4.12 y 4.13.

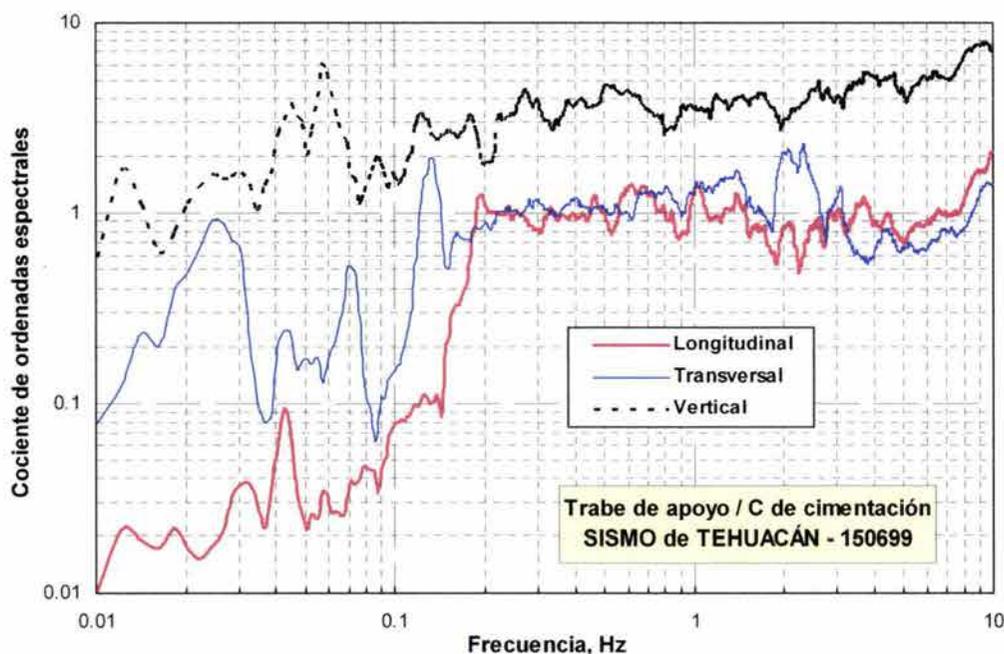


Fig. 6.25 Funciones de transferencia entre las aceleraciones en la trabe de apoyo y en el cajón de cimentación. Sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999

En la Fig. 6.26 se presentan las funciones de transferencia entre las ordenadas espectrales en los diferentes elementos del sistema, y las que ocurren en el pozo a 60 m de profundidad; con ello se pone en evidencia que la traza de estas funciones guardan gran similitud, lo que sugiere que es posible formular funciones de transferencia empíricas, las que permitirían evaluar los movimientos de un sistema como éste, a partir de registros de pozo o viceversa.

Se indican con flechas los tres picos principales que acusan estas trazas que, como se ha explicado, corresponden a las frecuencias de los tres primeros modos de vibración; coinciden en las direcciones transversal y longitudinal. Los resultados que muestra la Fig. 6.26 reiteran que los movimientos laterales que sufre la superficie del terreno, cajón de cimentación y superestructura del puente, están condicionados por las características de vibración del depósito de suelos; además, que el sistema estructural en esa dirección es bastante rígido. Cabe advertir la deamplificación que sufren los movimientos verticales de la trabe de apoyo, en todo el

intervalo de frecuencias, respecto a los que ocurren a 60 m de profundidad; no obstante, debe recordarse la amplificación de hasta cuatro veces que estos movimientos tienen respecto a los movimientos verticales del cajón de cimentación, Fig. 6.25.

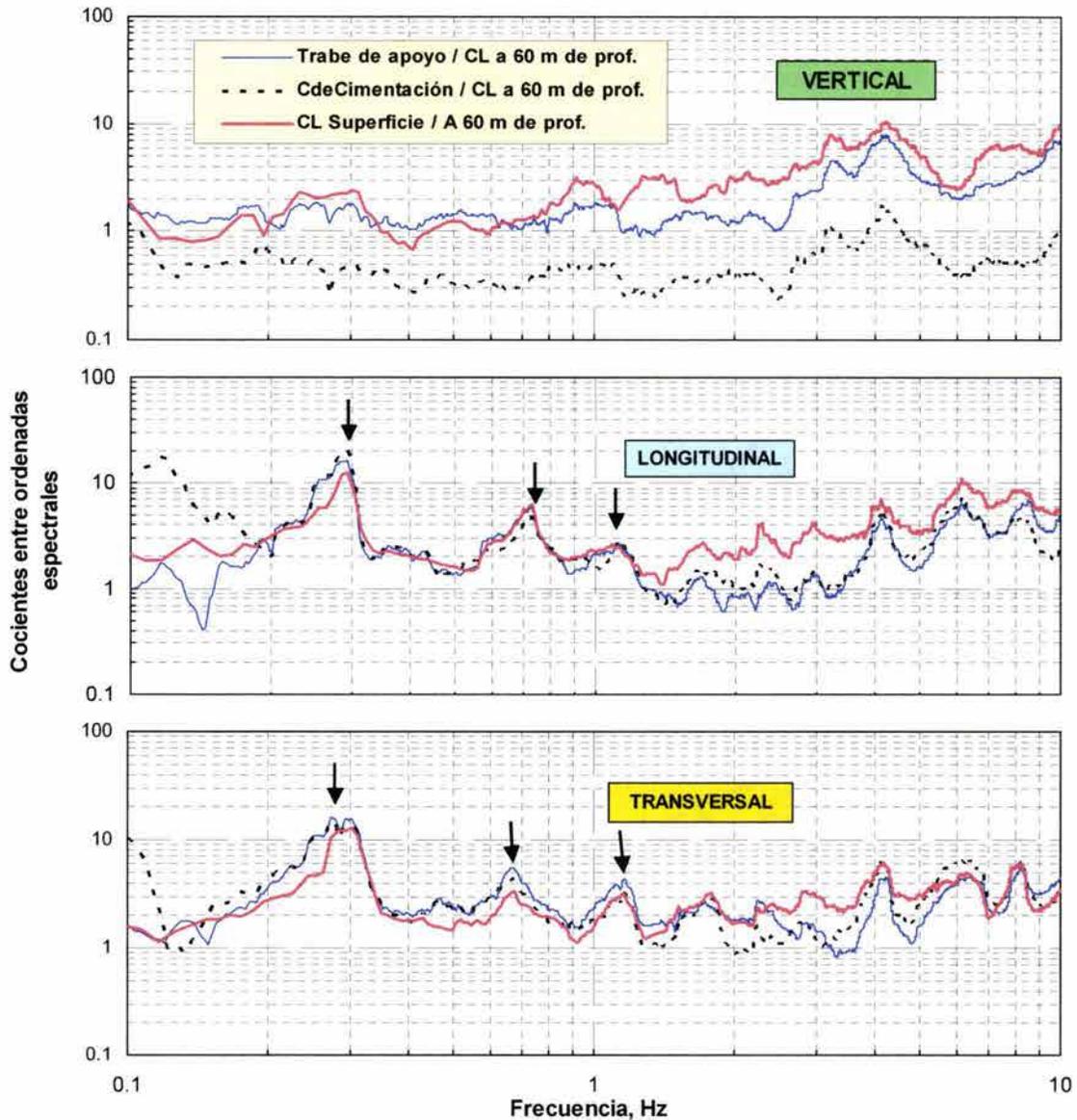


Fig. 6.26 Funciones de transferencia entre las aceleraciones espectrales en diferentes puntos del sistema, con respecto a las de pozo. Sismo de Tehuacán, 15 de junio de 1999

Cabría ahora revisar si las características de amplificaciones y deamplificaciones en el sistema siguen patrones similares para otros sismos. Para ello, las funciones de transferencia entre el cajón de cimentación y la superficie del terreno en el campo libre, Fig. 6.27, del propio sismo de Tehuacán se comparan con las del sismo del 9 de agosto de 2000, originado en la

costa de Guerrero-Michoacán. Se trata de dos sismos de igual magnitud, pero con mecanismos de falla y distancias epicentrales diferentes (Tabla 6.1). El sismo de Tehuacán exhibió mayores respuestas en los tres componentes para las relativamente altas frecuencias. No obstante, llama la atención que la forma y amplitud de estas funciones resulten tan similares, dentro de los intervalos de las frecuencias significativas de excitación. Por esta gran semejanza, podría afirmarse que la respuesta del conjunto cimentación-estructura está bien acotada en lo referente al intervalo de frecuencias, resultando sus amplitudes función de la magnitud y distancia epicentral del sismo, desde luego dentro de los generados por las fuentes sísmicas que amenazan a la ciudad de México. Esta aseveración, no obstante, debe acotarse a las fuentes sísmicas de subducción tanto costera como de intraplaca; en el lapso observado, no se han registrado sismos significativos de fuentes locales o de la falla de Acambay.

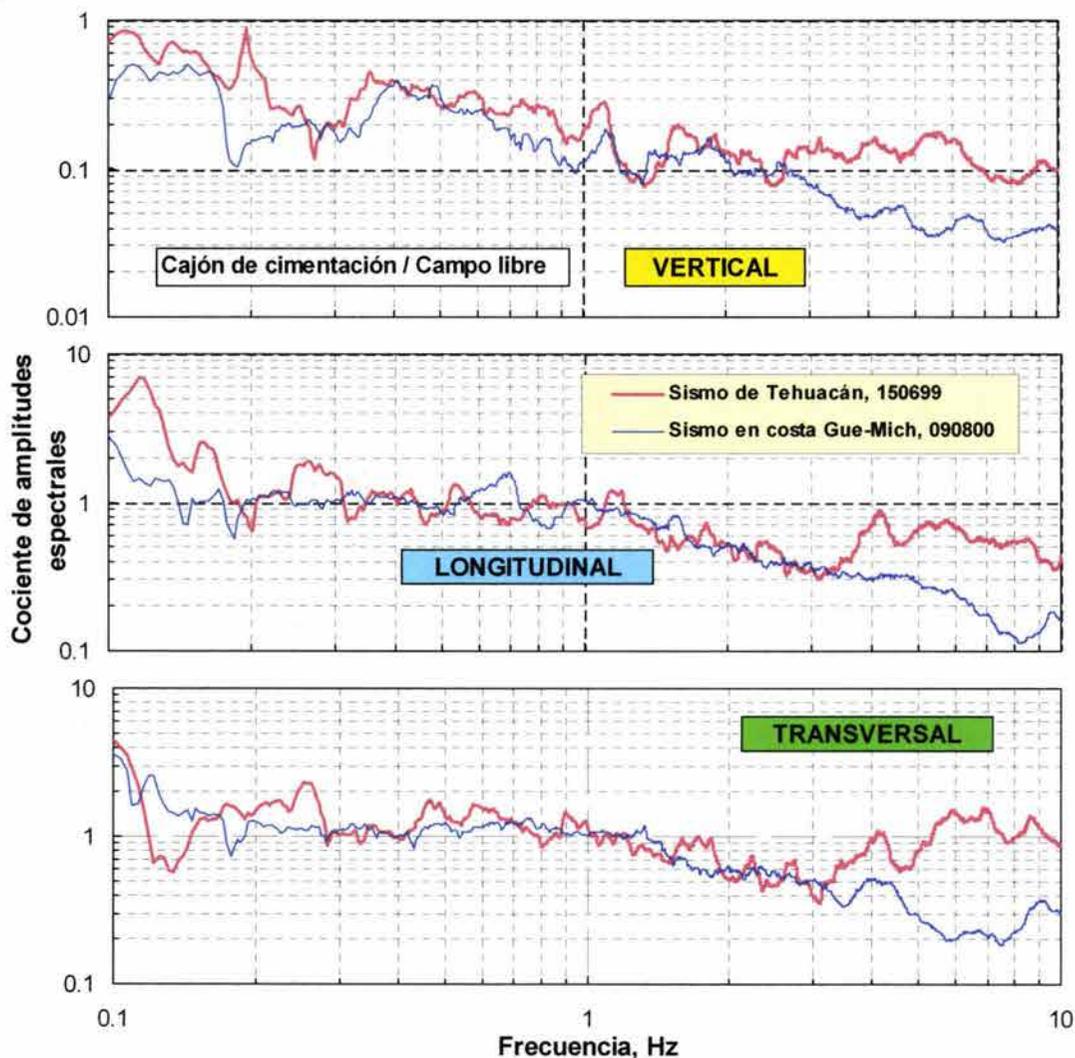


Fig. 6.27 Funciones de transferencia entre las aceleraciones del cajón de cimentación y la superficie de campo libre para los sismos de Tehuacán (150699) y costa de Gue.-Mich. (090800)

Capítulo 7

COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN DURANTE EVENTOS SÍSMICOS Y DESEMPEÑO POSTERIOR

7.1 Monitoreo de las variables geotécnicas de estado

En el capítulo previo se expusieron y analizaron los registros acelerográficos obtenidos en los diferentes componentes del sistema suelo-cimentación-superestructura, debidos a las vibraciones impuestas por los sismos de pequeña a moderada intensidad que ha sufrido la ciudad de México, en un lapso de poco más de ocho años; para ello fueron considerados once sismos registrados de magnitud mayor que 5.9 y hasta 7.6. Su análisis comparativo, permitió conocer cómo ocurren los movimientos transitorios en cada uno de esos componentes y sus correspondientes interacciones; y con ello, las amplificaciones o deamplificaciones de sus movimientos.

En general, la condición más crítica que enfrenta una cimentación en la ciudad de México es ante la ocurrencia de un sismo intenso. Se ha postulado en esta tesis, que para comprender el comportamiento de cimentaciones mixtas con pilotes de fricción en este ambiente, es indispensable medir las variables internas o de estado que lo determinan en cimentaciones prototipo. Con este enfoque explicativo, en contraposición a uno de tipo caja negra, es de esperarse que se coadyuve a mejorar nuestra comprensión acerca de este tipo de cimentación; así mismo, se pretende que los resultados que aporte el análisis de esta instrumentación, sean elementos de información que permitan desarrollar mejores procedimientos analíticos y numéricos.

En el capítulo 4 se han descrito con detalle las características de los transductores geotécnicos orientados a la medición de las cargas sobre los pilotes, las presiones en el contacto losa-suelo y las presiones de poro bajo la cimentación. Se ha juzgado que estas son las variables internas o de estado con las que es posible dilucidar los mecanismos de interacción y transferencia de cargas entre pilotes, losa y subsuelo. Por lo antes mencionado, fue menester monitorear estas mismas variables durante el momento mismo de la ocurrencia de un sismo, para lo que, al menos parte de los sensores, fueron conectados al sistema de registro digital, también descrito en el capítulo 4. En este capítulo se exponen las series de tiempo de las variables antes mencionadas, lo que da origen a lo que reconoceremos como cargagramas en pilotes, presiogramas en la interfaz suelo-losa y presiogramas en el agua de poro. Dada la naturaleza periódica de estas series de tiempo, resultó natural tratar dichas señales mediante el análisis de Fourier, de manera similar a como se procedió con las aceleraciones en el capítulo 6. En este capítulo se presentan estas series de tiempo para los sismos más intensos, permitiendo con ello ir definiendo patrones de comportamiento, sancionados por la repetibilidad de su ocurrencia. Se describen y analizan cada una de estas tres variables para los diferentes sismos.

7.2 Cargas sobre pilotes, presiones de contacto losa-suelo y presiones de poro bajo la cimentación, durante diversos sismos

7.2.1 Registros geotécnicos durante el sismo en la costa de Michoacán, enero 11 de 1997

Poco después de concluida la construcción del puente se conectaron los 15 sensores por monitorear con los registradores IDS. Sin embargo, en revisiones subsecuentes se detectó el daño a dos celdas de carga, lo que se explicó por el sobrecalentamiento de los *strain gages* por la continua alimentación de voltaje; cabe señalar que durante el proceso de construcción en el que sólo se alimentaban las celdas por unos cuantos minutos al conectarlas al registrador portátil (2V de entrada), se tuvieron sistemáticamente respuestas correctas de estos transductores. Por ello, fue necesario rediseñar el circuito de alimentación de voltaje a las celdas de carga (8V), para que ésta sólo ocurriese en el instante mismo en que se dispara el acelerógrafo ante un evento sísmico; ante ausencia de sismo, el circuito permanece abierto.

Por estas circunstancias, al momento de ocurrir el sismo del 11 de enero de 1997, se encontraban bajo prueba, únicamente dos celdas de carga; los excelentes registros durante 146 segundos en ambos sensores probaron la eficacia de los circuitos alimentadores para las celdas de carga. Este fue el primer sismo registrado, y a la postre ha resultado uno de los más intensos, a juzgar por las aceleraciones medidas. Además de estas dos celdas de carga, se tuvieron registros de todos los demás sensores conectados. Por ello, el 13 de enero de 1997 se conectaron los 15 sensores geotécnicos, la capacidad total proyectada, a los registradores digitales.

La historia de cargas sobre la cabeza del pilote P41 durante este evento sísmico se muestra en la Fig. 7.1a, desde el momento en que se cierra el circuito y se alimenta la celda de carga; por tal motivo, no existe señal durante el preevento. Se distingue que la amplitud máxima de la carga dinámica fue de aproximadamente 25 kN, lo que representa 4.7% de la carga sostenida al inicio del sismo, que era de 534 kN. No se registró ninguna degradación o disminución de la capacidad de carga del pilote, apreciándose la transitoriedad del evento, retornando la carga precisamente a la sostenida previa. Por lo que se refiere al pilote P4, la señal que se registró en su celda media superior a 11.35 m del desplante se presenta en la Fig. 7.1b. Se distingue una disminución de la carga soportada por el pilote hacia el final del evento sísmico. La carga de 546.4 kN que actuaba sobre el pilote antes del sismo, se redujo a 441.5 kN, al concluir éste; así

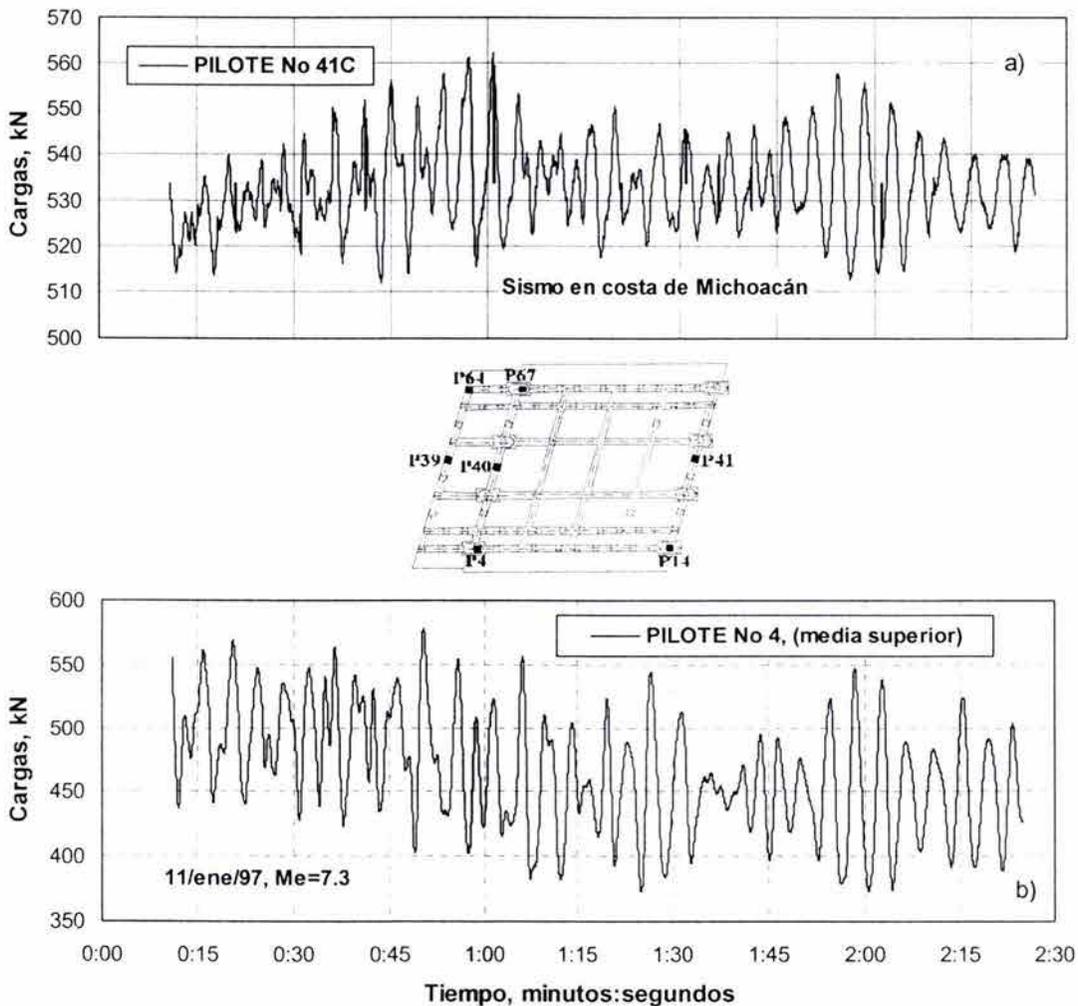


Fig. 7.1 Cargagrama en la cabeza del pilote P41 y sobre la celda media superior del pilote P4, durante el sismo en la costa de Michoacán del 11 de enero de 1997

la amplitud dinámica resultó 16.2% de la carga sostenida previa; esta última se redujo en 19.2% hacia el final del sismo. Nótese que se trata de un pilote ubicado en el eje 11 de columnas, el cual está influenciado por el peso de las vigas centrales del claro largo del puente, por lo que desde el inicio de su construcción se han registrado ahí cargas mayores que en otras zonas del cajón. Así, durante la acción sísmica se tienen fuerzas inerciales mayores en la dirección vertical de esa zona, que repercuten en las significativas fuerzas dinámicas medidas en el pilote P4.

Las celdas de presión en el contacto losa de cimentación-suelo exhibieron variaciones cíclicas transitorias de esfuerzo normal vertical, Figs. 7.2, que alcanzan amplitudes mayores en las zonas cercanas a las orillas largas, por el mismo efecto antes citado; en efecto, mientras la celda CP2 (Fig. 7.2a) dispuesta en el eje del puente registraba una amplitud de 0.45 kPa, en la

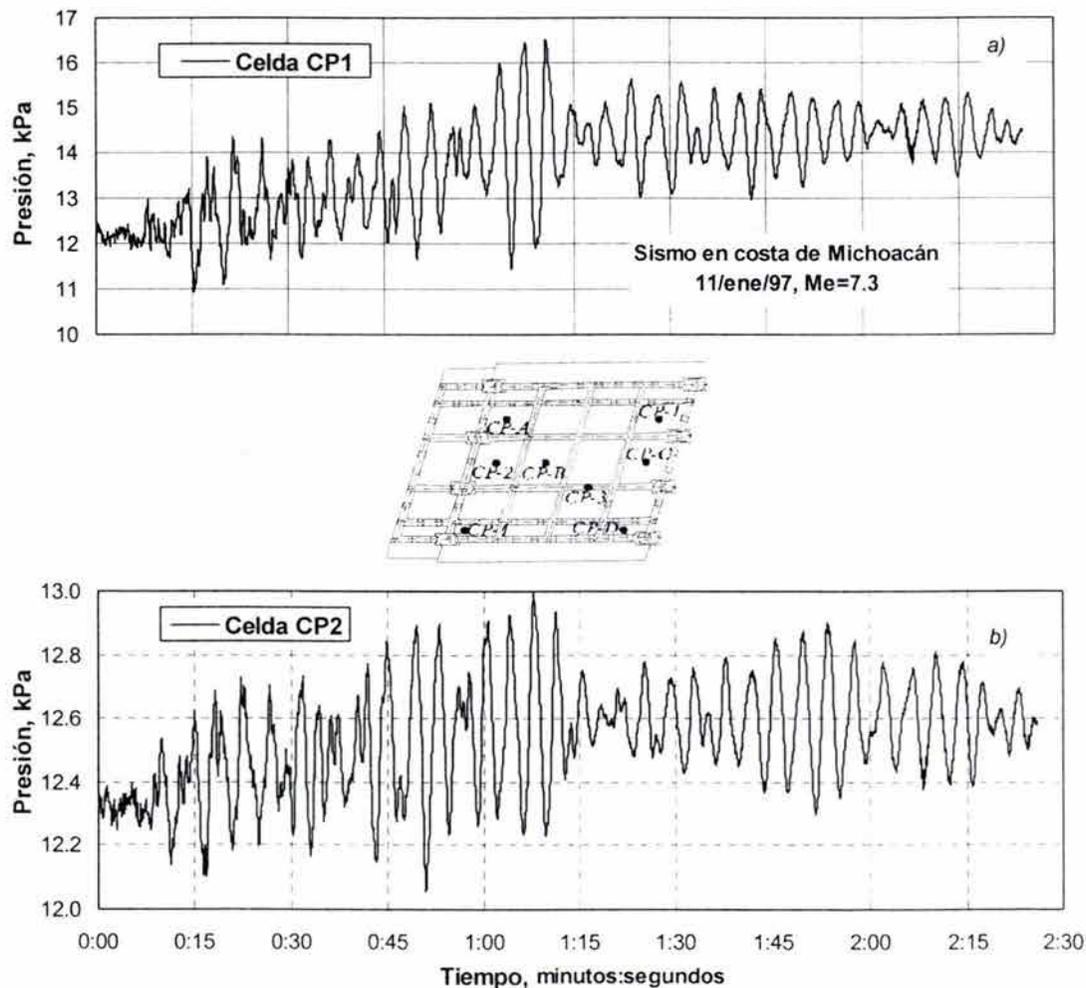


Fig. 7.2 Historia de presiones en la interfaz losa de cimentación-suelo durante el sismo de la costa de Michoacán, del 11 de enero de 1997

CPI (Fig. 7.2b) cerca de una esquina se alcanzaba un valor de 2.51 kPa. Los registros acusan un gradual y cíclico aumento en la presión total conforme ocurre el sismo, lo que puede considerarse como un fenómeno de transferencia de carga de los pilotes hacia presiones ligeramente mayores en la interfaz losa-suelo.

La interpretación anterior es consistente con los valores medidos con los registradores digitales manuales, bajo cargas sostenidas. El 19 de diciembre de 1996 se realizó la medición “estática” más cercana previa al sismo, y 48 horas después del mismo, se llevó a cabo otra medición “estática”; en la Tabla 7.1 se reúnen los resultados de estas mediciones. Mientras que se advierte una disminución en las cargas soportadas por los pilotes, se aprecia un pequeño pero claro incremento en la reacción de la losa. Cabe destacar también la recuperación de la carga soportada por el pilote P4, ya que de la carga de 441.5 kN que mantenía inmediatamente después del sismo, en menos de dos días ya había pasado a 494.4 kN; esto parece obedecer a un fenómeno tixotrópico de la arcilla alrededor del fuste del pilote. En el inciso 7.4 se expone la evolución postsísmica de las cargas y las presiones, en donde se ratifica la coparticipación e interacción de pilotes y losa para soportar a la cimentación y a la superestructura.

Tabla 7.1. Mediciones con registradores manuales antes y después del sismo del 11 de enero de 1997

Variables medidas	Sensor	Dic. 19 1996	Ene. 13 1997
Fuerzas sobre pilotes en kN (t)	P41 (cabeza)	533.7 (54.4)	531.70 (54.2)
	P4 (med sup)	546.4 (55.7)	494.42 (50.4)
	P14 (cabeza)	668.1 (68.1)	655.31 (66.8)
	P39 (cabeza)	557.2 (56.8)	561.13 (57.2)
	P64(cabeza)	719.1 (73.3)	625.88 (63.8)
	P67 (cabeza)	579.8 (59.1)	543.47 (55.4)
Presiones en la interfaz losa-suelo en kPa (t/m^2)	CP-1	13.44 (1.37)	14.81 (1.51)
	CP-2	12.36 (1.26)	13.05 (1.33)
	CP-3	20.40 (2.08)	20.80 (2.12)
	CP-4	17.66 (1.80)	19.33 (1.97)
	CP-A	17.36 (1.77)	17.76 (1.81)
	CP-B	24.43 (2.49)	24.53 (2.50)
	CP-C	26.59 (2.71)	26.68 (2.72)
	CP-D	28.25 (2.88)	29.04 (2.96)
Presiones de poro en el subsuelo en kPa (t/m^2)	ZD1 (7.5 m)	63.77 (6.50)	62.78 (6.40)
	ZD2 (10.2 m)	88.29 (9.00)	88.29 (9.00)
	ZD3 (27.0 m)	274.68 (28.00)	275.66 (28.10)
	ZE1 (24.0 m)	235.44 (24.7)	243.29 (24.8)
	ZE2 (34.0 m)	311.96 (31.8)	310.98 (31.7)
	ZE3 (52.0 m)	437.53 (44.6)	437.53 (44.6)

La variación de la presión de poro durante el sismo se registró mediante los piezómetros colocados a diferentes profundidades. El piezómetro ZD1 dispuesto en un estrato arenoso mostró un cíclico y sostenido aumento de presión, aunque muy pequeño, con dobles amplitudes de no más de 3.5 cm de columna de agua, Fig. 7.3a. El piezómetro ZD2 localizado *ex professo* en un estrato arcilloso apenas si registró una doble amplitud en la presión de poro dinámica que fue equivalente a 27 cm de columna de agua, Fig. 7.3b. Sin embargo, el piezómetro ZD3 ubicado también en un estrato arcilloso cerca de la punta de los pilotes, donde ocurre cierta concentración de esfuerzos al subsuelo, exhibió, Fig. 7.3c, pulsos mayores; la amplitud máxima fue de 1.88 m de columna de agua, lo que representa un incremento transitorio máximo de 6.7% respecto a la presión de poro bajo carga sostenida. Puede distinguirse que la mayor parte de la presión de poro desaparece una vez que acaba el sismo, conservando apenas una presión residual por éste de unos 20 cm de columna de agua. Cuando se comparan las mediciones de presión de poro, para condiciones estáticas, con los registradores digitales manuales antes y después del sismo, Tabla 7.1, éstas son prácticamente las mismas, denotando la naturaleza transitoria del fenómeno, prácticamente sin ocurrencia de presión remanente en el agua del subsuelo por el evento sísmico, y manteniendo prácticamente constantes los esfuerzos efectivos.

7.2.2 Registros geotécnicos durante el sismo en la costa de Oaxaca del 19 de julio de 1997

A fin de contrastar los registros del sismo anterior, en este inciso se muestran las series de tiempo de las variables geotécnicas medidas durante la ocurrencia del sismo del 19 de julio de 1997, generado en la costa de Oaxaca. Se trata de un sismo con una magnitud de 6.3; esto es, con una energía liberada de un orden de magnitud menor que el del 11 de enero de 1997. Atendiendo a ello, sólo produjo acciones moderadas; sin embargo, es de interés presentar lo registrado, ya que para entonces se tenían a todos los transductores contemplados para ello, conectados al sistema de registro digital automático.

En las Figs. 7.4 y 7.5 se exponen, respetando la misma escala para propiciar la comparación, los registros de carga dinámica que se lograron en siete celdas de carga integradas a los pilotes de fricción. En la Fig. 7.4 se reúnen los cargagramas registrados cerca de la conexión de los pilotes con las contratrabes, mientras que los de la Fig. 7.5 corresponden aproximadamente a los extremos del tercio medio de la longitud del pilote P40, así como en la celda media superior del pilote P4.

Al igual que para las historias de carga del sismo del 11 de enero de 1997, no se cuenta con la señal durante el preevento, por lo que fue tomado como cero o punto de partida para las perturbaciones dinámicas, a la lectura "estática" inmediata anterior correspondiente al 23 de mayo de 1997; la magnitud de esa carga inicial está marcada en cada gráfica, así como la medi-

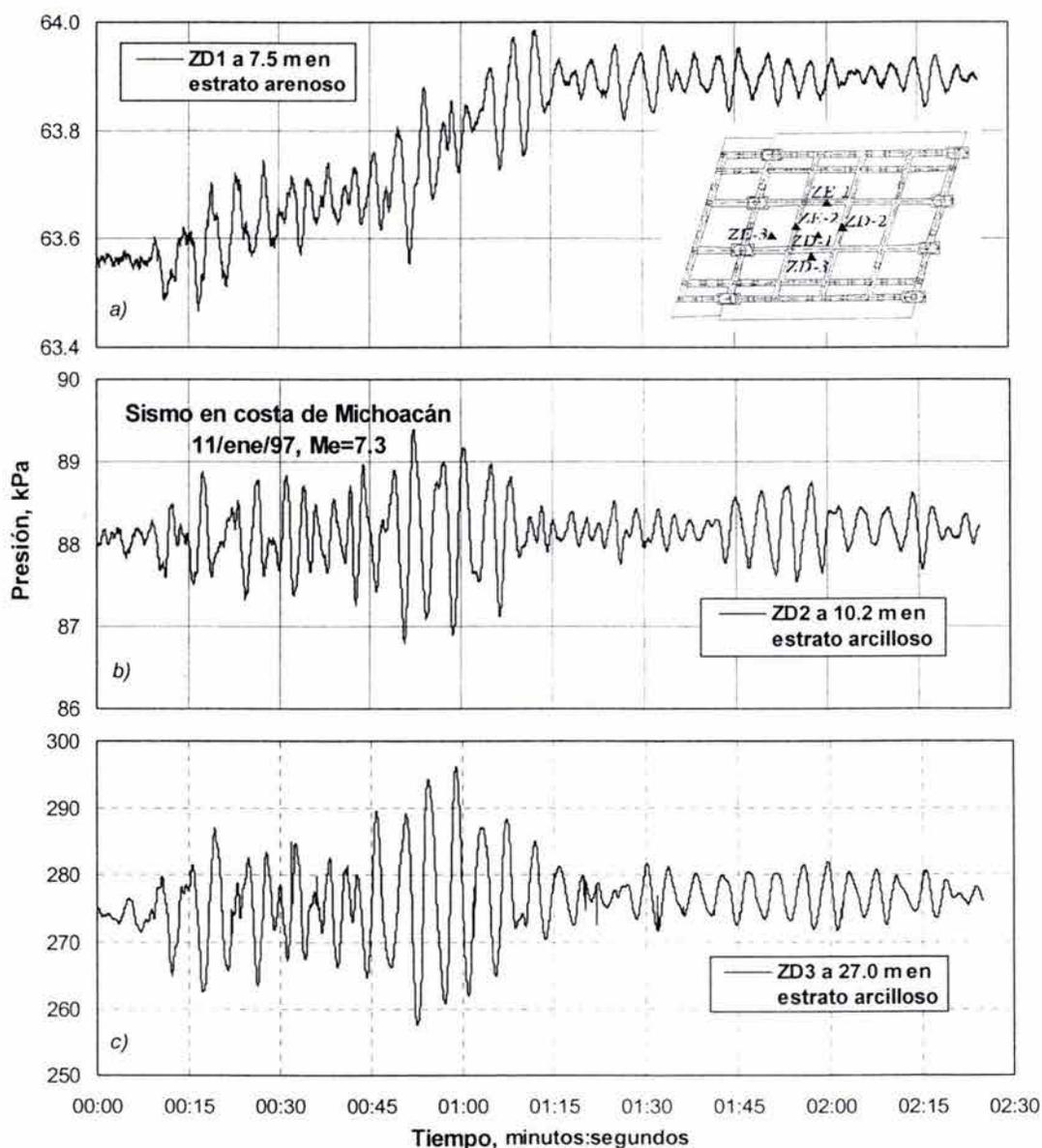


Fig. 7.3 Historia de presiones en el agua de poro del suelo bajo la cimentación, durante el sismo en la costa de Michoacán del 11 de enero de 1997

da de la misma manera tres días después del sismo. Se distinguen amplitudes diferentes sobre estos pilotes, apreciándose valores mayores en el lado del claro mayor del puente (eje 11); compárense los registros de los pilotes P39 y P67 en las figuras b) y d), con los de P14 y P41 en a) y c) de la Fig. 7.4. No se apreció efecto significativo de cabeceo en la dirección transversal del puente. En el pilote P39 se presentó la amplitud máxima de la carga dinámica en la cabeza de un pilote; ésta fue de aproximadamente 38.6 kN, lo que representa poco más del 6% de la

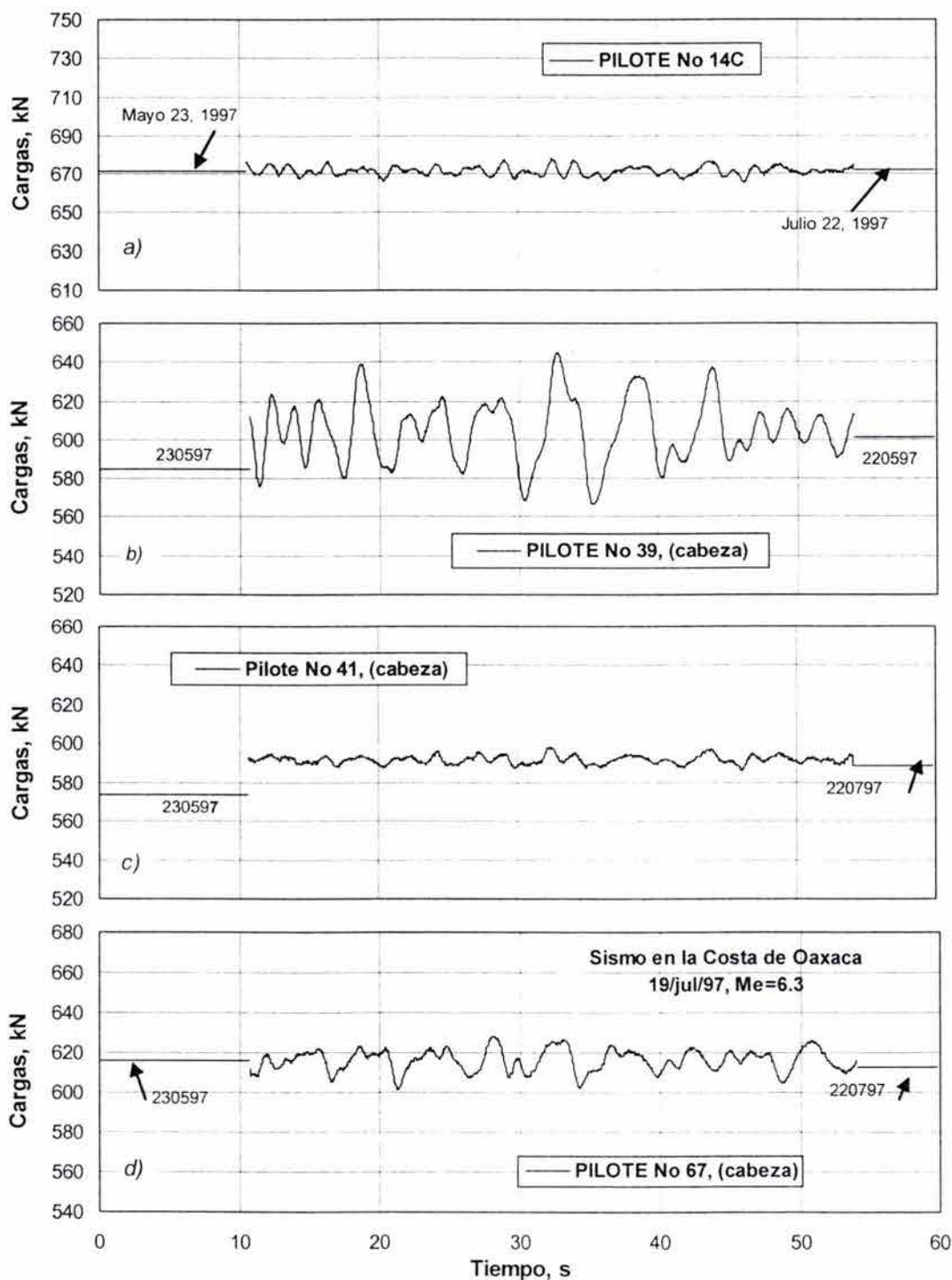


Fig. 7.4 Cargagramas en la cabeza de cuatro pilotes de fricción, durante el sismo en la costa de Oaxaca del 19 de julio de 1997

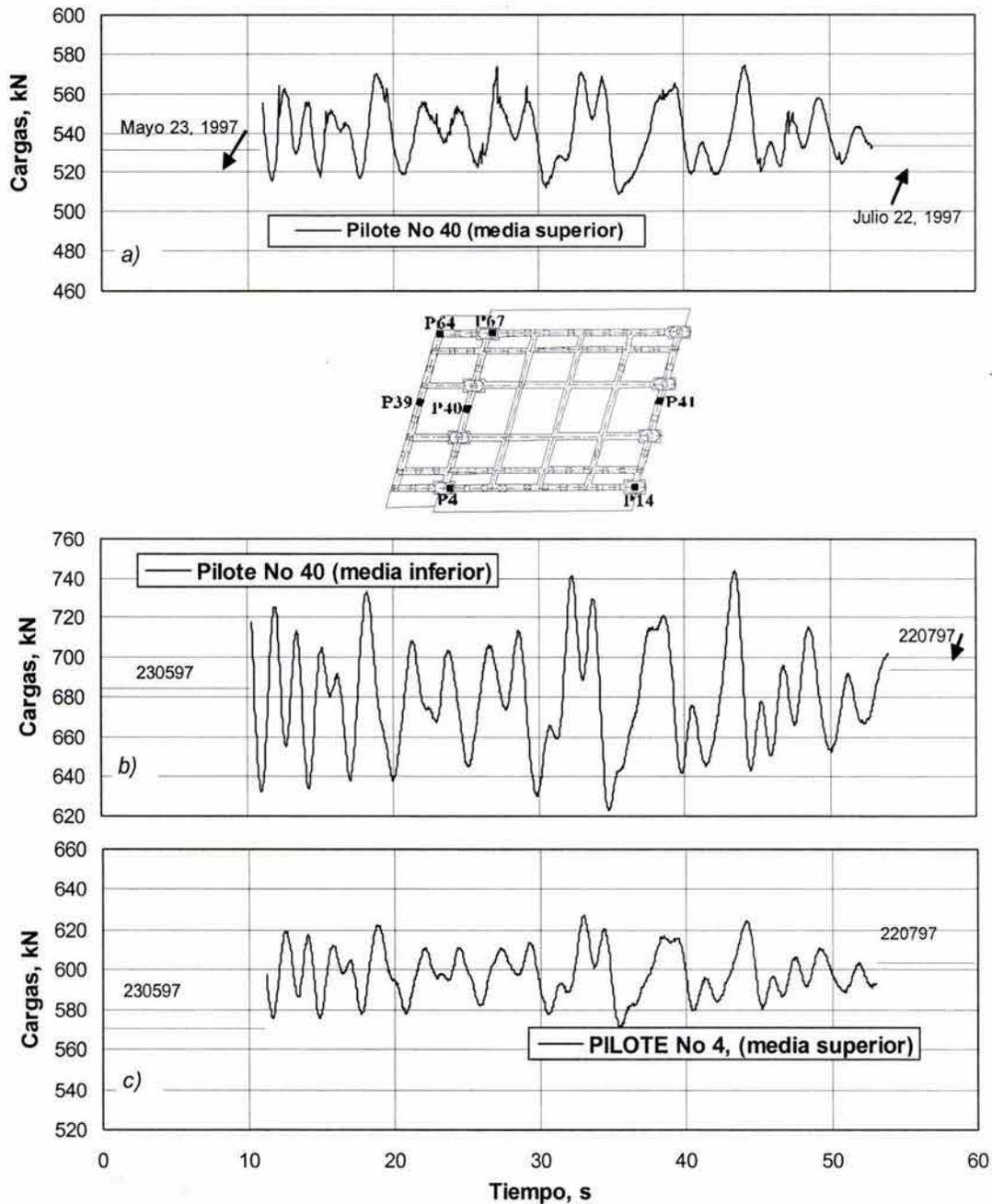


Fig. 7.5 Cargagramas en las porciones medias superior e inferior del pilote P40 y en la celda media superior del pilote P4, durante el sismo en la costa de Oaxaca del 19 de julio de 1997

carga sostenida actuante al inicio del sismo. No se registró ninguna degradación o disminución de la capacidad de carga del pilote, apreciándose en estos cargagramas que el evento es totalmente transitorio, retornando a o incluso soportando una carga ligeramente mayor a la carga previamente sostenida.

Llama la atención que en el pilote instrumentado con celdas a profundidad, el componente dinámico de la carga aumenta con la profundidad. Compárense las amplitudes de carga en el pilote P40 (Fig. 7.5), entre la celda media superior y la media inferior ubicada 8.25 m abajo de la primera; las amplitudes en el pilote P40MS son similares a las medidas en el pilote P4MS. Cabe apreciar también que la carga previamente sostenida en la celda media superior es menor a la media inferior del mismo pilote; esta aparente contradicción parece explicarse por la mucho mayor resistencia al hincado que tuvo en particular el pilote P40, al punto que quedó desplomado, tal como se describe en el subinciso 5.1.1. Se estima que al tener componente horizontal el pilote, la masa del subsuelo circundante le impone condiciones de carga diferentes, tanto en condición estática como dinámica, a los de la porción superior menos inclinada.

En la Fig. 7.6 se presenta la función de transferencia, resultante del cociente de las ordenadas espectrales de las señales de carga registradas en la celda media inferior y la media superior del pilote P40; se aprecian cocientes entre 1.4 y 1.8 en el rango de frecuencias dominantes.

Las celdas de presión en el contacto losa de cimentación-suelo exhibieron variaciones cíclicas transitorias muy reducidas de esfuerzo normal vertical, Fig. 7.7, que alcanzan, al igual que para el sismo del 11 de enero de 1997, amplitudes mayores en las zonas cercanas a las orillas largas. Mientras las celdas centrales CP2 y CP3 registraban una amplitud de apenas 0.078 kPa, en las de orilla CP1 y CP4 se alcanzaron amplitudes máximas de 0.44 y 0.2 kPa,

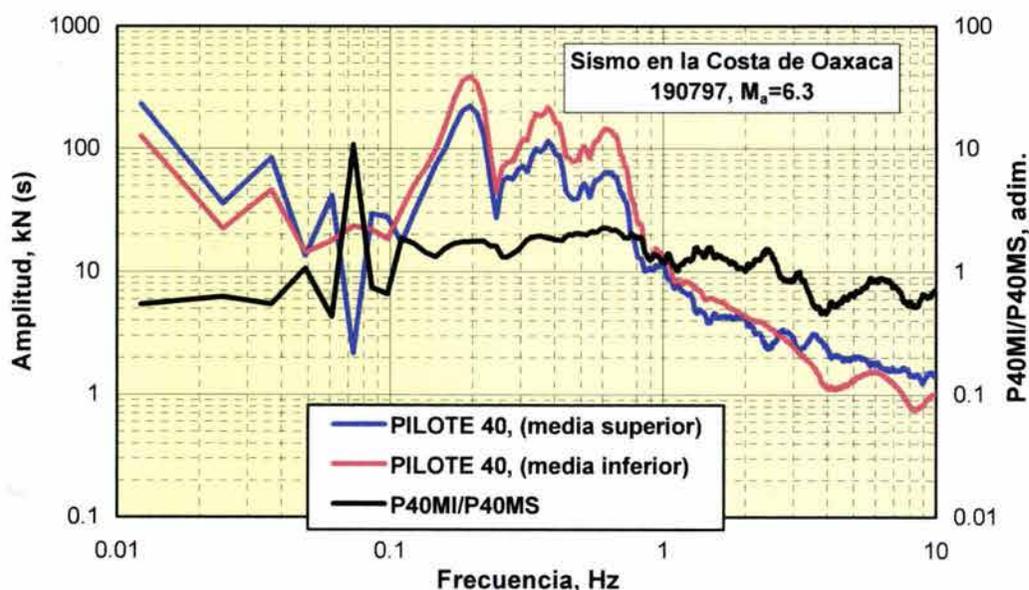


Fig. 7.6 Espectros de Fourier de las cargas medidas en el pilote P40 y la función de transferencia de las celdas media inferior a media superior. Sismo de la costa de Oaxaca-190797

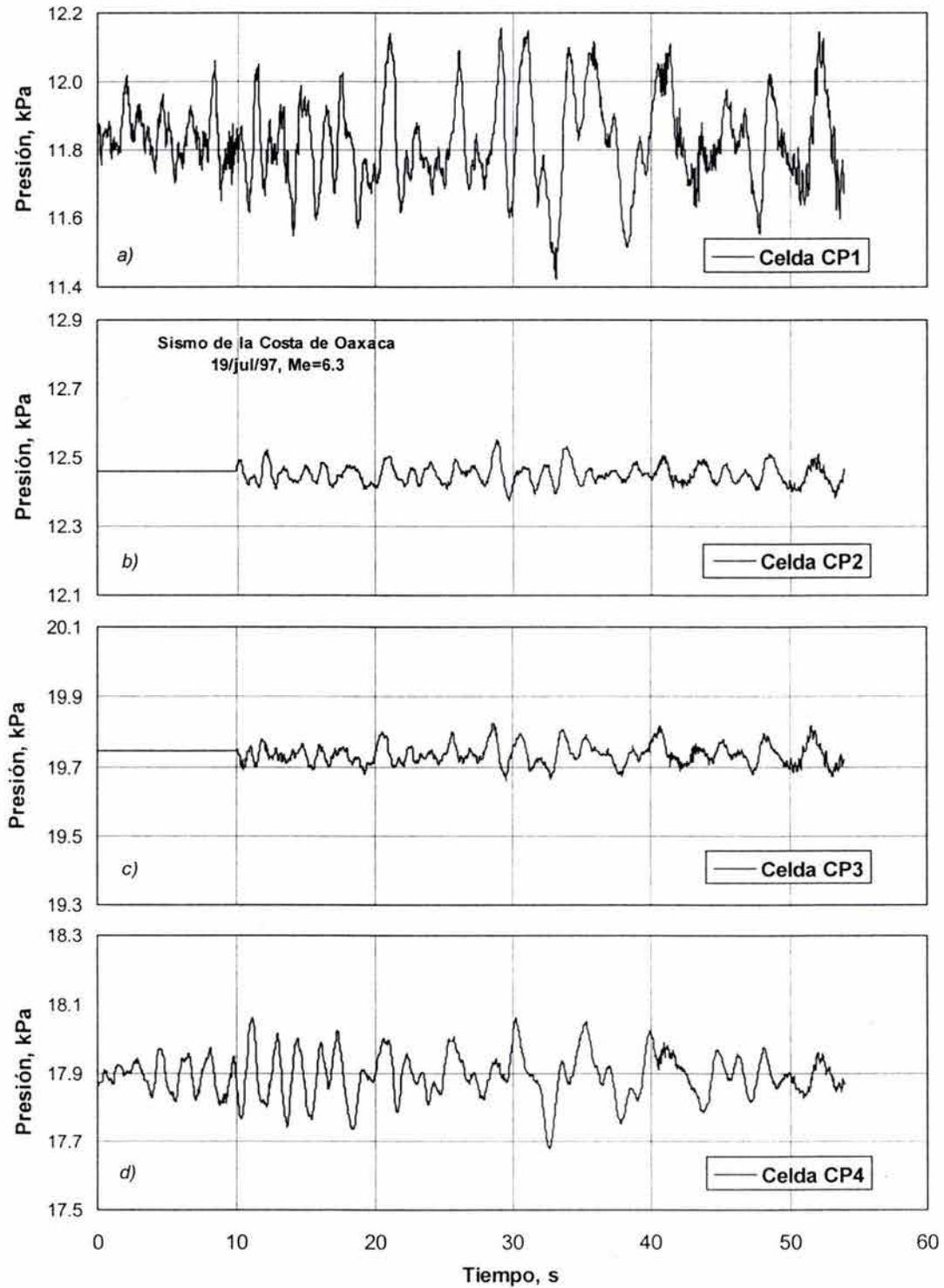


Fig. 7.7 Presiogramas en la interfaz losa de cimentación-suelo durante el sismo de la costa de Oaxaca, del 19 de julio de 1997

respectivamente. Ciertamente son presiones muy reducidas, pero significativas ya que confirman lo exhibido en el sismo previo de mayor intensidad. Como se observa en la Fig. 7.7, con este sismo menos intenso, los presiogramas de contacto losa-suelo, no acusaron el gradual y cíclico aumento en la presión, que se distinguió en aquel sismo. Esto indica que no ocurrió el mecanismo de transferencia dinámica apreciado en el sismo de enero como resultado de la cedencia de los pilotes; salvo la acción cíclica transitoria, no hubo aumento de presión en el contacto porque los pilotes soportaron prácticamente la totalidad de las acciones sísmicas sin ocurrir cedencia en su fuste, y por ende sin perder capacidad portante. La interpretación anterior es corroborada con los cargagramas de las Figs. 7.4 y 7.5, en los que en ningún pilote se midió reducción de carga al ser sometidos a la carga sísmica. En el inciso 7.3 se revisarán las implicaciones de estos resultados, a la luz de mediciones durante otros sismos, así como de la observación y medición de su evolución posterior a éstos.

La presión de poro durante el sismo acusó variaciones transitorias muy pequeñas, Fig. 7.8, con amplitud máxima de apenas 1.472 kPa, lo que representa 0.5% de la presión hidráulica sostenida en el piezómetro ZD3, ubicado en el estrato arcilloso cerca de la punta de los pilotes. En los otros piezómetros colocados a diferentes profundidades, las variaciones dinámicas alcanzan amplitudes equivalentes a tan sólo 0.5 a 2 cm de columna de agua, indistintamente de si están embebidos en un estrato arenoso (ZD-1 a 7.5 m) o en uno arcilloso (ZD-2 a 10.2 m). Las señales de la presión de poro son totalmente transitorias y no muestran ninguna presión residual resultante de la vibración sísmica. Es de destacarse la inmediata respuesta de los piezómetros, y su gran sensibilidad para poder captar cambios tan bajos en la presión del agua.

Tres días después de este sismo fue realizada una inspección ocular al apoyo instrumentado. Como resultado de los movimientos transitorios sufridos por la cimentación, no se observaron grietas ni fisuras en los pavimentos o en las guarniciones comprendidas en la proyección en la superficie de las paredes del cajón.

7.2.3 Registros geotécnicos durante el sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999

El 15 de junio de 1999 ocurrió un sismo de magnitud $M_w=7.0$ que se originó cerca de Tehuacán, Pue. (Pestana et al., 2002). Se trata de un sismo de intraplaca relativamente profundo, que causó daños severos en la zona epicentral, a iglesias y conventos coloniales del sur del estado de Puebla, principalmente, así como en la ciudad de Puebla, incluso en edificaciones con diseño ingenieril. En el subinciso 6.2.2 se describen y discuten los registros acelerográficos en el sitio de interés, incluyendo la cimentación, el campo libre y la superestructura.

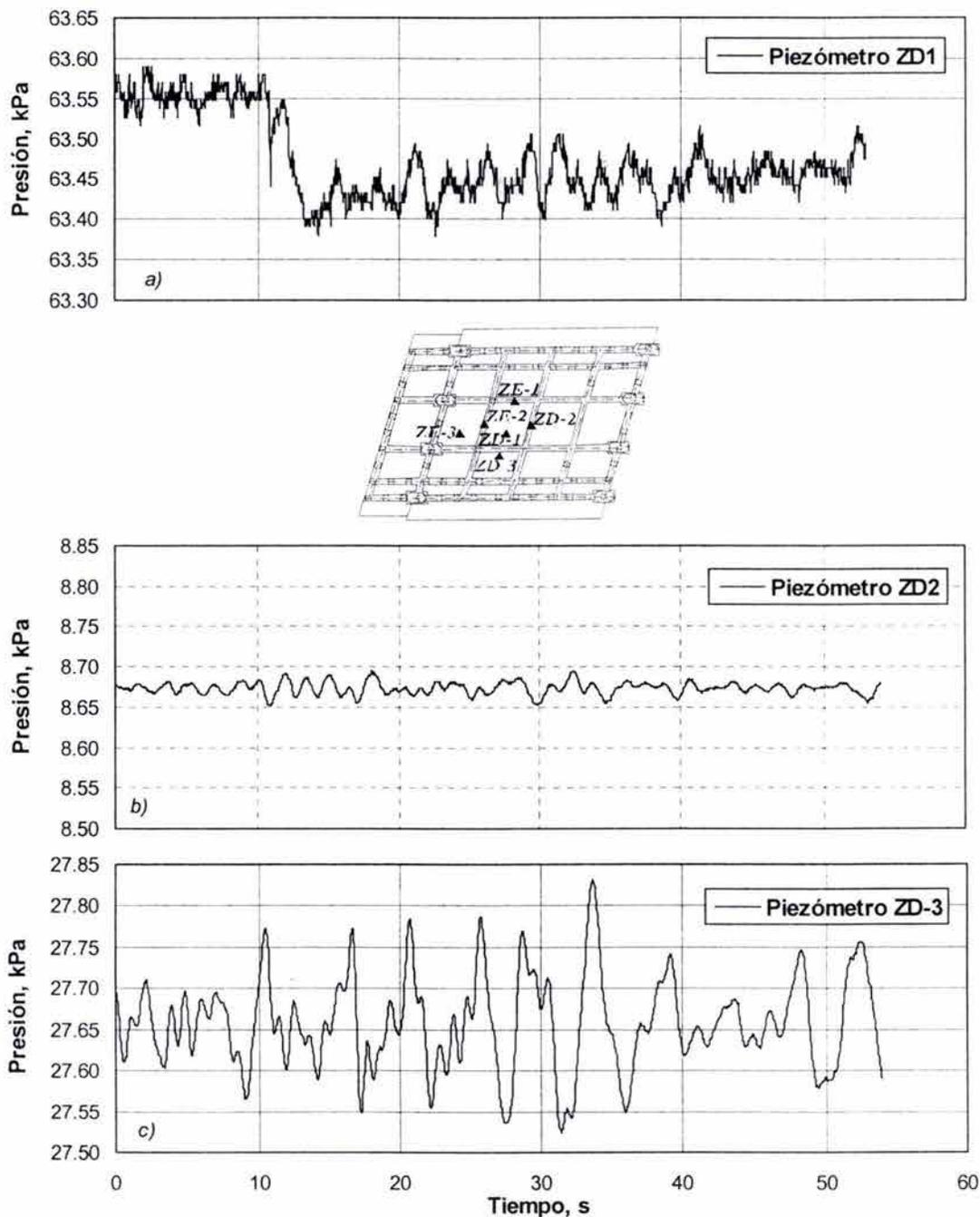


Fig. 7.8 Presiogramas en el agua de poro del suelo bajo la cimentación, durante el sismo en la costa de Oaxaca del 17 de julio de 1997

Prácticamente todos los instrumentos conectados al sistema automático de adquisición de datos fueron registrados durante el sismo de Tehuacán. Cuando ocurrió este evento se encontraban conectadas las celdas de carga instaladas cerca de la cabeza de los pilotes P14 y P67, así

como las celdas de carga media superior de los pilotes P4 y P40. La historia de cargas registrada sobre estos pilotes se presenta en la Fig. 7.9; puede ahí apreciarse la porción dinámica res-

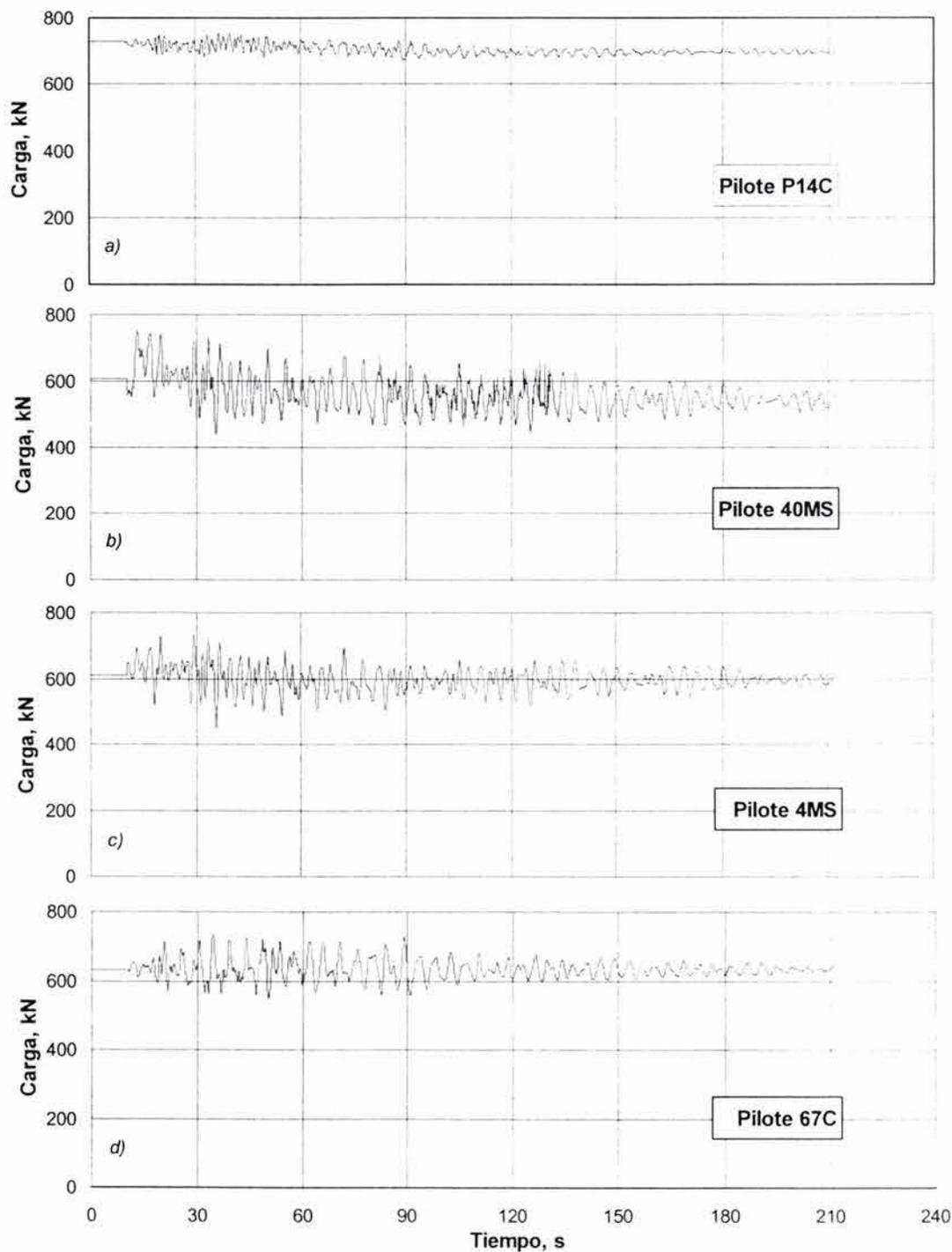


Fig. 7.9 Cargagramas en los pilotes instrumentados, durante el sismo de Tehuacán – Junio 15, 1999

pecto a la porción de carga sostenida, ya que la escala va de cero a carga máxima total. Las acciones dinámicas provocaron amplitudes máximas de 34.8 kN y 138.32 kN sobre los pilotes P14 y P40, respectivamente. Llama la atención el hecho de que a pesar de que el pilote P14 se encuentra en una esquina, sea el pilote P40 -que se ubica al centro del eje 11- donde se alcanzaron los máximos incrementos de carga dinámica. Da la impresión que la acción directa de las masas más altas del claro largo que descargan por ese eje, determina esta diferencia.

Como en el caso del pilote P4 que ya exhibió este comportamiento durante el sismo de la costa de Michoacán del 11 de enero de 1997 (Fig. 7.1b), el pilote P14 que soportaba 728.9 kN antes del sismo, concluyendo éste finaliza transmitiendo sólo 696.5 kN, lo que representa una reducción del 4.0%. Por su parte, el pilote P40 que soportaba 607.8 kN, transfiere al concluir el sismo sólo 549.4 kN; este pilote acusa la mayor reducción medida de la carga que soportan los pilotes, ya que alcanza un 9.6%. Estos comportamientos se aprecian con detalle en la Fig. 7.10.

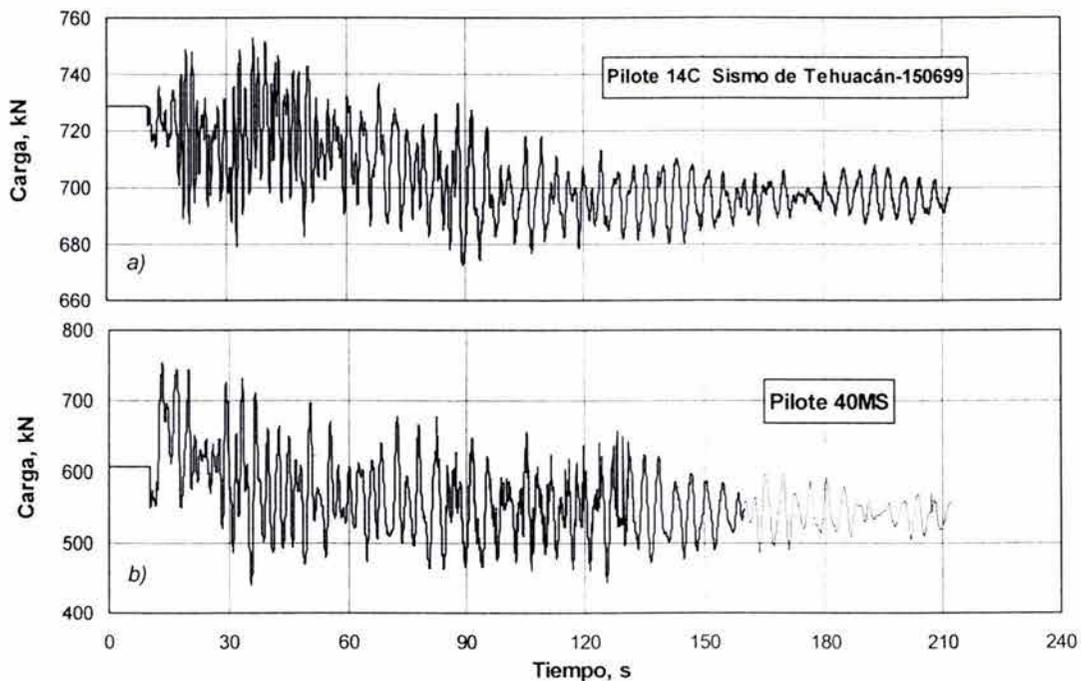


Fig. 7.10 Cargagramas en los pilotes P14C y P40MS, durante el sismo de Tehuacán – Junio 15, 1999, con marcada reducción de la carga soportada con el ciclaje dinámico

En un intento por estimar los incrementos de las cargas verticales dinámicas sobre los pilotes para compararlas con las medidas, se calcularon aquéllas a partir de los momentos de volteo alrededor de los ejes longitudinal y transversal; para ello se consideraron las aceleraciones registradas en esas direcciones, y se supuso un sistema de cimentación completamente

rígido. El peso total considerando la estructura y la cimentación fue de 45.63 MN (4,651 t). De manera similar, tomando la aceleración vertical máxima, se calcularon las fuerzas de inercia sobre la cabeza de los pilotes. Los cálculos se realizaron asumiendo una distribución lineal de las fuerzas de reacción en los pilotes para soportar el momento de volteo, de acuerdo a la posición en planta que guarda cada pilote dentro del área de cimentación, y suponiendo que todos los pilotes reaccionan con la misma intensidad ante las fuerzas verticales de inercia. Al comparar resultados se encontró que los valores medidos en los pilotes 67, 40 y 4 que se ubican en el eje 11, resultaron dos a tres veces mayores que los calculados con las hipótesis señaladas.

La discrepancia anterior parece guardar relación con la construcción del puente; en efecto, en noviembre de 1995 (Fig. 5.4) se registró una fuerte concentración de cargas sobre los pilotes del eje 11 –columnas contiguas al claro largo del puente–, lo que a largo plazo y a pesar de que la tendencia es a la uniformización de las cargas –tal como también fue medido por Russo y Viggiani (1995)–, determinó el mayor asentamiento de este eje, en comparación con el eje 12, y propició las concentraciones comentadas. Adicionalmente, estos hechos parecen señalar que la porción en voladizo del cajón entre los ejes 11 y 11' no cumple con el objetivo de eliminar la excentricidad de cargas que le impone el claro más largo, al poniente del apoyo instrumentado (Fig. 3.4). Así pues, parece que la hipótesis relativa a que todos los pilotes reaccionan con la misma intensidad ante las fuerzas verticales de inercia, no se cumple en la realidad. La discrepancia anterior pone de manifiesto la necesidad de realizar análisis menos burdos que el descrito, para involucrar condiciones más realistas.

Por lo que se refiere a la presión vertical en el contacto losa-suelo, en la Fig. 7.11 se presentan las variaciones cíclicas registradas por las celdas de presión. La losa reacciona armónicamente con las aceleraciones del cajón, como también ocurre con las cargas sobre pilotes y la presión de poro. La amplitud dinámica máxima alcanzada fue de 2.45 kPa en la celda CP1 cercana a una orilla larga; sobre la celda CP2 colocada al centro de la cimentación, tal incremento fue de apenas 0.78 kPa. Como en sismos anteriores, conforme el sistema sufre ligeros movimientos y reaccionan fundamentalmente los pilotes ante la acción sísmica, ocurre un fenómeno de coparticipación de cargas entre pilotes y losa. La presión sobre la losa, además de acusar la variación cíclica, va mostrando un muy ligero pero claro y sostenido aumento; así, en CP1 se pasó de 14.62 kPa antes del sismo, a 18.05 kPa cuando concluyó éste. En la celda central apenas se manifestó este incremento al pasar de 14.42 a 14.91 kPa.

En relación con la presión de poro bajo la cimentación, las Figs. 7.12a y 7.12c muestran los registros de la presión de poro dinámica que se desarrolló en los estratos poco profundos durante el sismo de Tehuacán. Tanto en el estrato arenoso a 7.5 m de profundidad, como en el arcilloso a 10.2 m de profundidad, se distingue que las amplitudes resultantes son muy reduci-

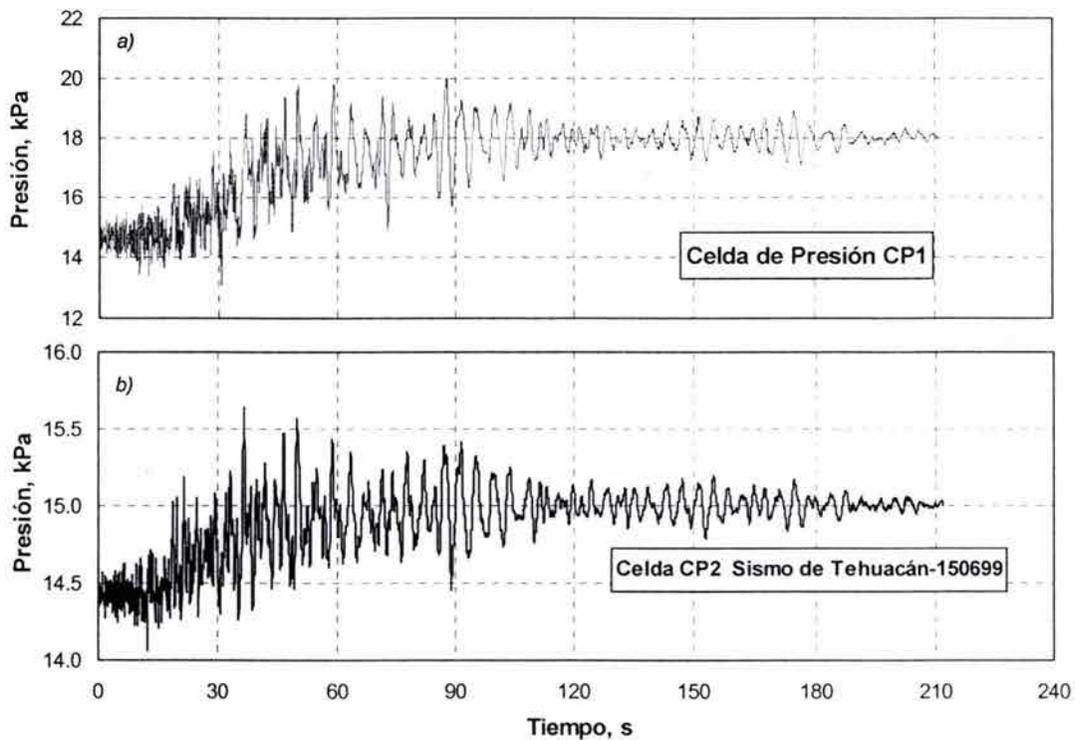


Fig. 7.11 Presiogramas en el contacto losa-suelo durante el sismo de Tehuacán

das; de hecho ese muy pequeño aumento sólo es posible apreciarlo al amplificar considerablemente las ordenadas del registro, Fig. 7.12b. Las Figs. 7.12d y 7.12e dan cuenta de la historia de presiones dinámicas en el agua de poro, con dos escalas diferentes, en un estrato arcilloso y a una profundidad cercana a la punta de los pilotes; resultan muy similares a lo ya registrado previamente para otros sismos de intensidad similar. La amplitud dinámica máxima fue de 15.4 kPa, lo que representa apenas el 5.7% de la presión hidráulica previa al sismo. Es interesante observar que estas presiones de poro dinámicas son prácticamente transitorias, y que oscilan en fase con la respuesta del sistema cimentación-suelo; no se mantuvo ninguna presión residual al término del sismo. Se ratifica que los procesos de consolidación por presiones de poro inducidas por sismo, no son relevantes en la arcilla de la ciudad de México, al menos a cierta distancia de los pilotes. Como ya se ha manifestado, este comportamiento es consistente con lo observado en el laboratorio (Romo et al., 1989; Mendoza y Hernández, 1994; Romo, 1995), al medirse incrementos dinámicos de presión de poro muy pequeños y transitorios, incluso cerca de la falla.

Por otra parte, es de interés exponer los resultados de las nivelaciones topográficas realizadas antes y después del sismo de Tehuacán, Fig. 7.13, en el eje 11 de las columnas (el

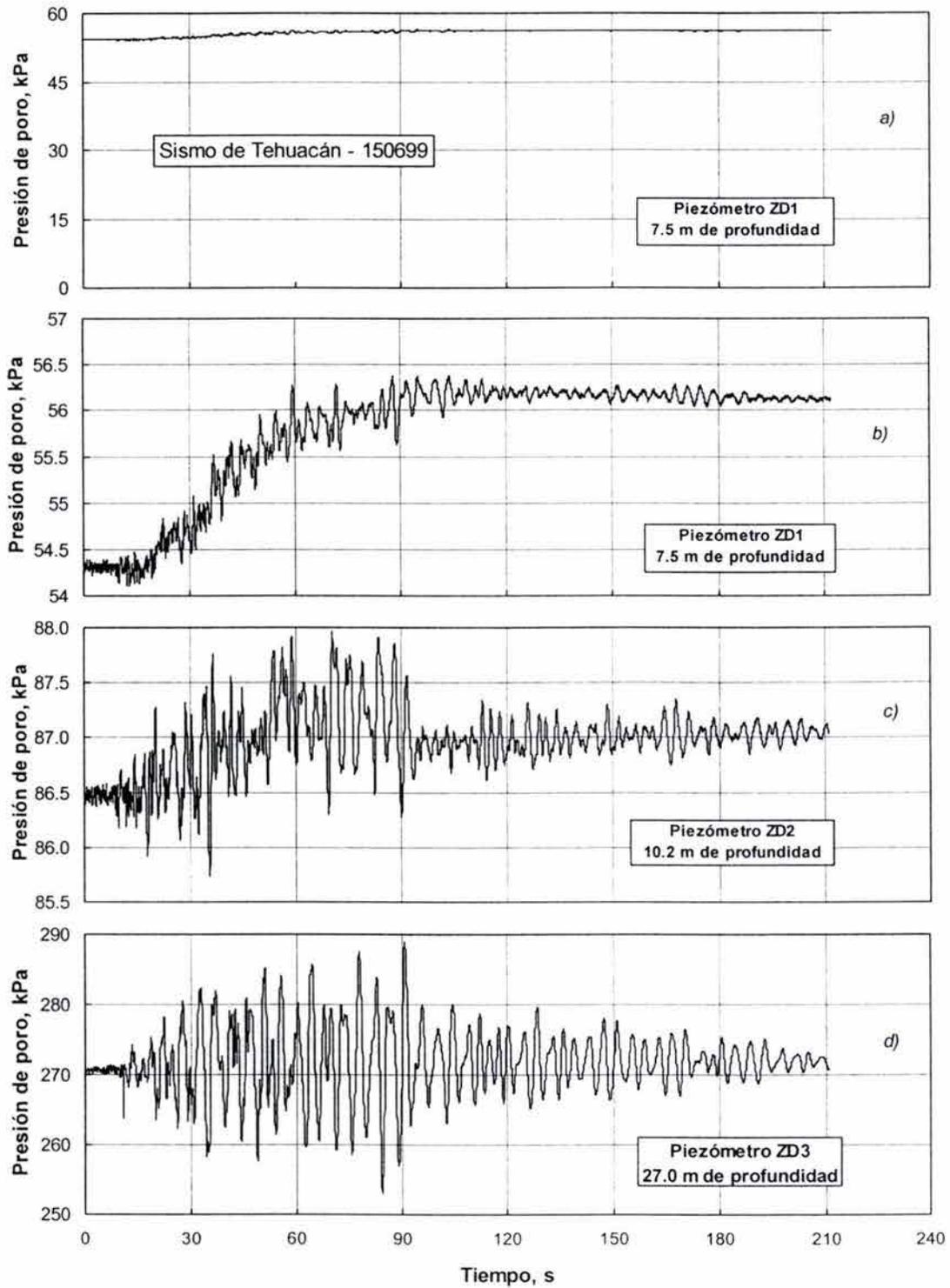


Fig. 7.12 Historia de presiones de poro bajo la cimentación durante el sismo de Tehuacán-150699

que queda hacia el claro largo), con lo que fue posible inferir el asentamiento provocado por el sismo. Estas mediciones muestran con claridad un escalón de 20 mm, que es atribuido al sismo. Las mediciones en otros ejes de la cimentación indicaron que se trata de un asentamiento uniforme de ésta. Las nivelaciones de los meses subsiguientes indican que la tasa de asentamiento no se modificó por la acción de las fuerzas sísmicas, lo que implicaría que estas acciones no afectaron las propiedades mecánicas del suelo. Zeevaert (1972, p 520) ha reportado el caso de un edificio pesado sobre una cimentación subcompensada y sin pilotes, en el que sí creció la velocidad de asentamiento después del sismo del 28 de julio de 1957. Esto pudo haberse debido a que al superponerse las cargas cíclicas con las sostenidas, se alcanzaron valores de esfuerzos semejantes a la resistencia a la falla. En estos casos el suelo sufre remoldeo y, consecuentemente, sus propiedades estáticas, compresibilidad y resistencia, se modifican; la primera aumenta y la segunda disminuye.

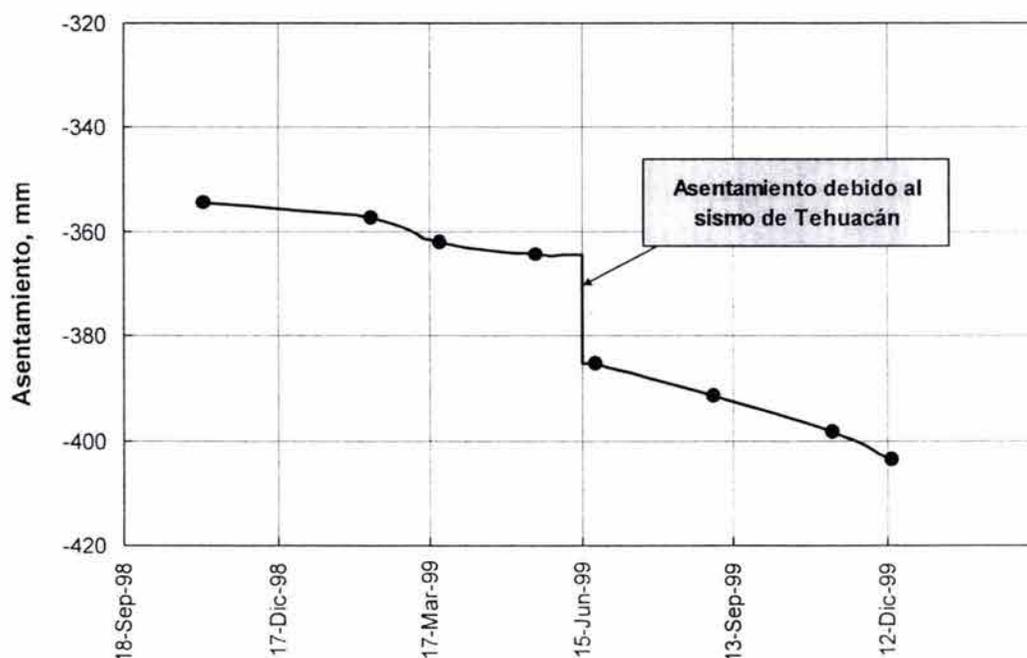


Fig. 7.13 Asentamiento de la cimentación debido al sismo de Tehuacán, 150699

7.2.4 Registros geotécnicos durante el sismo de Puerto Escondido-Oaxaca del 30 de septiembre de 1999

A las 11:31 horas (16:31 GMT) del 30 de septiembre de 1999 ocurrió un sismo cerca de Puerto Escondido, Oaxaca. Su magnitud fue de $M=7.4$, que es una de las más altas ocurridas dentro de la zona de subducción que afecta a la ciudad de México, en el lapso de vida del puente. Esta magnitud fue prácticamente la misma que la del sismo de la costa de Michoacán del 11 de

enero de 1997 (inciso 7.2.1), y con la misma distancia epicentral. De este sismo se cuenta con los registros de algunas variables geotécnicas, así como de las señales de aceleración registradas en el cajón de cimentación y en la trabe TA16, aunque no se dispone de acelerogramas en campo libre, ni a profundidad en pozo, ni en la superficie del terreno. No obstante, es de interés exponer los registros geotécnicos por la degradación observada en la carga de los pilotes de fricción. Esto sin duda está asociado a la gran intensidad de este sismo, como quedó de manifiesto en el capítulo 6. Llama la atención el lapso tan prolongado -poco más de cuatro y medio minutos- durante el que se registraron señales de las acciones provocadas por el sismo.

En las Figs. 7.14a y 7.14b se presentan los cargagramas registrados en los pilotes P14C y P40MS, respectivamente. En el primer caso sólo se tuvo registro durante 69 segundos, interrumpiéndose al parecer por falta de memoria en el registrador digital; deja ver sin embargo, que lo que podría considerarse como línea base no parece decaer conforme transcurre el ciclaje de la carga. Por el contrario, es muy notable que el pilote P40MS que inicia con una carga sostenida de aproximadamente 550 kN, al finalizar el sismo transmite tan sólo 412 kN. Representa la mayor reducción medida en la carga que transmite un pilote de la cimentación durante un sismo; la degradación alcanza un 25%. Además, se repite lo medido durante el sismo de Tehuacán, en el que ocurre concentración de cargas dinámicas en el centro del eje 11 de columnas -del lado donde se apoya la trabe central con el claro mayor del puente-. Las amplitudes dinámicas en los otros pilotes, incluso los del mismo eje 11, son similares a las del pilote P40; sin embargo, su degradación de soporte de carga es muy reducida. Pareciera que ello encuentra explicación al comparar la cantidad de pilotes que se reúnen hacia las orillas de ese eje 11, en comparación con los muy pocos que se localizan hacia el eje Z, ver Fig. 3.3.

Por lo que se refiere a las presiones en la interfaz losa-suelo, en las Fig. 7.15a y 7.15b se muestran las variaciones cíclicas que registraron las celdas de presión CP1 y CP2. Ocorre nuevamente que la losa reacciona armónicamente con las aceleraciones del cajón, al igual que sucede con las cargas sobre los pilotes y la presión de poro en el subsuelo. Así, se da el fenómeno de coparticipación de cargas entre pilotes y losa, conforme el sistema de cimentación sufre movimientos. Como se ha repetido en todos los sismos registrados, la presión vertical sobre la losa, además de acusar la variación cíclica, va exhibiendo un ligero pero claro y sostenido aumento. La celda CP1 cercana a la esquina nororiente pasó de 17.9 kPa antes del sismo, a 19.8 kPa cuando concluyó éste. El registro dinámico de la celda CP2 sólo cuenta con 69 segundos, al igual que la señal del pilote P14C, en virtud de que ambos sensores estaban conectados al mismo registrador digital.

En lo que concierne a la presión de poro dinámica desarrollada por la ocurrencia de este sismo, la Fig. 7.16a muestra lo registrado por el piezómetro ZD-2 colocado en el estrato arcillo-

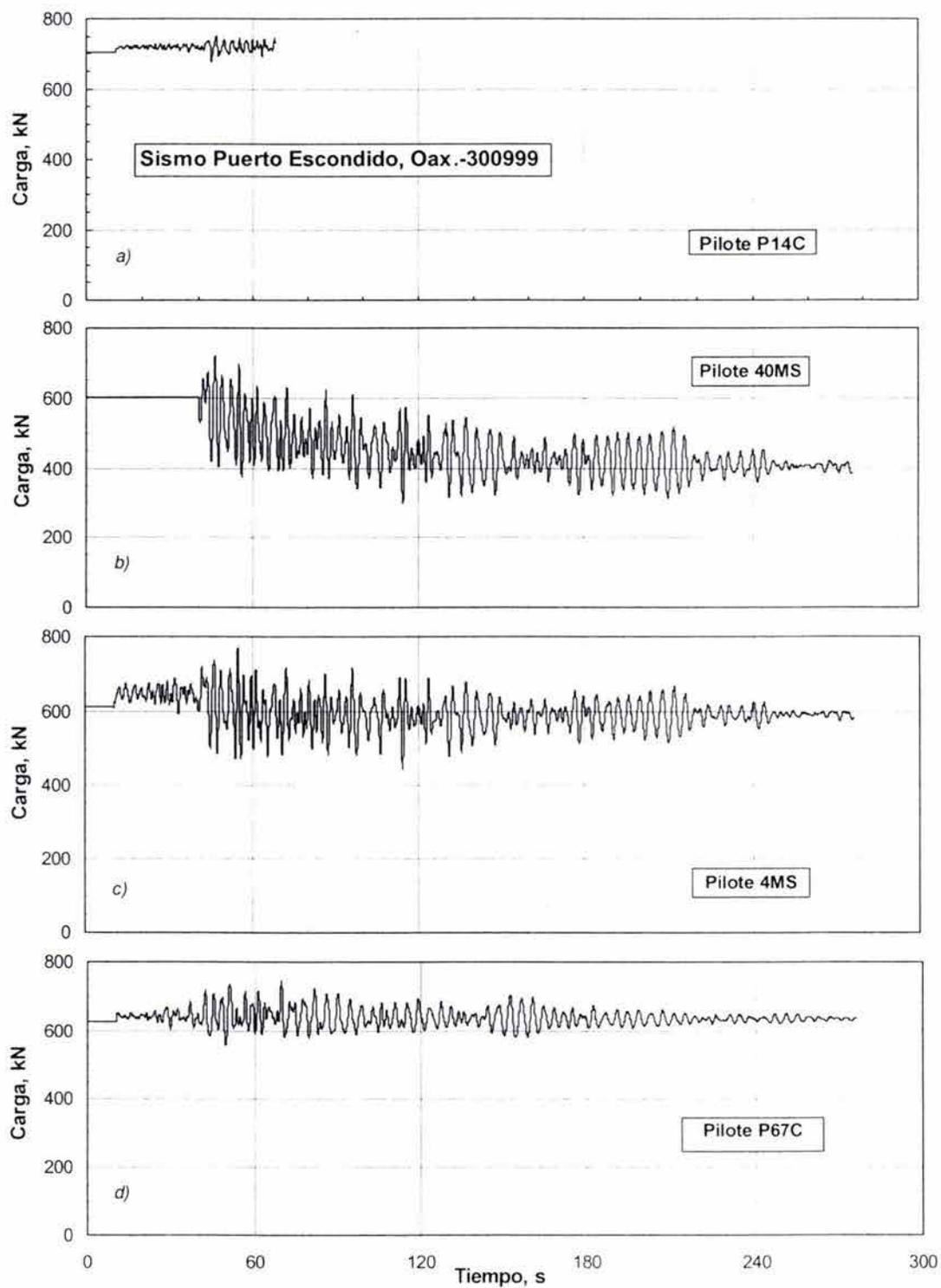


Fig. 7.14 Cargagramas en los pilotes durante el sismo de Puerto Escondido, Oax.-Septiembre 30, 1999, con reducción conspicua de la carga soportada por el pilote P40MS

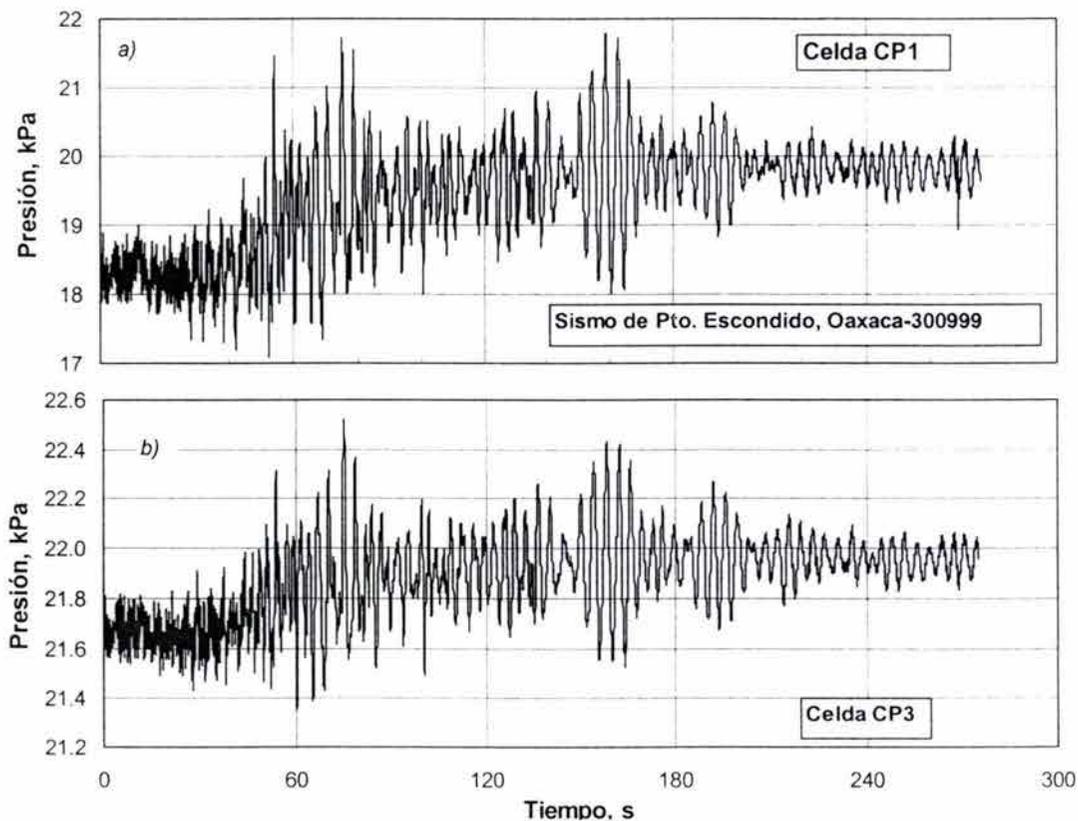


Fig. 7.15 Presiogramas en el contacto losa-suelo durante el sismo de Puerto Escondido, Oax. del 30 de septiembre de 1999

so a 10.2 m de profundidad. En la Fig. 7.16b se presenta la historia de presiones dinámicas en el agua de poro, en el estrato arcilloso a una profundidad cercana a la punta de los pilotes. Como en los sismos previos de magnitud similar, las amplitudes dinámicas resultan muy reducidas. La amplitud dinámica máxima en este piezómetro ubicado a 27 m de profundidad fue de 14.7 kPa, lo que representa apenas el 5.4% de la presión hidráulica previa al sismo. Obsérvese que incluso en estos estratos arcillosos, la presión de poro dinámica es totalmente transitoria, que oscila en fase con la respuesta del sistema cimentación-suelo y que no conserva ninguna presión residual al término del sismo. Se ratifica lo ya señalado con relación a los procesos de consolidación por presiones de poro inducidas por sismo. Pareciera que no son relevantes en la arcilla de la ciudad de México, dado que no se desarrolla presión de poro residual como resultado del ciclaje dinámico. Seguramente esta afirmación no se cumple en la inmediación del fuste de los pilotes, en donde se desarrolla alta presión de poro, como lo hemos constatado en modelos de pilotes de fricción hincados en el laboratorio en un suelo marino (Mendoza *et al.*, 2004) y donde consecuentemente, debe desarrollarse consolidación local posterior.

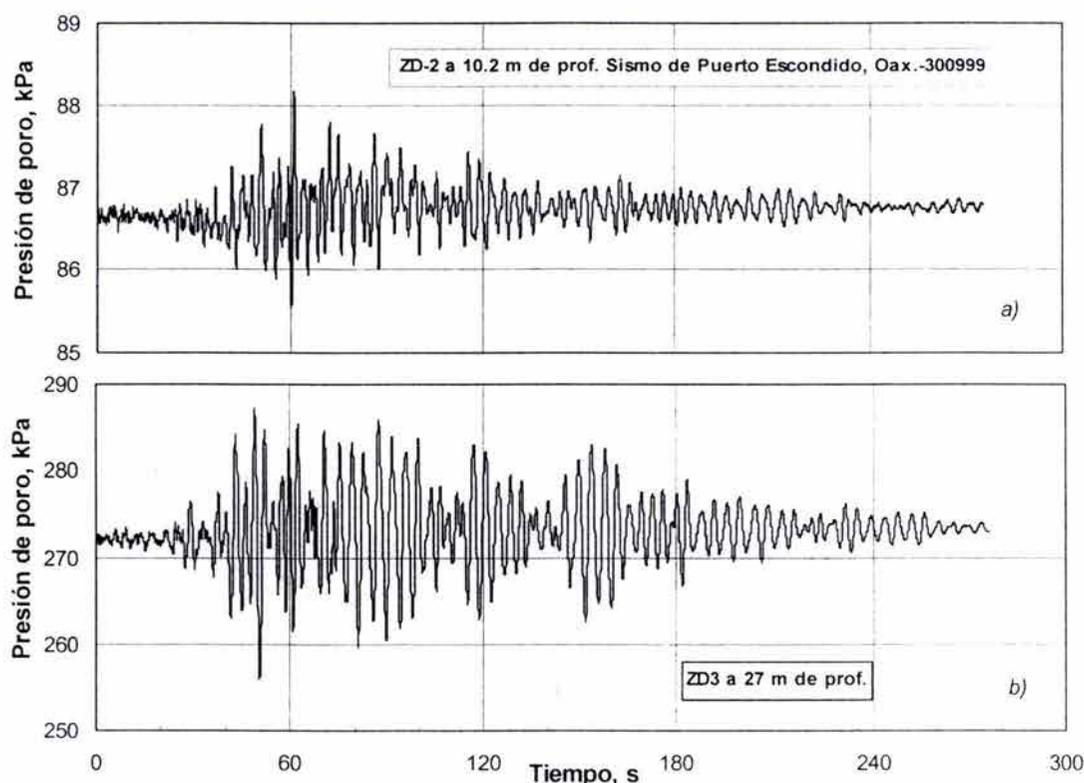


Fig. 7.16 Presiones de poro bajo la cimentación durante el sismo de Tehuacán-150699

7.3 Espectros de Fourier de las variables geotécnicas registradas y correlaciones con los registros acelerográficos

Como se señaló en el inciso anterior, las señales registradas por los transductores geotécnicos durante eventos sísmicos guardan gran similitud con las señales acelerográficas tratadas en el capítulo 6. Por los mismos motivos expresados para las aceleraciones máximas, las amplitudes máximas antes mostradas de cargas sobre los pilotes, de presiones en el contacto o de presiones de poro bajo la cimentación, deben complementarse con la información acerca del contenido de frecuencias, como punto de comparación precisamente con las características del movimiento del sistema suelo-cimentación-estructura. Así pues, para analizar las señales geotécnicas se ha recurrido al análisis de Fourier, como se hizo para las aceleraciones. Siguiendo con el mismo criterio que con los acelerogramas, no se incluyen aquí de manera exhaustiva los cargagramas o presiogramas de todos los sismos registrados, sino sólo los de los más intensos, o bien de los que aporten alguna información complementaria acerca de los patrones de comportamiento ante acciones sísmicas. Se exponen entonces en este inciso los rasgos distintivos de las señales aleatorias asociadas a las variables internas de la cimentación en estudio, revisando a través de

los espectros de Fourier correspondientes, las frecuencias dominantes de cargas sobre pilotes, presiones en el contacto losa-suelo y presiones de poro en el subsuelo.

En la Fig. 7.17a se muestra el espectro del registro de la carga en la cabeza del pilote P41 y en la celda media superior del pilote P4, para el sismo del 11 de enero de 1997; ambas señales exhiben ordenadas espectrales máximas para una frecuencia de 0.24 Hz, que es muy cercana a la frecuencia natural dominante del sitio. La ordenada espectral del pilote P4MS, ubicado bajo una columna del eje 11, es poco mayor a cinco veces la del pilote P41, situado en el eje longitudinal del puente, y en el eje 12; ello muestra las diferencias en las cargas a que son sometidos los pilotes, según su ubicación en planta, durante un sismo intenso.

Las presiones en el contacto medidas tanto en la orilla como en el centro de la cimentación, Fig. 7.17b con las celdas CP1 y CP2, respectivamente, muestran el pico máximo a la misma frecuencia de 0.24 Hz. Al igual que en el caso de las cargas sobre los pilotes, pero en términos de presiones en el contacto y para esta misma frecuencia, la ordenada espectral de la celda de orilla es del orden de cinco veces superior a la del centro.

En el espectro de la presión de poro se destaca un máximo a la frecuencia ya citada, Fig. 7.17c, e incluso un segundo pico con una frecuencia de 0.48 Hz.

A fin de comparar las características de las mismas variables geotécnicas para dos sismos diferentes, en la Fig. 7.18 se muestran los espectros de Fourier de las señales registradas el 11 de enero de 1997 y el 19 de julio de 1997. Se destacan picos muy claros, casi coincidentes para una frecuencia de poco menos de 0.29 Hz, cercana a la natural del sitio. Esto indica que la frecuencia dominante de aplicación de carga a los pilotes, de presiones de contacto losa-suelo y de presiones de poro está prácticamente definida por las características de vibración de la columna estratigráfica del lugar. En todos los sismos significativos posteriores, como se pondrá de manifiesto en otros espectros que se presentan, se distinguen ordenadas espectrales máximas alrededor de esa frecuencia dominante del sitio. Es destacable la similitud de las formas espectrales en cada sensor, para sismos diferentes. Se aprecia con claridad que las ordenadas máximas de las variables geotécnicas son mayores para el sismo del 11 de enero, 1997, en comparación con el del 19 de julio del mismo año; ello es reflejo de que la energía liberada por el primero es de un orden de magnitud mayor que la del segundo (ver Tabla 6.1 e inciso 7.2).

Resulta sin duda de interés comparar las aceleraciones registradas en la cimentación durante los eventos sísmicos, y sus correspondientes repercusiones en cargas sobre pilotes, presiones en el contacto losa-suelo y presiones de poro en el subsuelo; como ejemplo de ello se exponen en la Fig. 7.19 los espectros de Fourier correspondientes al sismo del 11 de enero,

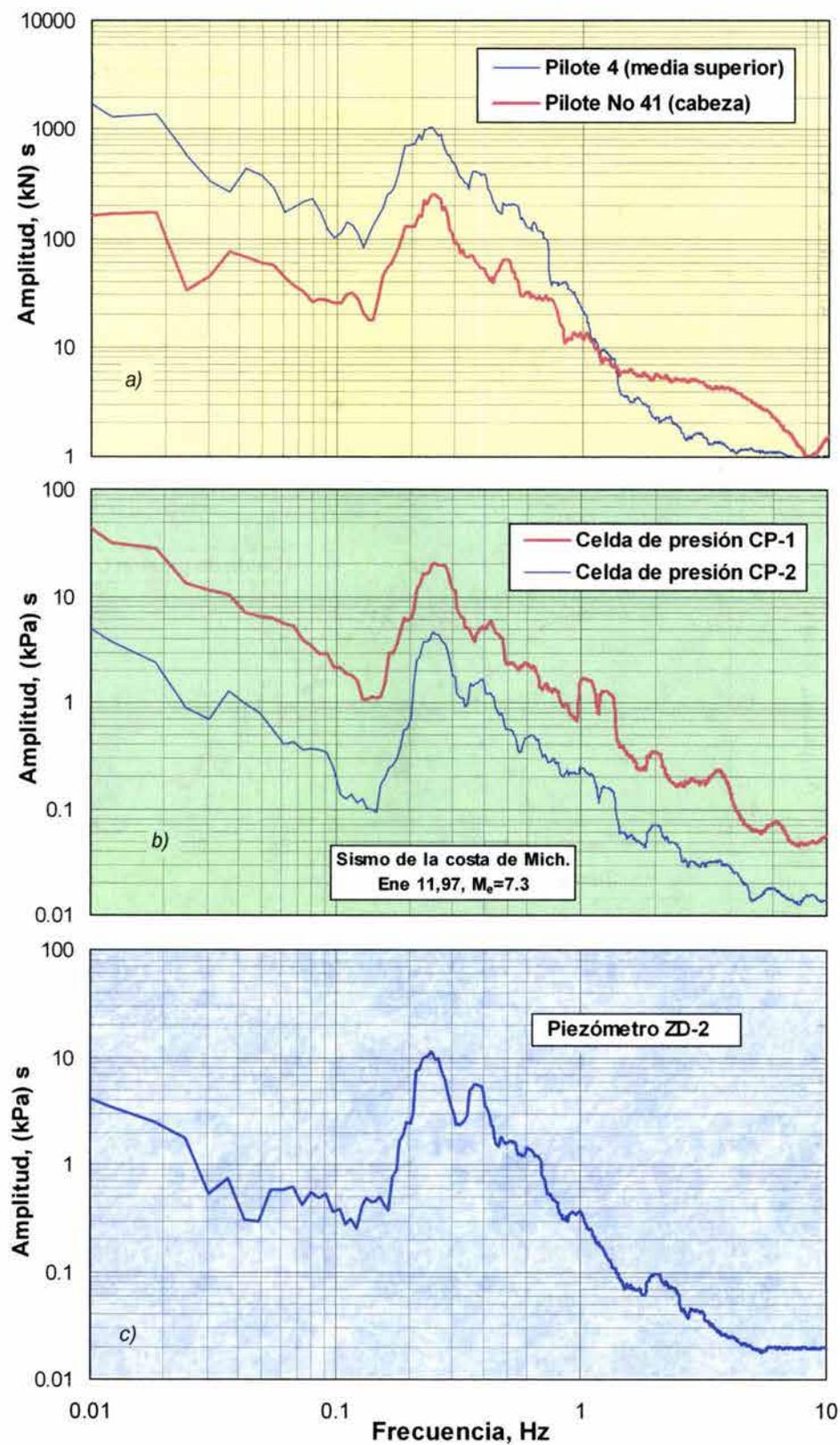


Fig. 7.17 Espectros de Fourier de las señales geotécnicas registradas durante el sismo de la costa de Michoacán del 11 de enero, 1997

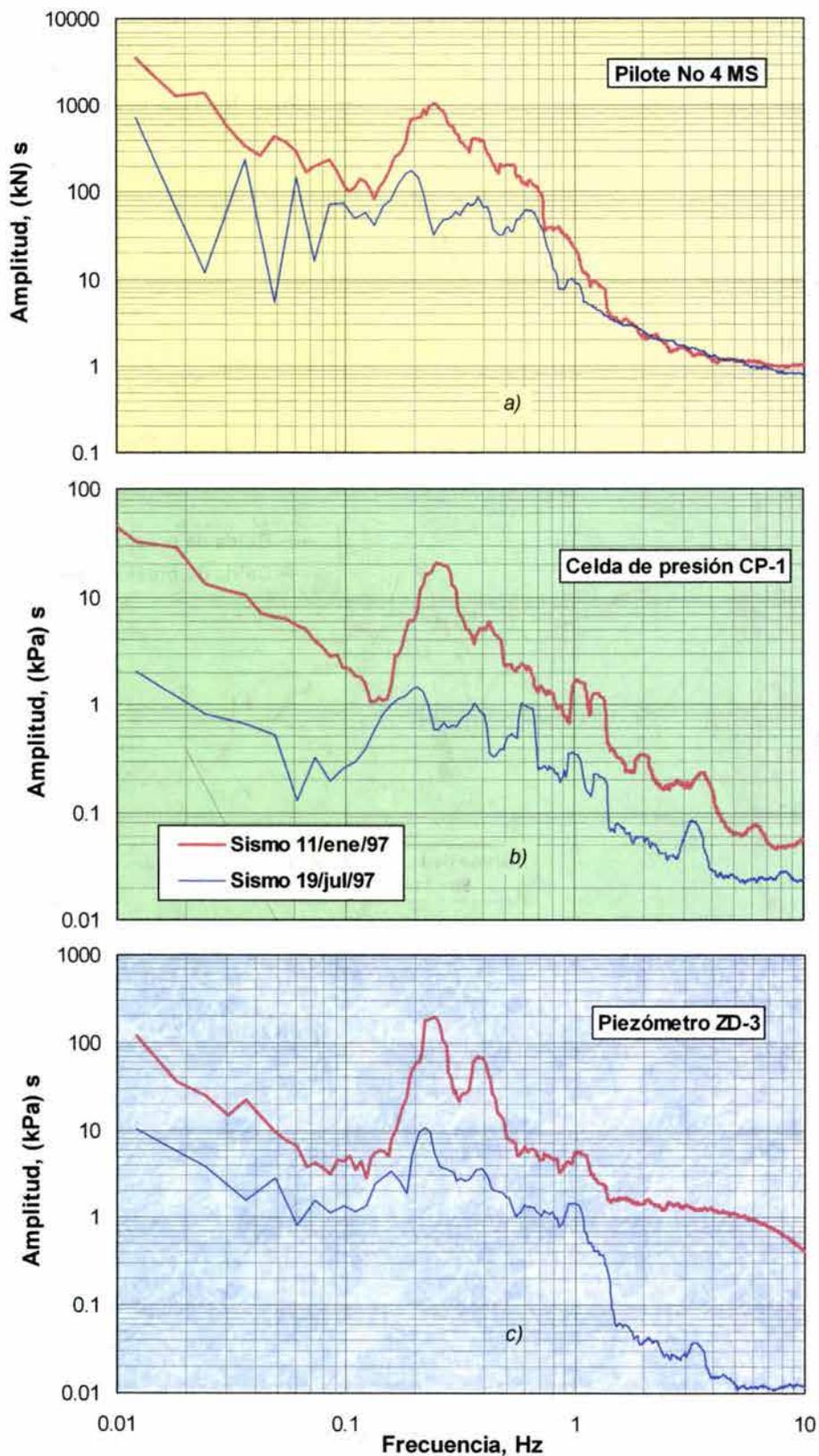


Fig. 7.18 Espectros de Fourier de las señales geotécnicas registradas con el mismo transductor durante dos sismos diferentes

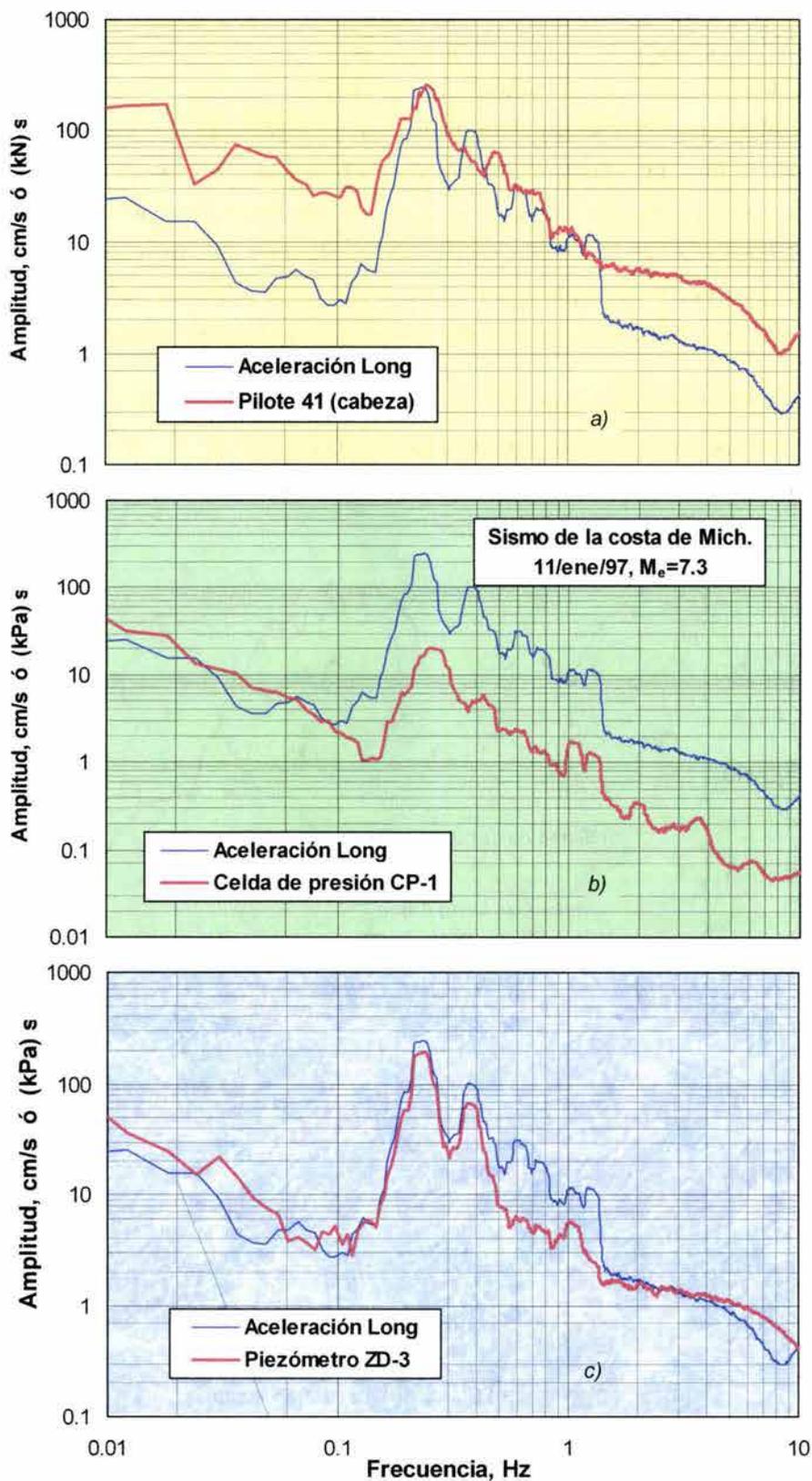


Fig. 7.19 Espectros de Fourier de las amplitudes de aceleración en el cajón de cimentación y los de las señales geotécnicas registradas durante el sismo del 11 de enero de 1997

1997. Con fines comparativos, sólo se ha tomado la aceleración en la dirección longitudinal al puente. Puede distinguirse con claridad la semejanza entre las formas espectrales de aceleraciones y variables geotécnicas; en algunos de ellos es notable su casi paralelismo. Esta información refuerza la idea de que las frecuencias dominantes del movimiento del sistema suelo-cimentación, coinciden con las que se manifiestan más significativamente las variables geotécnicas; las variables de estado oscilan prácticamente en fase con los movimientos de la cimentación. Este hecho se explica por la alta rigidez del cajón, lo que hace que las respuestas geotécnicas del sistema sean acordes al movimiento global de la cimentación.

Para ratificar las observaciones anteriores, se muestran los espectros de Fourier de variables internas geotécnicas, comparándolos con los de la aceleración del cajón de cimentación en dirección longitudinal, para otros dos sismos intensos diferentes. En la Fig. 7.20

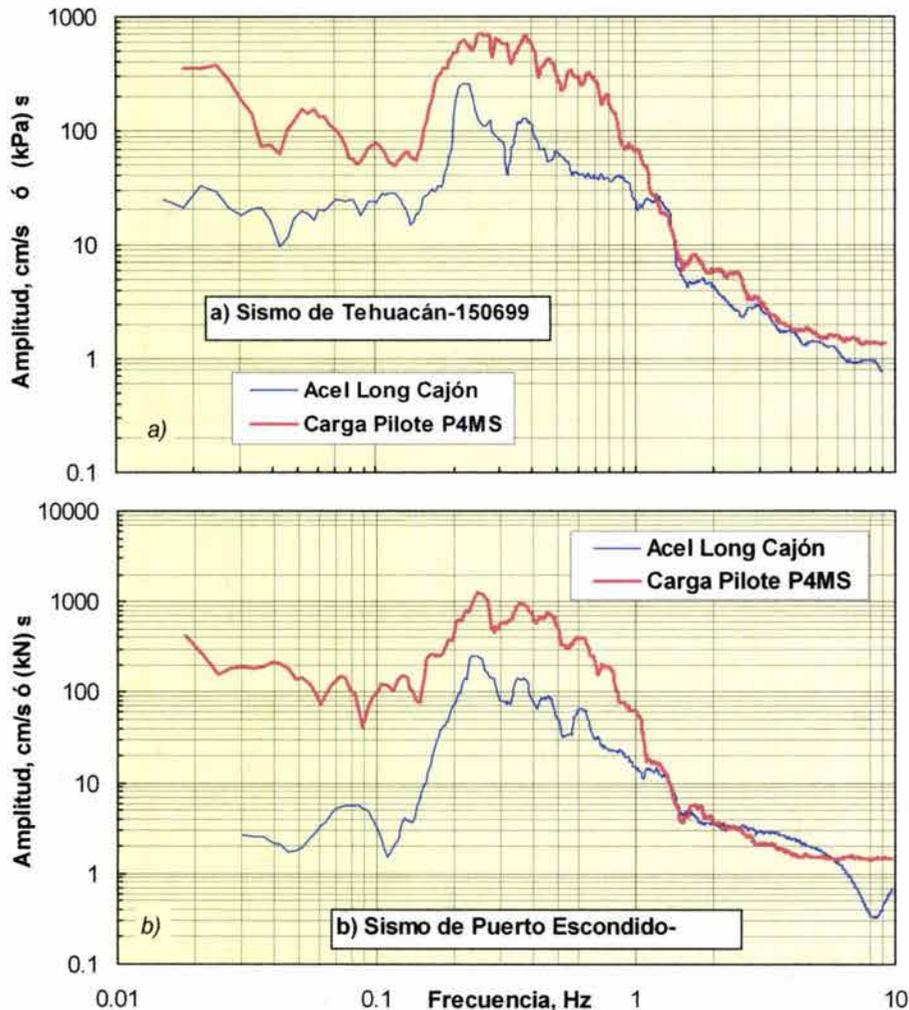


Fig. 7.20 Espectros de Fourier de las amplitudes de aceleración en el cajón de cimentación y las de carga sobre el pilote P4MS durante dos sismos diferentes

se presentan los espectros correspondientes a las amplitudes de las aceleraciones y a las cargas dinámicas sobre el pilote P4; la Fig. 7.20a pertenece al sismo de Tehuacán-150699, y la Fig. 7.20b corresponde al sismo de Puerto Escondido-300999. En ambos casos, las formas espectrales son parecidas, con un pico máximo a la misma frecuencia. Esta similitud entre las formas espectrales de aceleraciones y variables geotécnicas internas, se ha repetido sistemáticamente para todos los sismos registrados. Refuerza la idea de que las frecuencias dominantes del sistema cimentación-suelo, coinciden con las que responden las variables geotécnicas, lo que a su vez implica que dichas variables oscilan en fase con los movimientos de ese sistema.

Las Figs. 7.21a y 7.21b muestran los espectros derivados de las presiones en el contacto en la celda CP2 (cerca del eje 11), y de la aceleración tanto en dirección longitudinal como vertical del cajón, también para los sismos de Tehuacán y Puerto Escondido, respectivamente. Nuevamente, se distinguen formas espectrales similares, con un pico máximo a la frecuencia de 0.24 Hz. Llama la atención que para el sismo de Tehuacán, guarda mayor similitud el espectro de las presiones verticales con el de las aceleraciones longitudinales, que con el de la aceleración vertical. Esto ocurre para frecuencias bajas (menores que 1 Hz), pero para frecuencias superiores, se observa lo opuesto. Esto parece señalar que al aumentar la frecuencia, el contenido de éstas del presiograma tiene más influencia de las del componente vertical, el cual exhibe sus amplitudes mayores a frecuencias más altas que en el componente horizontal.

Finalmente, en la Fig. 7.22 se muestran los espectros obtenidos de las señales de la presión de poro dinámica, registradas por el piezómetro ZD3 localizado cerca de la punta de los pilotes, y de las amplitudes de aceleración longitudinal del cajón, para los sismos de Tehuacán y Puerto Escondido, respectivamente. Nuevamente, es notable la similitud en las formas espectrales de dos tipos de variables internas diferentes. Ratifica lo expresado anteriormente con base en las cargas sobre los pilotes y las presiones en la interfaz suelo-losa de cimentación.

Es muy clara la similitud entre las formas espectrales de las aceleraciones y las variables geotécnicas, guardando incluso un notable paralelismo en repetidas ocasiones; las discrepancias pueden deberse a la fuente sísmica diferente, direccionalidad y magnitud de cada temblor.

Los registros geotécnicos y sus espectros calculados parecen apuntar a que la respuesta de la masa de suelo durante los sismos hasta ahora soportados, ha sido lineal sin llegar a niveles de distorsión que llevaran a una degradación apreciable de su rigidez dinámica; sin embargo, no pueden soslayarse los asentamientos bruscos medidos debido a un sismo intenso, como fue el caso del temblor de Tehuacán. Dado el trabajo del pilote, y los mecanismos de transferencia que se apuntaron en el capítulo 5, no hay duda de que en el fuste de los pilotes suceden distorsiones tan altas que provocan la fluencia del suelo arcilloso en su entorno.

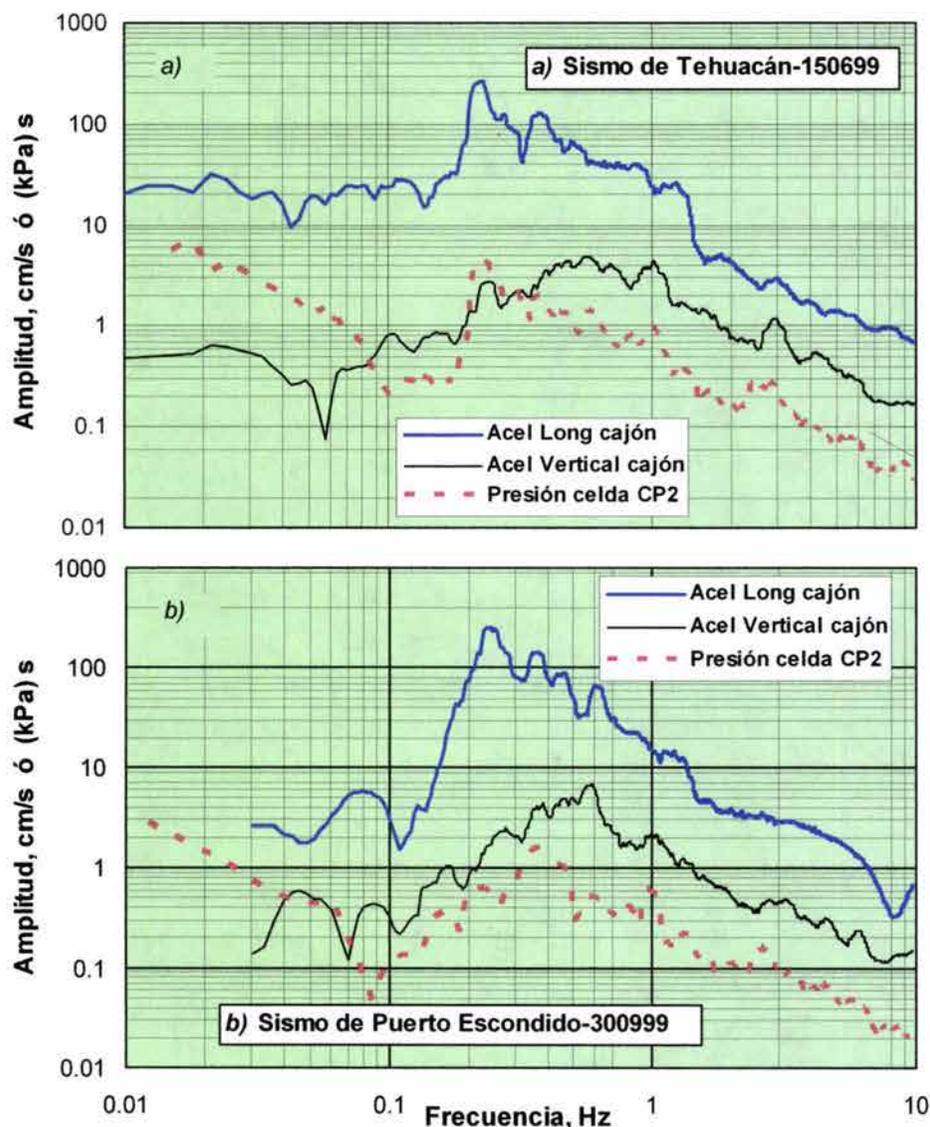


Fig. 7.21 Espectros de Fourier de las amplitudes de aceleración en el cajón de cimentación y las de presión en la interfaz losa-suelo durante dos sismos diferentes

Al concluir este inciso, es conveniente reiterar que las formas espectrales de las variables geotécnicas se han presentado con el espectro de la señal de aceleraciones en sólo una dirección, únicamente con fines comparativos. Es claro que durante un sismo, los incrementos dinámicos en las cargas sobre los pilotes, o los de presión de poro, por ejemplo, son resultado de los tres componentes ortogonales de las aceleraciones registradas en el cajón de cimentación. Se estimó conveniente involucrar cada vez el acelerograma con la mayor amplitud de sus pulsos.

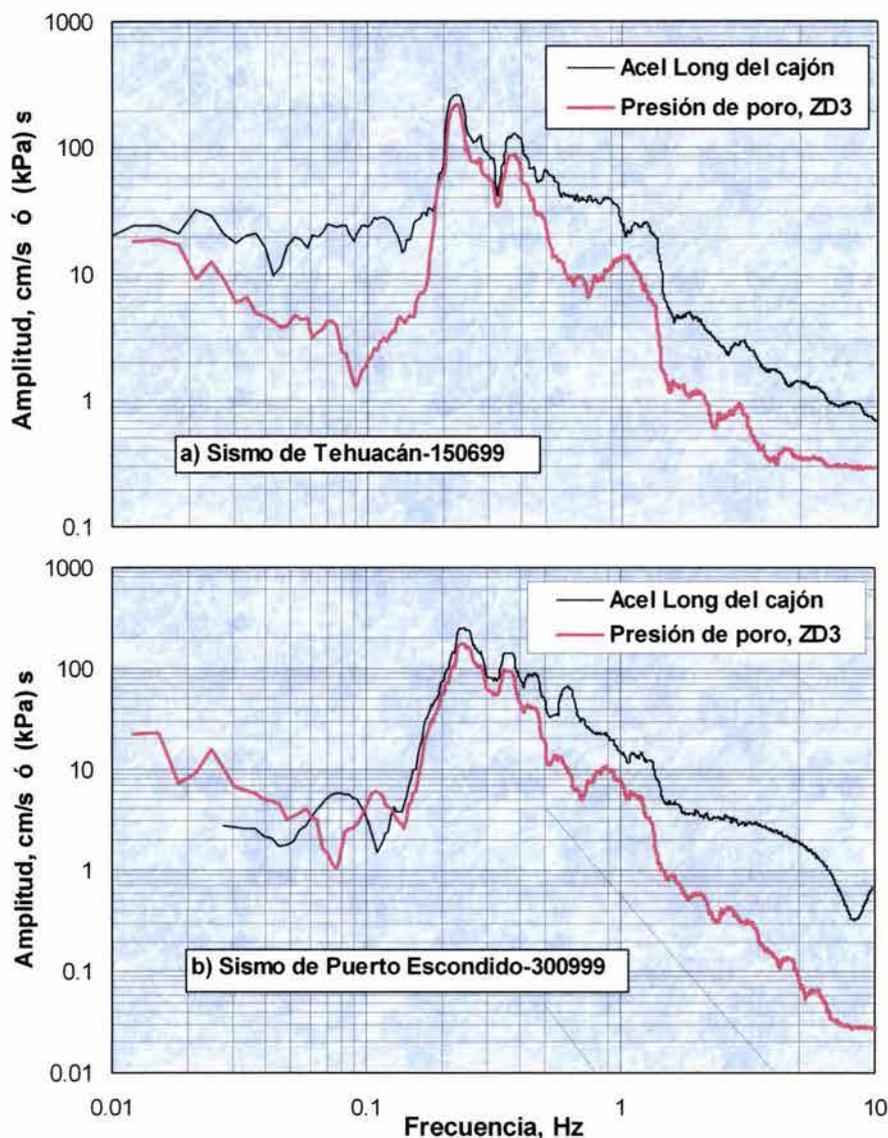


Fig. 7.22 Espectros de Fourier de las amplitudes de aceleración en el cajón de cimentación y las de la presión de poro en el suelo arcilloso (punta de pilotes), durante dos sismos diferentes

7.4 Evolución de las variables geotécnicas después de sismos intensos

Como ya fue mencionado, dentro del programa de monitoreo instaurado para este caso historia, se realizan lecturas periódicas de los sensores geotécnicos mediante registradores portátiles manuales, mismos que se utilizaron durante la etapa de construcción de la cimentación y la superestructura. Por lo tanto, se han podido conjuntar los datos a través del tiempo que arrojaron los registradores digitales inmediatamente antes de un sismo intenso, los que se grabaron

durante ese evento, y los medidos con los equipos portátiles, después del mismo. Se muestra enseguida de manera gráfica, la evolución de las variables geotécnicas medidas, cubriendo el antes, durante y después del sismo del 11 de enero de 1997.

7.4.1 Cargas sobre los pilotes

En la Fig. 7.23 se presenta la evolución de las cargas sobre los dos pilotes para entonces conectados al sistema de registro. Es clara la reducción que experimenta el pilote P4 para soportar las cargas dinámicas que impone el sismo de la costa de Michoacán, lo que ya se había mostrado y discutido (Fig. 7.1); posteriormente se distingue una recuperación de la carga pre-existente. Lo anterior podría explicarse a través de dos fenómenos que ocurren en la cercanía del fuste de los pilotes de fricción. Por una parte la presión de poro que se desarrolla en el suelo alrededor de los pilotes, como resultado de las solicitaciones dinámicas, debe disiparse a través del tiempo, induciendo un proceso de consolidación local y con ello ganando al menos parte de la resistencia perdida por las variaciones cíclicas de los esfuerzos cortantes. El otro fenómeno

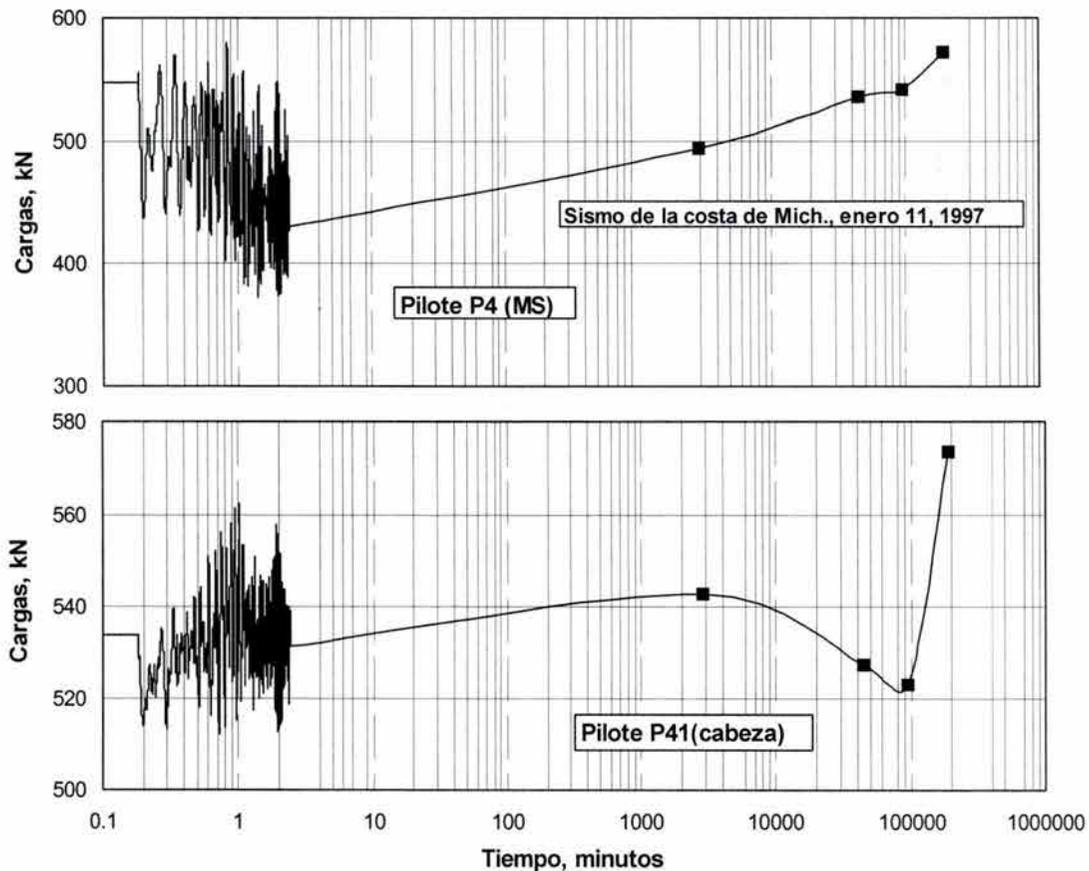


Fig. 7.23 Variación en las cargas de dos pilotes de fricción del apoyo No. 6 del puente Impulsora, antes, durante y después del sismo de la costa de Michoacán del 11 de enero, 1997

que podría estar asociado a la ganancia de resistencia y con ello a restituir la capacidad de carga de los pilotes es un fenómeno tixotrópico (Mitchell, 1993); esto es, a una disminución inicial de resistencia al esfuerzo cortante por remoldeo del suelo, en este caso provocado por el proceso cíclico, y luego su recuperación con el tiempo debido a cambios estructurales, una vez que cesan las distorsiones rápidas. El pilote P41 no acusa una reducción significativa de carga durante el ciclaje sísmico, aunque sí exhibe ganancia de carga después de varios meses, aunque antes exhibió una reducción inesperada de carga; debe recordarse la observación acerca de la ubicación en planta de los pilotes.

Pudo constatar que este fenómeno de recuperación de carga a través del tiempo sucede no sólo en los pilotes que se encontraban monitoreados automáticamente; en efecto, la Fig. 7.24 exhibe las fluctuaciones de carga medidos con los registradores portátiles de manera manual, en un periodo de seis meses de principios del año 1997, lapso en el que ocurrió el sismo de la costa de Michoacán. Apréciase que en la cabeza de todos los pilotes se detectó la disminución de sus cargas después del sismo, y posteriormente un aumento muy claro y sistemático, a través de unos cuantos meses, hasta alcanzar al parecer condiciones similares a las previas a este sismo intenso.

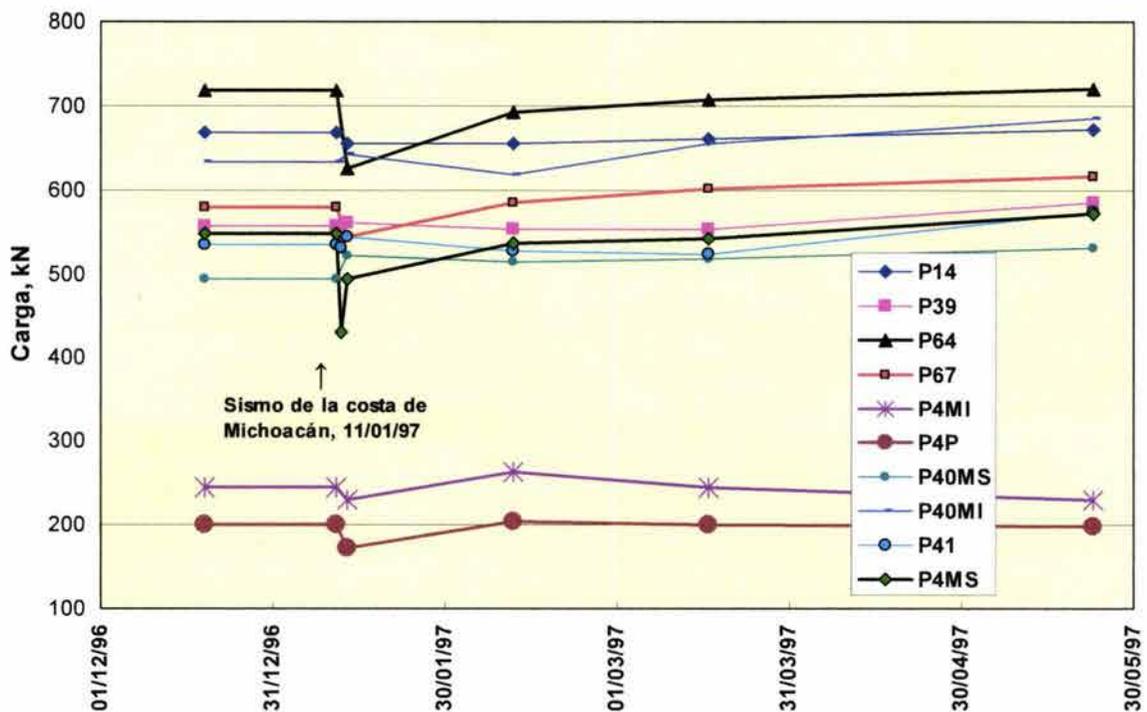


Fig. 7.24 Evolución de las cargas sobre los pilotes en el periodo diciembre de 1996 a mayo de 1997

7.4.2 *Presiones en el contacto losa-suelo*

La variación de la presión en el contacto losa-suelo registrada antes, durante y después del sismo del 11 de enero de 1997, se muestra en los gráficos semilogarítmicos de la Fig. 7.25. De manera sistemática se distingue un aumento de las presiones en el contacto durante la ocurrencia misma del sismo, lo que ya fue discutido. Mientras que los pilotes acusan una disminución de carga, la losa de cimentación en contacto con el suelo reacciona con una presión mayor; posteriormente, en la medida en que los pilotes recuperan su carga, la presión en la losa se ve aliviada. Esta transferencia de carga del pilote a la losa durante la acción del sismo, y de la losa al pilote después de que cesa éste, apoya la hipótesis de que ambos elementos estructurales no trabajan al cien por ciento al mismo tiempo. Quizá la explicación más plausible se encuentre en que la magnitud de la carga soportada por los pilotes y la losa depende del nivel de desplazamiento desarrollado. Para los pilotes es apreciablemente menor que para la losa. El aumento de la presión en el contacto a partir de la ocurrencia del sismo y su posterior reducción fueron ratificados con las lecturas de los indicadores portátiles, como se aprecia en la Fig. 7.26, reuniendo así las ocho celdas monitoreadas distribuidas en todo el área de desplante.

Se distingue entonces, al igual que en condiciones dinámicas al ocurrir un sismo, que bajo cargas sostenidas se da un mecanismo de coparticipación e interacción entre los pilotes de fricción y la losa de cimentación. La instrumentación acusa con claridad y de manera sistemática que si los pilotes reducen su capacidad de soporte, la losa tiene una mayor participación en la carga impuesta. Posteriormente, en la medida que ocurre la consolidación local y sucede una restructuración del arreglo o trama de los conjuntos o ensambles de partículas arcillosas, los pilotes recuperan su capacidad de carga, y al hacerlo, reducen las sollicitaciones de presiones en el contacto.

Es importante señalar que las presiones en el contacto inducidas por los sismos se mantienen por debajo de la presión total al nivel de desplante del cajón, que se tenía antes de la construcción de la cimentación. Sin lugar a dudas, este aspecto es de gran importancia para un comportamiento conveniente de un sistema de cimentación combinado como éste. En efecto, dada la condición normalmente consolidada de estos sedimentos jóvenes, mientras no se rebasen estados de esfuerzos efectivos en la masa de suelo correspondientes a la condición original de esfuerzos *in situ*, ésta no se plastifica, la condición de falla es lejana y las deformaciones están acotadas a valores relativamente reducidos.

7.4.3 *Presiones en el agua del subsuelo*

En la Fig. 7.27 se muestran los cambios registrados a través del tiempo, de la presión del agua a diferentes profundidades del subsuelo bajo la cimentación, alrededor de la fecha en que ocurrió

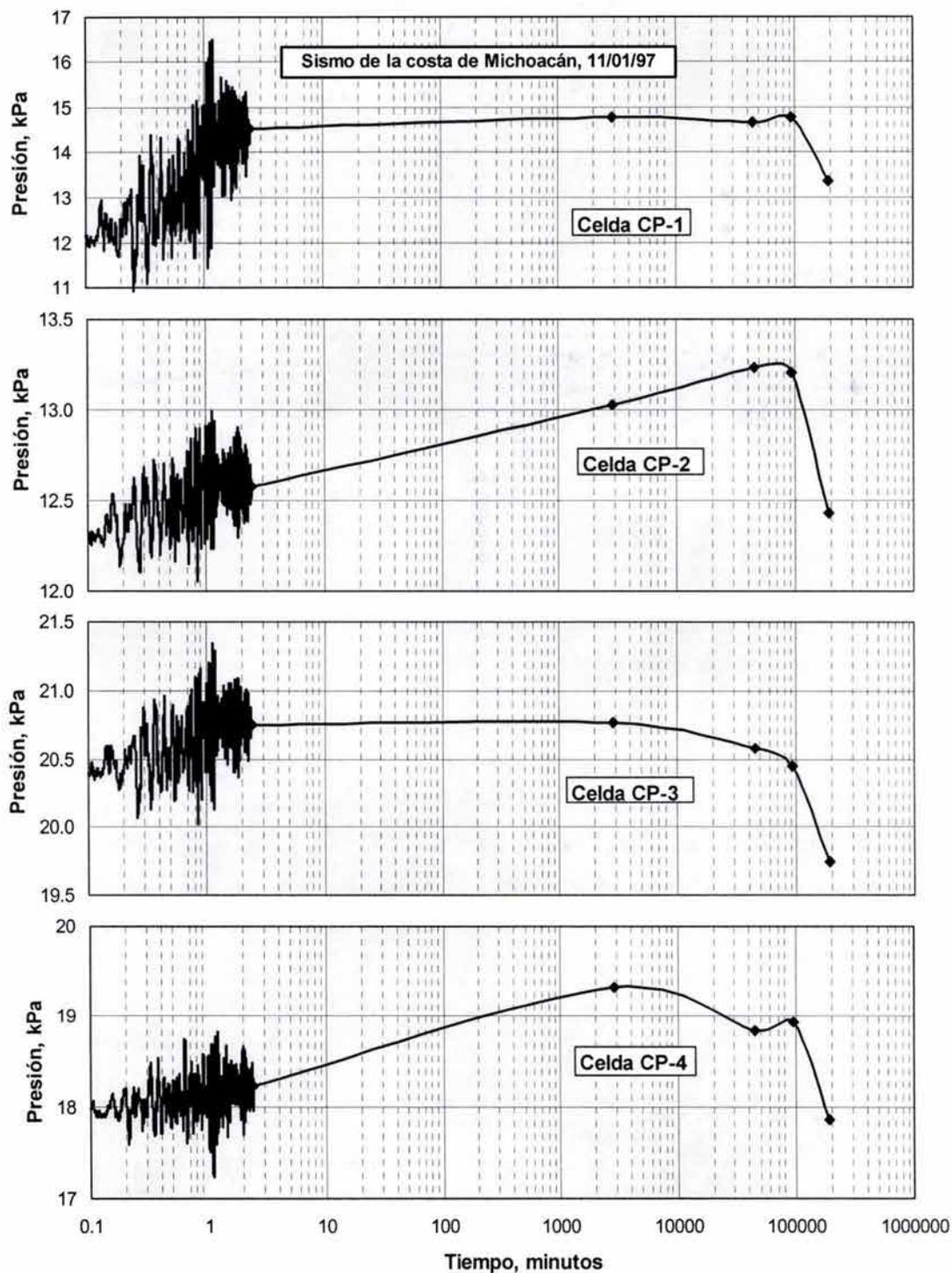


Fig. 7.25 Variación de la presión en la interfaz losa de cimentación-suelo, antes, durante y después del sismo en la costa de Michoacán del 11 de enero de 1997

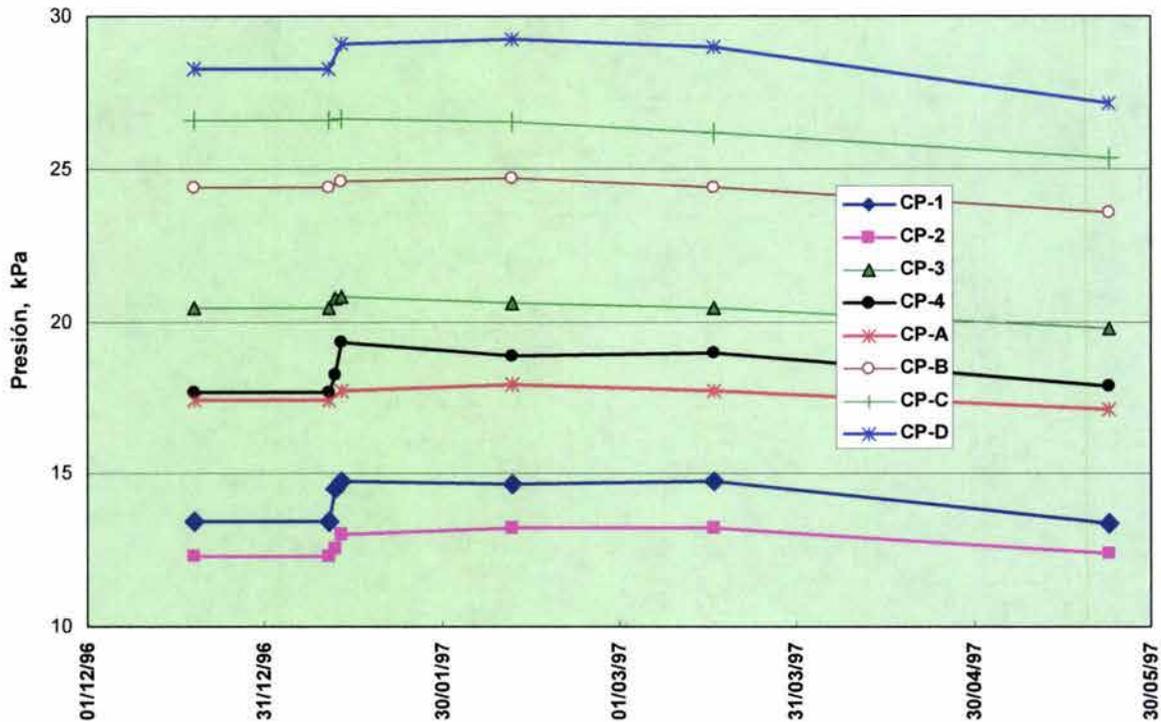


Fig. 7.26 Evolución de las presiones en el contacto losa de cimentación-suelo en el periodo diciembre de 1996 a mayo de 1997

el sismo de la costa de Michoacán del 11 de enero de 1997. Corresponden a un estrato arenoso situado a 4.5 m por debajo del desplante del cajón, y a otras dos profundidades (10.2 y 27.0 m) en las que se alojaron los piezómetros en estratos arcillosos (sin bulbo granular). Los cambios en la presión de poro en el estrato arenoso durante el sismo son muy pequeños, correspondiendo tan sólo a unos cuantos centímetros de columna de agua. La variación de la presión de poro en las capas arcillosas es mayor, como ya se expuso en el inciso 5.3, y corresponde al piezómetro ubicado casi al nivel de la punta de los pilotes. Es interesante observar que estos aumentos y decrementos dinámicos en la presión de poro son transitorios, variando en fase con la respuesta del sistema suelo-cimentación, y que no dejan presiones remanentes, una vez que concluye un sismo. Al no desarrollarse incrementos de presión de poro por la acción dinámica, no ocurren procesos significativos de consolidación en la arcilla de la ciudad de México asociados a los sismos; aunque debe repetirse que seguramente esta afirmación no es cierta en la vecindad del fuste de los pilotes.

En términos generales, las tendencias en las evoluciones de las variables medidas para el sismo de enero de 1997, se repiten para el sismo de julio de ese mismo año, desde luego en menor cuantía, dado que se trata de un sismo con una intensidad menor.

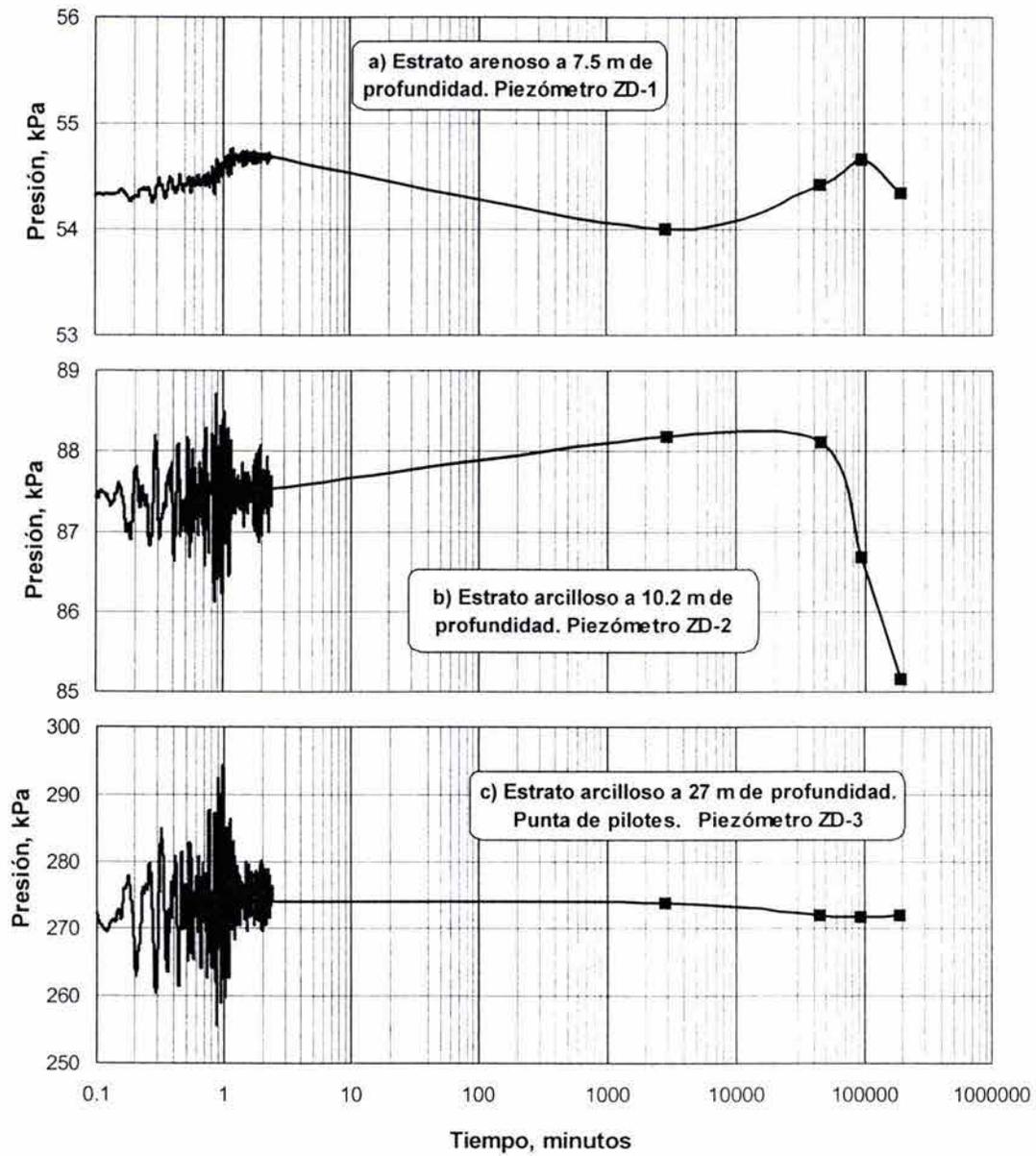


Fig. 7.27 Variación de la presión de poro bajo la cimentación, antes, durante y después del sismo en la costa de Michoacán del 11 de enero de 1997

Capítulo 8

COMPARACIÓN ENTRE MEDICIONES Y PREVISIONES

En los capítulos 3 a 7 se describió la cimentación en estudio, así como su comportamiento observado a corto y largo plazos, incluyendo eventos sísmicos, con base en el monitoreo de las variables geotécnicas internas y sísmicas. En este capítulo se discutirán dichas mediciones y comportamiento, a la luz ahora de las previsiones que el estado actual de la práctica permite, ya sea *a priori* o *a posteriori*. Esto es, comparando lo medido mediante la instrumentación con lo que calcularon o asumieron los diseñadores de la cimentación; o bien, con los resultados que se derivan de algunos análisis que forman parte de este estudio. Esta parte dista mucho de ser exhaustiva, toda vez que el alcance de la tesis no comprende precisamente esos aspectos, y los análisis por ellos realizados para hacer previsiones fueron limitadas. Por ello, sólo para ciertos análisis y condiciones es posible exponer las teorías o métodos en que se hayan basado para anticipar comportamientos, así como sus hipótesis simplificadoras y discrepancias con condiciones reales. La verificación entre los valores medidos y calculados puede alcanzarse únicamente con datos de campo confiables, y con programas de análisis que modelen el comportamiento real del sistema de cimentación. Esta tesis sólo aporta comparaciones y análisis preliminares que pueden ser indicativos de estudios adicionales deseables. Las mediciones efectuadas proporcionan información valiosa para comprender el comportamiento de este tipo de cimentación en nuestro medio, pero es apenas un caso; sin duda, debería haber ya otras cimentaciones instrumentadas para redondear el conocimiento sobre su comportamiento. El estado del arte al respecto tiene la tarea de desarrollar los medios analíticos y numéricos para simular los diversos fenómenos observados, para luego trasladarlos a la práctica ingenieril.

8.1 Proporción de la carga soportada por pilotes y losa de cimentación, y enfoques de diseño

La carga total del Apoyo No. 6 debida a la superestructura y a la cimentación (incluyendo el peso de los pilotes) es de 45.63 MN. Una suposición implícita de los diseñadores fue que la presión sobre el contacto losa-suelo sería justamente igual al esfuerzo total original *in situ* al nivel de desplante de la losa de cimentación, en virtud de que el peso del material excavado para desplantar el cajón fue descontado del peso total; consideraron que la carga restante sería soportada por la cabeza de los pilotes y transmitida por éstos al suelo que los circunda.

La fuerza media registrada en la cabeza de los pilotes instrumentados, excluyendo la del pilote P40, era de 97.2 kN el 24 de octubre de 1995, fecha correspondiente a una condición en la que los pilotes todavía no recibían cargas externas, aunque con sus celdas precomprimidas y con posibles esfuerzos residuales resultantes del hincado. El 16 de julio de 1996, cuando el puente se abrió al tráfico, el valor medio de las fuerzas registradas en los pilotes instrumentados era de 613.3 kN. Así, la fuerza neta registrada debida a las cargas externas aplicadas era la diferencia: 516.1 kN. Esta carga media unitaria multiplicada por los 77 pilotes determinaba que la reacción global de los pilotes ascendiera a 39.74 MN. Por otra parte, la integración de los contornos de equipresiones en el contacto losa-suelo alcanzaba en la misma fecha un valor de 7.0 MN. Por tanto, las reacciones de pilotes y losa sumaban un total de 46.74 MN, cantidad muy similar a la carga total de 45.63 MN actuante sobre el Apoyo No. 6. Esta pequeña diferencia podría explicarse al considerar que sólo 19 de los 77 pilotes caen bajo los ejes de columnas, donde se encuentra la mayoría de los pilotes instrumentados y también donde ocurre cierta concentración de cargas por la descarga de las columnas.

Así pues, el contacto losa de cimentación-suelo contribuye a soportar el 15% de la carga total, al abrirse el puente al tráfico en julio de 1996. Un primer hecho que llama la atención es que la presión medida sobre la interfaz losa-suelo representa el 70% del esfuerzo vertical total existente al nivel del desplante del cajón, antes de la excavación, y no el 100% considerado en el diseño. Dicho 70% del esfuerzo total, coincide con el criterio de Hansbo y Jendebý (1983), quienes estiman que para arcillas normalmente consolidadas debe asumirse como contribución de la losa de cimentación del 70 al 80% del esfuerzo vertical total preexistente al nivel del desplante.

Se ha podido comprobar que la contribución de una losa para soportar las cargas aplicadas varía durante la construcción (Richard, 1985), y crece conforme la arcilla posee una relación de preconsolidación (OCR) mayor. Cook y coautores (1981) mencionan que en presencia de arcillas duras, una losa de cimentación recibe del 25 al 40% de la carga total del

sistema al concluir la construcción. Para una arcilla marina con un OCR de 2, Yamashita y Kakurai (1991) reportan que la carga soportada por la losa fue del 49% del peso total hacia el fin de la construcción, y un año después se había reducido a 44%; esto es, los pilotes habían ganado carga. Por el contrario, para formaciones arcillosas muy blandas, la rigidez del grupo de pilotes es apreciablemente mayor que la que corresponde al contacto losa-suelo, y la respuesta del conjunto está dominada precisamente por los pilotes de fricción. Es posible que la arcilla de la ciudad de México sea el caso extremo en el que por ser un depósito joven, muy blando, y normalmente consolidado, véase el Anexo A, la reacción de la losa es muy reducida.

La variabilidad con el tiempo antes observada por los japoneses, pudo constatarse en nuestro caso, Fig. 5.15; en efecto, apréciase que la contribución del contacto era de 20.9 kPa el 16 de octubre de 1996, y pasó a 18.4 kPa el 16 de noviembre de 2001; después de siete años y medio (4 de febrero, 2004) de iniciada la operación del puente, la presión media en el contacto era de 17.5 kPa. Por el contrario, es bien claro el aumento que han alcanzado los pilotes durante este lapso, Fig. 5.12; de los 613.3 kN al inicio de la operación del puente, para las dos fechas anteriores, se registraron cargas medias en los pilotes de 673.8 kN y 690.5 kN, respectivamente. En esta disminución de presiones en el contacto y de aumento de cargas sobre pilotes prevalece el incremento de carga sobre el conjunto, lo que se asocia a la presencia constatada de agua en los cajones de cimentación. Como es usual en las cimentaciones mixtas de la ciudad de México, la previsión de estanqueidad en el diseño no se cumplió en la realidad.

Debe reconocerse que una cuestión clave en el diseño de una cimentación combinada (Zeevaert, 1973; Jendeby, 1984; Reul y Randolph, 2004) es la definición de la proporción relativa que soportan losa y pilotes. Es claro que las propiedades mecánicas del terreno de apoyo determinan esa proporción, como fue reconocido en párrafos anteriores. Otro factor que influye en esa relación es el procedimiento de construcción; en efecto, considerando los resultados de nuestro caso, cuando la losa se construye inmediatamente después de que se completa la excavación, es la losa la que inicialmente soporta las cargas (véanse las Figs. 5.3 y 5.6). Al proseguir la carga, los pilotes hacen prevalecer su mayor rigidez, y empiezan a soportar las cargas adicionales. Es de esperarse que si el peso de la subestructura se traduce en esfuerzos que alcancen el esfuerzo de preconsolidación, el módulo de deformación del suelo se reduciría drásticamente; y entonces, con mayor razón los pilotes serían demandados para soportar esas cargas. En efecto, Jendeby (1984) ha encontrado, con base en la observación de varios casos, que el procedimiento de construcción influye fuertemente en la manera en que se comparten las cargas impuestas. Coincide con las observaciones antes expresadas, aunque también muestra un caso contrario al de nuestra experiencia, en el que toda la carga la recibieron los pilotes, explicando que se debió a que la excavación fue dejada abierta por mucho tiempo antes del

colado de la losa, permitiendo que se desarrollara toda la expansión, además de que indica que los pilotes contaban con un factor de seguridad muy alto.

A fuerza de asegurar que trabaje la losa en una cimentación mixta cajón-pilotes, los pilotes deben penetrar o fluir constantemente, lo que implica que deben diseñarse para estar bajo un estado de fluencia continua. Así se asegura que haya un esfuerzo de reacción en el contacto y que se maximice la capacidad de carga de los pilotes al no desarrollarse fricción negativa en un medio, como el nuestro, sometido a consolidación regional. Sin embargo, este enfoque es insostenible cuando a las condiciones normales de trabajo por cargas sostenidas, el sistema debe soportar las cargas accidentales por sismos intensos. Debe acotarse que estos señalamientos corresponden y son válidos para un depósito normalmente consolidado, como el que nos ocupa, para el que incrementos considerables de esfuerzo provocados por los momentos de volteo sísmico aplicados por la losa al suelo de apoyo, le provocarían deformaciones plásticas irreversibles, y con ellas asentamientos y desplomos bruscos a la estructura en cuestión; el límite obviamente sería la capacidad de carga última de la losa.

Bajo condiciones de trabajo, Zeevaert (1973) plantea el equilibrio considerando que la carga aplicada Q_b por área tributaria por pilote tiene como reacción una presión en el contacto, q_a , más el aporte último del pilote dado por la punta, Q_{pu} y por la fricción, PF , en toda la longitud d del pilote respectivo; esto es:

$$Q_b = q_B \bar{a} = q_a \bar{a} + Q_a \quad (8.1)$$

$$Q_a = Q_{pu} + (PF)_d \quad (8.2)$$

en donde q_B es el esfuerzo medio de la edificación y a es el área tributaria por pilote, de donde:

$$q_B = q_a \left[1 + \frac{Q_a}{q_a a} \right] = q_a [1 + R_q] \quad (8.3)$$

Así resulta que Q_a es la carga media de trabajo de los pilotes y q_a la presión media de trabajo de la losa de cimentación, asumiendo una distribución uniforme de pilotes. Al cociente R_q , Zeevaert (*op. cit.*, p 396) le llama cociente de carga pilote-suelo, y señala que para cimentaciones compensadas con pilotes de fricción, los mejores resultados pueden alcanzarse si $1 < R_q < 4$, con tal de que los esfuerzos en la masa de suelo sean totalmente compensados. Adicionalmente, establece que tratándose de suelos preconsolidados, el esfuerzo efectivo σ_z en cualquier profundidad bajo el desplante no debe exceder el valor límite siguiente:

$$\sigma_z \leq \left[\sigma_{0z} + \frac{1}{2} (\sigma_{bz} - \sigma_{0z}) \right] \quad (8.4)$$

donde σ_{0z} es el esfuerzo efectivo debido al peso sobreyacente de los sedimentos, y σ_{bz} es el esfuerzo de preconsolidación, el cual corresponde al quiebre en la curva de compresibilidad representativa del estrato en cuestión. Al respecto, Jendeby (*op. cit.*) plantea incluso como límite de la presión en el contacto al propio esfuerzo de preconsolidación.

En nuestro caso, el valor que alcanza el cociente R_q es de 5.52, que hace ver la mucha mayor contribución de los pilotes en comparación con la participación de la losa. Con esta cantidad que cae fuera del intervalo antes mencionado, queda bien ilustrado el enfoque de diseño, ya que no se trata de una cimentación totalmente compensada, sino que su soporte depende primordialmente de la capacidad de carga del grupo de pilotes. Se puntualiza entonces que los pilotes de fricción de la cimentación en estudio no son meramente para reducir asentamientos, sino que resultan la fuente principal de sustento del puente. No obstante, como se ha constatado en el capítulo 7, la losa juega un rol significativo durante eventos sísmicos de baja a mediana intensidad. Luego entonces, el criterio de diseño adoptado no cae en ninguno de los dos enfoques de diseño reconocidos en el capítulo 2, inciso 2.1, como tampoco satisface el criterio (Auvinet y Reséndiz, 1991) relativo al factor de seguridad que debe cumplir la combinación de cargas permanentes y sísmicas en una cimentación mixta.

Por lo antes expuesto, el sustentante concluye que con fines de diseño, la presión que debe adoptarse como contribución de una losa de cimentación en los suelos blandos normalmente consolidados de la ciudad de México, no debe exceder del 80% de la presión efectiva al nivel del desplante, más la subpresión respectiva atendiendo al nivel freático; desde luego, para que esto último pueda darse, es indispensable asegurar la total estanqueidad del cajón de cimentación. Puede afirmarse que en el caso bajo estudio, el procedimiento que fue adoptado para impedir el paso del agua a las celdas del cajón mediante una membrana plástica (polietileno de 3 mm de espesor) que envolvió totalmente a éste, no fue exitoso. Los cortes que se practicaron a la membrana para pasar las varillas de los pilotes descabezados cuando ésta se tiende sobre la plantilla, son sin duda francas vías para que el agua ingrese al cajón. Otro problema resultó del hecho de llevar precortados esos huecos, según dimensiones de proyecto; es bien sabido que la posición real de la cabeza de los pilotes difiere de la ubicación de proyecto. El termosellado no fue capaz de subsanar todas las discontinuidades; las fisuras siempre presentes en el concreto permiten finalmente la inundación de las celdas de cimentación. Para alcanzar el objetivo de que no se acumule agua en un cajón, parece indispensable rellenar totalmente sus celdas con materiales ultraligeros (Yasuhara, 2001), tales como el poliestireno. En nuestro medio, Romo (2001) ha propuesto el empleo de pilas de envases roscados de refresco, desde luego vacíos, por ejemplo de un par de litros; el posible uso de estos envases del termoplástico PET resulta atractivo y económico, ya que podrían incluso ser materiales de desecho.

8.2 Capacidad de carga de los pilotes de fricción

8.2.1 Capacidad de carga última

La capacidad de carga última que estimaron los diseñadores para un pilote fue $Q_{ut} = 792.2$ kN, de la que $Q_{uf} = 675$ kN fueron calculados como contribución por fricción en el fuste, involucrando los resultados de las pruebas triaxiales UU presentadas en el Anexo A. Recurrieron a la práctica usual en la ciudad de México de adoptar la resistencia no drenada de la arcilla inalterada para calcular el aporte por fricción del área lateral del pilote en términos de esfuerzos totales, aunque sin reconocer que se trata de un análisis Tipo Alfa –ver capítulo 2, inciso 2.1–. En efecto, atendieron a la ecuación 2.5 que señala de manera simple, que la capacidad última por fricción está dada por el valor medio de la resistencia no drenada de la arcilla circundante, multiplicado por el área del fuste (27.4 m de longitud del pilote y 2.0 m de perímetro). A su vez, calcularon la capacidad de carga última por punta atendiendo al área transversal del pilote y a la resistencia unitaria última, expresada en la ecuación 2.6, considerando una condición no drenada con $c_u = 12.75$ kPa, $N_c = 7$, $N_q = 1$, y esfuerzo vertical total en la punta de 379.4 kPa; ello determinó, $Q_{up} = 117.2$ kN.

A juzgar ahora por los resultados medidos del caso que se documenta aquí, puede afirmarse que el modelo de comportamiento arriba comentado tiene una omisión; ello conduce a sobrestimar la contribución de la fricción a la capacidad de carga última. La adherencia-fricción en el fuste de los pilotes no alcanza a desarrollar la resistencia no drenada máxima de la arcilla en su condición inalterada original, obtenida con ensayos triaxiales UU. Lo antes señalado coincide con antecedentes medidos en otros casos a escala natural (Jendeby, 1984; Hansbo y Jendeby, 1983), con el enfoque de otros modelos de comportamiento (Zeevaert, 1972; API, 2000), y con los resultados experimentales que se reiteran enseguida, relativos a la velocidad de deformación, resistencia residual, resistencia en interfaces arcilla-concreto y a la no simultaneidad de la contribución máxima de la resistencia en los diversos estratos.

Es un hecho comprobado con las mediciones en el caso estudiado, y es por tanto una conclusión importante de éste, que la resistencia adherencia-fricción en el fuste de los pilotes resulta una fracción de la resistencia no drenada inalterada; pudo verificarse que un coeficiente α que establecería el cociente entre estas dos resistencias, adquiere un valor de **0.74**, resultado de la división entre las fuerzas 497 kN y 675 kN, que son las contribuciones por fricción medida y prevista, respectivamente. Es opinión del sustentante que lo anterior obliga a introducir una corrección reductiva a la resistencia no drenada inalterada original, mediante valores de α entre 0.7 y 0.8, para involucrarla en los cálculos de capacidad de carga por fricción. Cabe puntualizar que para establecer la contribución por fricción, al valor medido total (613.3 kN)

correspondiente al fin de la construcción, se le ha descontado el aporte de la punta que, como fue medido, resulta aproximadamente un 20% de éste. Se enfatiza que la carga de respuesta de los pilotes de fricción se ha alcanzado bajo condiciones de franca fluencia, a juzgar por el gran desplazamiento (50 cm de asentamiento) que han sufrido respecto al suelo circundante.

Cuando los pilotes, como en este caso, sufren un desplazamiento continuo, Hansbo (1984) los reconoce como *creep piles*, y considera explícitamente un valor reducido de la resistencia no drenada de la arcilla inalterada (obtenida en Suecia usualmente mediante pruebas de veleta *in situ*), a fin de tomar en cuenta el efecto de la baja velocidad de deformación a que están sometidos los pilotes durante su proceso de falla; recomienda que se adopte un factor reductor de entre 0.7 y 0.8. Así pues, el cociente que aquí se ha estimado con base en las mediciones, y que puede englobarse en el factor α , adquiere un valor intermedio en este rango. Más aún, con el criterio de Zeevaert (1973) se adopta para la arcilla de la ciudad de México, y desde hace varias décadas, un factor equivalente al término α con valor de 0.66 –véase la discusión del subinciso 2.2.1– para afectar la resistencia no drenada.

Un fenómeno que contribuye a que la adherencia-fricción media que se desarrolla en el fuste sea menor que la resistencia de pico o máxima, se debe a que con los grandes desplazamientos relativos que se tienen en la interfaz pilote-suelo, se pone en juego la resistencia residual. Como ya se ha señalado, Ovando (1995) ha medido en ensayos de corte directo, que la resistencia residual en interfaces suelo-concreto alcanza un valor que varía entre el 85 y el 90% de la resistencia máxima. Esta reducción es también considerada por ejemplo para el diseño de pilotes de fricción usados fuera de costa; en la Norma API (2000) se definen curvas T-Z en las que se indican valores relativos entre 0.7 y 0.9 para la resistencia residual normalizada.

Ciertamente el fenómeno antes descrito no es nuevo, simplemente ahora con esta investigación se ha podido medir y documentar para una cimentación prototipo en la ciudad de México; se juzga que este es un logro de este estudio, y que debería tomarse en consideración no sólo para el análisis y diseño de cimentaciones con pilotes de fricción en la ciudad de México, sino también para el aspecto normativo de cimentaciones de este tipo en versiones futuras del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

8.2.2 Revisión según el Reglamento vigente en el D. F.

Debe reconocerse inicialmente que la reducción antes mencionada de la resistencia última, no está considerada en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigentes, menos todavía en las que regían cuando este puente fue diseñado y construido. Se puntualiza entonces

que las consideraciones que se presentan enseguida, no incluyen ningún factor correctivo por lo antes reseñado, y que atienden a lo que establecía esa norma en 1995 cuando fue construido el puente.

De la revisión de las NTC-Cimentaciones, se establece que la seguridad estructural de la cimentación bajo estudio está dominada por el trabajo de los pilotes. Sus contribuciones por fricción, q_f , y por punta, q_p , a la fuerza resistente que debe compararse en la desigualdad respectiva a la carga factorizada, ec. 8.10, están determinadas por:

$$q_f = F_R \omega \sum_{i=1}^n (s_{uu} \Delta h)_i \quad (8.5)$$

$$q_p = (s_{uu} N_c F_R + p_d) A_p \quad (8.6)$$

donde F_R es un factor de reducción de la resistencia cortante, ω es el perímetro del pilote, $(s_{uu})_i$ es la resistencia cortante no drenada inalterada del estrato i , Δh_i es el espesor del estrato i , p_d es el esfuerzo total en la punta de los pilotes, N_c es el factor de capacidad de carga, y A_p es el área de la sección transversal del pilote.

Los factores de reducción adoptados fueron los establecidos por el Reglamento en su versión 1995: 0.7 para la fricción y 0.35 para la punta, para la primera combinación de cargas sostenidas o estáticas. El factor de reducción para la condición sísmica estaba dado por:

$$F_R = 0.7 \left[1 - \frac{s}{5} \right] \quad (8.7)$$

donde s era el cociente entre los máximos de la sollicitación sísmica y la carga total (la sostenida más la sísmica) que actuaban sobre los pilotes. Antes de los sismos de 1985, F_R se consideraba igual a 0.7 tanto para cargas permanentes como para la combinación de éstas con las accidentales (sismo). En la versión más reciente del Reglamento, se ha retornado al valor de 0.7. Seguramente se estimó que cada vez era menor la influencia de esta corrección (recuérdese el antecedente –ec. 2.13–) y que por lo mismo, no se justificaban los cálculos adicionales para su consideración. Debe reconocerse que en el cociente s que influía en F_R (ec. 8.7), sólo se incluían cargas. En efecto, se estima que, con base en los desempeños observados en edificios con pilotes de fricción (inciso 2.4), y lo registrado en el caso en estudio, lo que cabría ponderar sería qué tan cerca resultan las cargas sostenidas, P_{sost} , combinadas con las sísmicas, $\Delta P_{\text{sísmica}}$, respecto a la capacidad de carga última de los pilotes; ello con el fin de considerar la eventual

degradación de la adherencia pilote-suelo. Para el caso, el sustentante propuso (Mendoza, 1989) afectar a la capacidad de carga última de un pilote con un factor F_D dado por:

$$F_D = 1.2 - 0.4 \frac{P_{sost} + \Delta P_{sismica}}{Q_{ut}} \quad (8.8)$$

cuando $\frac{P_{sost} + \Delta P_{sismica}}{Q_{ut}} > 0.5$ y

$$F_D = 1.0 \quad \text{si} \quad \frac{P_{sost} + \Delta P_{sismica}}{Q_{ut}} \leq 0.5 \quad (8.9)$$

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el D. F., la revisión que debe realizarse en una cimentación con N pilotes, a fin de que no caiga en posibles estados límite de falla, es verificando que se cumpla con la desigualdad 8.10, para las m cargas en sus diferentes combinaciones; esto es:

$$R > F_c \sum_1^m W_j \quad (8.10)$$

donde $R = N (q_f + q_p)$ (8.11)

Con los datos disponibles, se concluye que para el caso en estudio, la desigualdad 8.10 no se satisface. Sólo se cumple si, como fue considerado, se soslaya el peso de los propios pilotes.

Debe enfatizarse que el diseño de estos sistemas de cimentación exige definir con la mayor fidelidad posible las cargas actuantes. Subestimar tales cargas puede conducir a que se sobrepasen estados límite de servicio e incluso que se enfrenten posibles problemas de estabilidad. Una de las causas por la que los edificios sobre pilotes de fricción tuvieron un comportamiento deficiente durante los sismos de 1985, fue el frecuente cambio en el uso del edificio, lo que determinó un aumento de las cargas aplicadas respecto a las de diseño.

8.3 Relación carga-asentamiento del conjunto pilotes-losa

Las mediciones durante la construcción de cimentación y superestructura permitieron conocer la relación carga-asentamiento del sistema, hasta el fin de la construcción. La gráfica resultante se presenta en la Fig. 8.1; se trata de una curva T-z, donde se reúnen las cargas actuantes del sistema y los asentamientos de la cimentación. Esta curva puede transformarse en una recta con la modificación de sus ordenadas, como se indica en la Fig. 8.2, reconociendo la forma

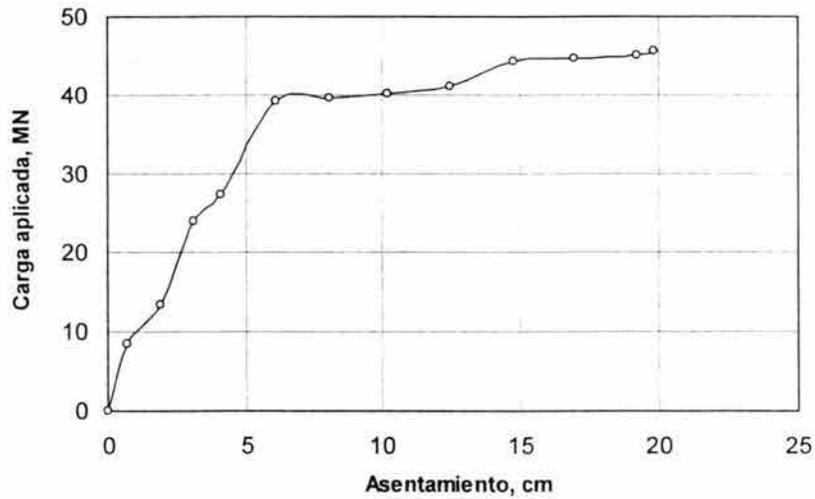


Fig. 8.1 Curva carga-asetamiento (T - z) de la cimentación global hasta el fin de la construcción

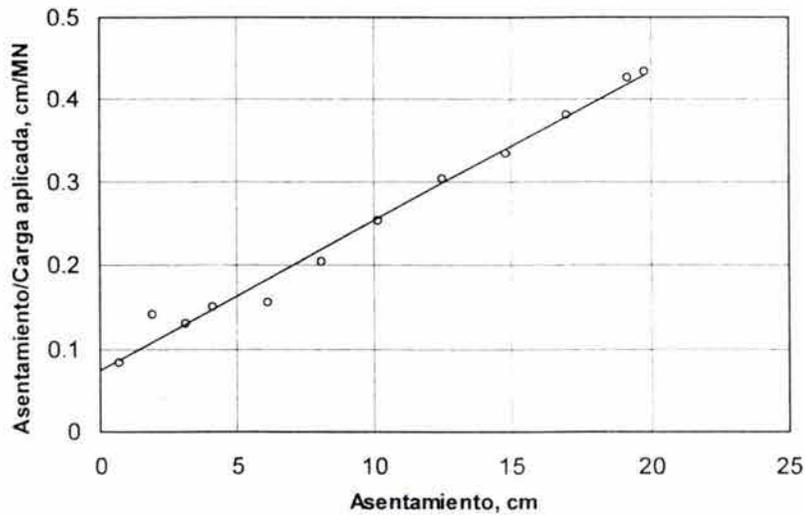


Fig. 8.2 Curva T - z de la cimentación global hasta el fin de la construcción, en ejes transformados

hiperbólica de la relación carga-asetamiento. Este modelo permite cuantificar la rigidez vertical global inicial de la cimentación, $k_{m\acute{a}x}$, determinada por las cargas que imponen la estructura y las deformaciones volumétricas y distorsionales que resultaron hasta el fin de la construcción; véase la ecuación 8-12. Define también una hipotética carga asintótica última, $T_{\acute{u}lt}$. La ordenada al origen es igual al cociente $I/k_{m\acute{a}x} = 0.073587$ cm/MN, en tanto que la

pendiente de la recta resulta el cociente $I/T_{\text{últ}} = 0.01795 \text{ MN}^{-1}$. Así, estos valores determinan que la rigidez de la cimentación, $k_{\text{máx}} = 1,358.9 \text{ MN/m}$.

$$T = \frac{z}{\frac{1}{k_{\text{máx}}} + \frac{1}{T_{\text{últ}}} z} \quad (8.12)$$

Por otra parte, recurriendo a las expresiones obtenidas por Gazetas y coautores, resumidas por Pender (1994), la rigidez vertical del cajón de cimentación estaría determinada por las contribuciones de su losa y sus paredes, como se indica enseguida:

$$k_{VC\text{llosa}} = 1.51 \left\{ 1 + 4.67 \left(\frac{D_f}{L_r} \right) \right\} E_s L_r \quad (8.13)$$

$$k_{VC\text{paredes}} = 0.48 \left(\frac{D_f}{L_r} \right)^{0.67} k_{VC\text{llosa}} \quad (8.14)$$

en donde L_r es el lado equivalente de la losa de cimentación, supuestamente cuadrada;

D_f es la profundidad de desplante del cajón de cimentación; y,

E_s el módulo de elasticidad del suelo, suponiéndolo constante con la profundidad, y definido mediante el módulo G dado en el subinciso 3.4.1, y asumiendo un módulo de Poisson, $\nu=0.5$.

Considerando que la rigidez global del cajón de cimentación ante carga vertical, k_{VC} , proviene de la suma de las dos contribuciones calculadas con las ecuaciones 8.13 y 8.14, resulta que $k_{VC} = 82.3 \text{ MN/m}$, que es significativamente menor que la rigidez global vertical de la cimentación $k_{\text{máx}} = 1,358.9 \text{ MN/m}$, antes determinada. Luego entonces, se llega a la conclusión de que la rigidez vertical de la cimentación cajón-pilotes es proporcionada primordialmente por el grupo de pilotes. Esta conclusión derivada primordialmente de los resultados medidos, ratifica totalmente la previsión hecha por Randolph (1994) –véase el subinciso 2.3.2–, quien teóricamente concluye que la rigidez combinada de la cimentación ante carga vertical, está determinada (ecuación 2.11) prácticamente de manera única por la rigidez del grupo de pilotes existentes en la cimentación.

8.4 Asentamientos de la cimentación

8.4.1 *Asentamientos por consolidación primaria*

Con el fin de realizar un análisis comparativo entre los asentamientos que se han medido durante la construcción y operación del puente, y los calculados, se realizó *a posteriori* el ejercicio de cuantificar los asentamientos. Para ello, se tomó en cuenta la información derivada de las mediciones acerca de la manera en que la losa de cimentación y los pilotes transfieren sus cargas al suelo. Así, para este análisis se consideró que los pilotes toman el 85% de la carga total y la losa el 15% restante. A su vez, para definir la manera en que los pilotes ejercen incrementos de esfuerzo vertical al suelo circundante a lo largo de su fuste, se recurrió a la curva de transferencia de carga medida en el pilote P4 (inciso 5.3), suponiendo para ello que lo medido en éste es valedero, proporcionalmente hablando, para todos los demás pilotes. Se adoptó la función de transferencia correspondiente al inicio de la operación del puente, curva del 16 de julio de 1996 de la Fig. 5.21; ya se ha llamado la atención acerca de la variabilidad de estas funciones con el tiempo. Cabe señalar que la forma adoptada de la curva de transferencia de carga medida, guarda gran similitud con las determinadas por Reséndiz (1974) en pruebas de carga en pilotes aislados en la ciudad de México. Considerando la citada curva de transferencia se cuantificaron las cargas que transmiten los pilotes al suelo a diferentes profundidades. Integrando esas cargas entre profundidades sucesivas, se consideraron aplicadas al suelo como incrementos de esfuerzo vertical en áreas horizontales a diferentes profundidades. Esta distribución de esfuerzos realizado a través de un programa de computadora, fue punto de partida para calcular el asentamiento que aporta cada uno de los estratos; la suma de estas contribuciones determina el asentamiento de la cimentación.

El subsuelo de cimentación que se consideró compresible comprende tanto los depósitos de la FAS como los de la FAI y alcanza una profundidad de 52 m; se le dividió en 8 estratos, tomando en cuenta la información del sondeo de penetración del cono, Fig. 3.7. De cada estrato se involucraron sus propiedades de compresibilidad mediante las coordenadas de su curva de compresibilidad, curvas que fueron obtenidas de ensayos de consolidación unidimensional, Anexo A. Los esfuerzos verticales efectivos iniciales sobre cada uno de esos estratos se determinaron con base en el peso volumétrico y espesor de los estratos suprayacentes; el perfil inicial de esfuerzos efectivos y los esfuerzos de preconsolidación se incluyen también en el Anexo A.

Estimada o calculada, medida en este caso, la carga que transmiten los pilotes al suelo a cierta profundidad, queda pendiente la definición del área en la que se distribuyen esas cargas, a

fin de cuantificar la magnitud de los incrementos de esfuerzo vertical a las diferentes profundidades. Una primera suposición es considerar incrementos uniformes de esfuerzo, resultado del cociente entre la carga que corresponde a cierto estrato o profundidad, y el área de influencia considerada; Zeevaert (1972) proporciona métodos para la estimación de estas áreas. Desde luego, en la medida que los pilotes estén repartidos uniformemente en planta y con un espaciamiento más bien reducido entre ellos, será más justificada la hipótesis de presión uniforme. De manera simplificada, se realizó el cálculo de los asentamientos adoptando los dos criterios siguientes para definir el área en la que se reparte la carga:

- a) Áreas crecientes con la profundidad. Al nivel del desplante el área coincide con la del cajón de cimentación, y al nivel de la punta de los pilotes corresponde a un área aumentada, definidos sus lados por la proyección del cajón más seis veces el ancho de los pilotes.
- b) Dada la concentración de pilotes en la periferia de la cimentación, se propuso un área aumentada constante con la profundidad, cuyos lados están definidos por la proyección en planta del lado exterior de los pilotes, más cuatro veces el lado de éstos.

Por lo que se refiere a la presión que trasmite la losa de cimentación, en ambos enfoques se supuso una presión uniforme, aunque debe recordarse que las presiones medidas en esa interfaz difieren de esta consideración (Fig. 5.7).

Para el enfoque *a* se cuantificó un asentamiento medio de la cimentación de 34.8 cm y para el *b* de 33.6 cm, con base en las determinaciones realizadas en diferentes puntos en planta. Al parecer las previsiones de los proyectistas de esta cimentación, eran que este apoyo sufriría un asentamiento menor de 30 cm, el que corresponde al estado límite de servicio que establece el Reglamento de Construcciones para una cimentación aislada. Estos valores calculados resultan menores que los medidos mediante nivelaciones topográficas; después de nueve años de que se inició la construcción, el asentamiento medido es de poco más de 50 cm, Fig.5.17, y no ha cesado. Favorablemente, los otros apoyos contiguos al estudiado han exhibido asentamientos similares, por lo que estos movimientos no han impactado negativamente la operación del puente.

Cabe hacer algunas consideraciones acerca de la magnitud y de la velocidad de los asentamientos. Lo medido apunta a la necesidad de analizar con detenimiento las otras fuentes de asentamiento para el caso de cimentaciones combinadas desplantadas en la arcilla de la ciudad de México; esto es, los de naturaleza elástica, que deben asociarse a los movimientos distorsionales durante la etapa de construcción, y por la otra a los de naturaleza viscosa o de

consolidación secundaria, que determinan los asentamientos diferidos a largo plazo que se siguen observando. Con mucha frecuencia en nuestro medio estos componentes se soslayan, con la presunción implícita de que el fenómeno dominante es el decremento de la relación de vacíos como resultado de la disipación de los incrementos de presión de poro; y que la magnitud de aquéllos es despreciable. Para la arcilla de la ciudad de México, estos dos supuestos podrían no ser del todo ciertos, como se demuestra aquí para el caso estudiado.

Las mediciones piezométricas en el núcleo de la cimentación indicaron sin lugar a dudas que no ocurren incrementos significativos de presión de poro, lo que denotaría un proceso de consolidación primaria muy rápido. Los considerables asentamientos diferidos no son consistentes con este hecho, por lo que no sólo por la discrepancia en la magnitud de los asentamientos medidos y previstos, sino por la velocidad con que éstos ocurren, deben investigarse y considerarse las otras fuentes de asentamiento.

Zeevaert (1973) ha establecido una metodología para el cálculo de asentamientos en la que se presta atención no sólo a las curvas de compresibilidad, sino de manera significativa a las curvas de consolidación, determinando de ellas los parámetros de variación volumétrica por lo que denomina viscosidad intergranular; considera con fidelidad los cambios en el perfil de esfuerzos efectivos atendiendo a la historia de cargas, y la variación de esos parámetros en función de estos esfuerzos. Debe señalarse que en el caso estudiado, desafortunadamente, no se dispone de las curvas de consolidación, ya que en la información geotécnica de laboratorio proporcionada por los diseñadores, sólo fueron incluidas las de compresibilidad; demuestra lo ya señalado en el sentido de que en nuestro medio comúnmente sólo se atiende a la consolidación primaria ($U=100\%$), y a las curvas de compresibilidad correspondientes.

En todo caso, la estimación de tiempos para alcanzar ciertos grados de consolidación, y sus correspondientes asentamientos, merece considerable investigación ya que la presencia de posibles vías de agua diferentes a los estratos permeables, dificulta esta tarea; recuérdese la hipótesis planteada en el inciso 5.1.3 en relación con la posible presencia y generación de juntas y grietas en la masa arcillosa.

8.4.2 Estimación de asentamientos elásticos

Se presenta a continuación una cuantificación *a posteriori* de los asentamientos de naturaleza elástica que habría sufrido la cimentación, y que deben asociarse a las deformaciones distorsionales que acusa el subsuelo conforme se le va cargando. No hubo previsión *a priori* de este desplazamiento por parte de los diseñadores. Como se aprecia en la Fig. 5.10, a las dos semanas

de concluida la excavación para la cimentación, se midieron expansiones hasta de 15 ó 16 cm en el eje 11b. La determinación teórica de esa expansión, empleando las propiedades y el mismo programa que se reseñan más adelante, arrojó un valor de 6 cm. Tal discrepancia desaparece al tomar en cuenta que el hincado de pilotes realizado inmediatamente antes de la excavación, produjo una expansión de unos 9 cm, reflejo del volumen desplazado (500 m^3) por su inserción sin perforación previa.

Tras diez meses que duró la construcción del puente, finalmente se aplicó la presión total debida al peso de la cimentación y la superestructura. Para la estimación del asentamiento elástico debido a estas cargas, se recurrió al programa MPILE, versión 3.9, desarrollado por GeoDelft. Este programa permite determinar los componentes tridimensionales de fuerzas y deformaciones en un grupo de pilotes, interactuando a través del cajón de cimentación y del suelo, y está basado en la solución de Poulos (Poulos y Davis, 1980).

Para una primera aproximación se recurrió a la solución de Mindlin, dentro del programa MPILE, involucrando una interacción pilote-suelo-pilote con consideración plástica en la interfaz pilote-suelo. Dicha solución proporciona los esfuerzos y los desplazamientos en un medio semi-infinito elástico y homogéneo, causado por una carga puntual en ese semiespacio. La influencia de cargas puntuales es integrada para considerar las cargas en los pilotes, y con ello formar una matriz de interacción elástica. El programa considera que la losa del cajón de cimentación se mantiene sin contacto con el suelo (*free standing raft*). Tanto en análisis teóricos (Butterfield y Banerjee, 1971) como de manera experimental (Cooke et al., 1980) se ha demostrado que el contacto entre la losa y el suelo no afecta significativamente el asentamiento del grupo, aun para casos en que esa losa soporte valores tan altos como el 50% de la carga total. Se estima que en el caso que se estudia, donde la losa participa sólo con el 15%, con mayor razón es una hipótesis simplificatoria justificada.

El programa mencionado supone un módulo de elasticidad constante con la profundidad, así como la interacción cabeza de pilote a cabeza de pilote a través del cajón, considerándolo como un elemento totalmente rígido. El módulo de elasticidad E del suelo fue calculado con base en el módulo cortante dinámico G , el cual a su vez se determinó a partir del valor medio de la velocidad de las ondas de cortante, v_s , según la ecuación 3.2. Dada la condición a corto plazo de este problema, se adoptó un módulo de Poisson igual a 0.4999. Para definir algunas de las propiedades del binomio pilote-suelo, se adoptó un desplazamiento relativo entre pilote y suelo de 0.005 m, con el que se alcanza el valor máximo de la fricción en el fuste, así como una resistencia de punta de 150 kN. Este desplazamiento es el que adopta la solución del API (2000) en sus curvas T-z para que los pilotes de fricción alcancen su resistencia máxima; desplazamientos posteriores conducen a una respuesta residual.

El valor calculado del asentamiento fue de 20.9 cm. Como era de esperarse por la consideración de losa rígida, se apreció una marcada variabilidad teórica de la carga axial sobre los pilotes. Se estima que la consideración de cajón infinitamente rígido, es una hipótesis razonable, si recordamos la variabilidad medida en las cargas actuantes sobre los pilotes.

Atendiendo a como fueron aplicándose las cargas (Fig. 5.1) puede indicarse que la construcción inició en septiembre de 1995 y que prácticamente concluyó en abril de 1996. El asentamiento elástico calculado debe considerarse que ocurrió precisamente durante este lapso. Si nos remitimos a la Fig. 5.10, podemos apreciar que la recompresión (a partir de la expansión) en ese lapso alcanza un valor máximo de 26 cm. Luego entonces, puede afirmarse que la determinación teórica de asentamiento elástico, justifica la magnitud de asentamiento medido durante el proceso constructivo. La diferencia puede explicarse por los aportes de consolidación primaria y secundaria, presentes desde el inicio mismo de la construcción.

8.5 Analogía de la pila equivalente

Como se ha demostrado, las mediciones piezométricas dentro del campo de pilotes indican la inexistencia de aumentos de presión de poro por la construcción del puente; es claro que se requieren más mediciones en otros casos de cimentaciones mixtas en la ciudad de México, para ratificar estos hechos, ya que se recuerda que los piezómetros se encuentran en un núcleo sin pilotes, y que están distantes de ellos unos 5 m. Sin embargo, se tienen algunos antecedentes al respecto en la ciudad de México; Marsal y Mazari (1959) reseñaron experiencias en edificios con cimentaciones mixtas, cuyas separaciones entre pilotes eran de entre cinco a seis veces su diámetro, que indicaban que las condiciones del suelo dentro del campo de pilotes se habían mantenido prácticamente sin cambios por la aplicación de las cargas de los edificios.

El comportamiento antes descrito es consistente con el mecanismo propuesto por Burland y coautores (1977), en el que toda la masa que queda comprendida por los pilotes se comporta como un continuo rígido que constituye así una “pila equivalente prismática” (véase inciso 2.3.1); dicha pila sería un “continuo reforzado” precisamente por los pilotes de fricción. De acuerdo con el criterio de Randolph y Clancy (1993), el término λ (ecuación 2.7) que toma en cuenta la esbeltez del grupo y el grado de interacción entre pilotes, adquiere para el caso estudiado un valor de 2.12, que indica la pertinencia de un análisis de pila equivalente. Así mismo, esta idea abonaría la concepción de Terzaghi para calcular asentamientos de un grupo de pilotes, Fig. 2.6, donde la carga se transfiere al tercio inferior, ignorando las compresiones del subsuelo desde el desplante hasta una profundidad de dos terceras partes de la longitud de los pilotes.

Se estima que debe prestarse más atención al comportamiento global de cimentaciones piloteadas, toda vez que el asunto tiene implicaciones prácticas muy importantes. En efecto, considerando que una cimentación funcionara como una pila envolvente ya rígida, cabría cuestionarse si para mejorar su comportamiento fuese pertinente agregar pilotes. Debe reconocerse que el Reglamento de Construcciones para el D. F. define con detalle la manera de cuantificar la resistencia R (ecuación 2-8) de pilas equivalentes.

8.6 Efectos sísmicos

8.6.1 Incrementos dinámicos de carga axial sobre los pilotes

Se analizan a continuación las amplitudes de carga dinámica axial registradas sobre algunos pilotes durante dos sismos de mediana intensidad, a la luz de los valores calculados con base en hipótesis simplificadoras usuales. Se exponen los datos relativos a los eventos sísmicos del 11 de enero de 1997 (evento 1, Costa de Michoacán, Tabla 6.1), y del 15 de junio de 1999 (evento 3, sismo de Tehuacán).

Sismo de la costa de Michoacán, 11/01/97. La historia de cargas registrada por la celda ubicada cerca de la cabeza del pilote P41 durante el evento 1 se incluyó en la Fig. 7.1a. Puede distinguirse que el primer pulso causa una pequeña caída de carga de unos 15 kN, que es recuperada después de algunos ciclos. Después del decremento inicial, la carga media sobre los pilotes aumenta continuamente durante el sismo, alcanzando una amplitud máxima de 24.5 kN. Considerando que las presiones en el contacto losa-suelo también aumentan, esta respuesta implica que pilote y losa comparten la carga dinámica; como es de esperarse por su mayor rigidez vertical, el pilote toma cargas mayores que la losa.

La carga vertical calculada sobre el pilote P41 por los movimientos de cabeceo del puente, sumando los componentes transversal y longitudinal, fue de 26.2 kN. Este valor se obtuvo considerando las aceleraciones horizontales máximas registradas, y suponiendo al cajón de cimentación como completamente rígido. Esta consideración implica, ante momentos de volteo, rotaciones como cuerpo rígido respecto a los ejes centroidales, así como desplazamientos y esfuerzos verticales en el contacto creciendo linealmente a partir de dichos ejes; en suma, que es aplicable la ecuación de la escuadría para calcular los incrementos de carga sobre los pilotes en función de su distribución en planta, ante momentos de volteo debidos a la acción de aceleraciones sísmicas horizontales sobre las masas gravitantes.

Similarmente, considerando la aceleración vertical máxima y la masa total del sistema, un pequeño componente de fuerza inercial de 0.5 kN se calculó para cada pilote. En la obtención de esta cantidad se supuso que todos los pilotes reaccionan con la misma fuerza a esa acción vertical inercial.

La suma de los tres componentes ortogonales se compara favorablemente con la amplitud máxima registrada durante el evento 1, aunque debe señalarse que las acciones máximas no necesariamente ocurrieron simultáneamente.

La carga que actuaba antes del sismo sobre el pilote P41, no cambió después del mismo. Esto implica que la resistencia cortante dinámica desarrollada en la interfaz pilote-suelo no sufrió ninguna degradación.

Por lo que se refiere al pilote P4MS (véase posición en la Fig. 3.3) debe señalarse que la celda que registró los diagramas de la Fig. 7.1b está ubicada a una profundidad de 11.35 m bajo el desplante del cajón de cimentación. Luego entonces, las cargas medidas incluyen los efectos combinados que se reseñaron para el pilote P41, más los esfuerzos cortantes dinámicos desarrollados a lo largo de esa interfaz arriba de la celda. Las mediciones muestran que el evento 1 le provocó al pilote P4 una amplitud dinámica máxima de 88 kN, y al mismo tiempo, un decremento durante el sismo de la carga transmitida por el pilote, ya que de 550 kN que soportaba antes del sismo, pasó a 425 kN después del mismo. Puede uno percatarse en la Fig. 7.1b que el primer pulso de carga induce una reducción de unos 40 kN, que ya no es recuperada en los pulsos sucesivos; incluso, se distingue degradación en la capacidad de carga del pilote, ya que la carga alrededor de la cual los ciclos dinámicos oscilan, disminuye continuamente hasta que la vibración concluye.

Teóricamente, la suma de los tres componentes de aceleración indujo un incremento sísmico de carga vertical sobre el pilote P4 de 25.4 kN, calculado como se explicó anteriormente; esta cantidad es mucho menor que el valor registrado de 88 kN. Esta diferencia podría deberse a la ubicación del pilote P4, ya que se encuentra directamente debajo de una de las cuatro columnas (la 11-A) que descargan el peso del claro largo de la superestructura del puente. Es posible que también influyan en esta discrepancia los esfuerzos cortantes dinámicos desarrollados en la interfaz pilote-suelo sobre la celda de carga.

Sismo de Tehuacán, 150699. Como ya se mencionó, a la fecha de este sismo se tenían ya conectadas todas las celdas de carga en pilotes. Procediendo de igual manera con el método simplificado explicado en el apartado anterior, se calcularon los incrementos de carga dinámica sobre los pilotes; se comparan aquí estos valores calculados con los incrementos medidos,

reconociendo la ubicación de su celda de carga. Los momentos de volteo calculados, debidos a las aceleraciones máximas horizontales medidas que se señalan en la Tabla 6.1, fueron 8.042 MN-m y 9.178 MN-m en las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente. En las cantidades reunidas en la Tabla 8.1 correspondientes a lo medido, se incluye un incremento de 1.3 kN por las fuerzas verticales inerciales, en virtud de la aceleración vertical medida. Como queda de manifiesto en esta tabla, ocurre una fuerte discrepancia entre lo medido y lo calculado con este método simplificado, el cual supone una variación lineal de los incrementos de carga a partir de los ejes centroidales. Para este evento 2, se repite lo observado en el pilote P4 durante el evento 1. Son precisamente los pilotes 4, 40 y 67 que se ubican en el eje 11 de columnas donde se distinguen las diferencias mayores. Esta discrepancia parece guardar relación con la concentración de cargas en el eje 11, como resultado de la descarga de las cuatro columnas del lado poniente, contiguo al claro más largo del puente. Adicionalmente, debe recordarse que durante la construcción del puente (noviembre de 1995, Fig. 5.4) se registró una fuerte concentración de cargas sobre los pilotes del eje 11, lo que a largo plazo y a pesar de que la tendencia es a la uniformización de las cargas, determinó el mayor asentamiento de este eje, en comparación con el eje 12, y propició las concentraciones comentadas. Por otra parte, estos hechos parecen señalar que la porción en voladizo del cajón entre los ejes 11 y 11' (véanse las Figs. 3.4 y 3.3), construida para compensar la excentricidad de cargas sobre la cimentación, no cumple suficientemente este objetivo. Recuérdese que tal excentricidad ocurre debido a que el claro central del puente, al poniente del apoyo en estudio, es más largo y con cuatro carriles, en tanto que el contiguo al oriente es de menor claro y de dos carriles.

Tabla 8.1 Incrementos máximos de carga axial sobre pilotes, debidos al sismo de Tehuacán

Pilote	Incremento máximo de carga axial dinámica, kN	
	Medido	Calculado
P4MS (tercio medio sup.)	130.4	37.3
P14 (cabeza)	34.8	47.8
P40MS	138.3	15.2
P67 (cabeza)	85.8	37.3

Estas discrepancias ponen de manifiesto la necesidad de realizar análisis más refinados que el descrito, para involucrar condiciones más realistas. Las mediciones indican que es necesario involucrar la consideración de concentración de cargas; la hipótesis simplificatoria de

que todos los pilotes reaccionan con la misma fuerza ante las acciones verticales de inercia, no parece cumplirse en la realidad, en este caso particular.

8.6.2 Cargas laterales sobre los pilotes

Se presenta a continuación el análisis *a posteriori* de la respuesta de los pilotes ante las cargas laterales que impone el ambiente sísmico de diseño. Atendiendo a lo estipulado por el Reglamento de Construcciones para el D. F., el espectro de diseño (con 5% de amortiguamiento) para las estructuras localizadas dentro de la Zona del Lago, está dado por:

$$S_a = 0.1 + 0.5 T \quad \text{para } 0 \leq T < 0.6 \text{ s} \quad (8.15a)$$

$$S_a = 0.4 \quad \text{para } 0.6 \text{ s} \leq T \leq 3.9 \text{ s} \quad (8.15b)$$

$$S_a = 0.4 [3.9/T] \quad \text{para } T > 3.9 \text{ s} \quad (8.15c)$$

donde S_a es la aceleración espectral en decimales de la aceleración de la gravedad, y T es el periodo de la estructura en segundos.

Los puentes, entre otras estructuras vitales, deben diseñarse considerando un coeficiente sísmico, definido por las ordenadas del espectro antes indicado, multiplicado por 1.5. Para el periodo natural calculado (Rivera y Meli, 2003) con base rígida del puente en dirección transversal (Apoyo 6) igual a 0.4 s, la ordenada espectral que se obtiene de la ecuación 8.15a es 0.3 g, que al multiplicar por 1.5 da 0.45 g. Considerando un factor de comportamiento dinámico (ductilidad de la estructura del puente) $Q=2$, el coeficiente sísmico, c_s , resultaría 0.18. Aplicando este coeficiente al peso del sistema cimentación-superestructura sobre el desplante, se obtiene una fuerza cortante basal de 8.606 MN. Esta fuerza fue distribuida por igual entre los 77 pilotes, conduciendo a una fuerza basal actuante en la cabeza de cada uno de los pilotes de 111.7 kN. Ya que el empuje lateral pasivo y la resistencia que ofrecen los muros laterales del cajón fueron despreciados, y los esfuerzos cortantes desarrollados a través del fondo del cajón fueron ignorados, la estimación que aquí se muestra es más bien conservadora.

La fuerza cortante basal última resistida por los pilotes fue calculada usando la teoría de pilotes flexibles. Atendiendo a lo propuesto por Broms (1964), un pilote puede considerarse como un elemento estructural flexible cuando $L/R \geq 3.5$. El coeficiente de rigidez relativa, R , está dado por:

$$R = [(EI) / k_h]^{1/4} \quad (8.16)$$

- donde E es el módulo de elasticidad del concreto de los pilotes, para el que se adoptó un valor nominal de $4385 [f_c']^{1/2}$ en MPa, con $f_c' = 24.5$ MPa.
- I es el momento de inercia de la sección transversal de un pilote.
- k_h es el módulo de reacción lateral del suelo, para el que se adoptó la propuesta de Davisson (1970) que le da un valor igual a $67 c_u$.

Dada la longitud del pilote $L = 27.4$ m, el cociente L/R adquiere un valor de 7.9.

Considerando que la resistencia flexionante calculada para cada pilote fue de 202 kN-m, su cortante basal último sería de alrededor de 181 kN. Si se considera un factor de eficiencia de 0.75 del grupo de pilotes, entonces la fuerza basal resistente se reduce a alrededor de 136 kN, que aun así resulta mayor que la fuerza cortante basal para un pilote, calculada de acuerdo con los lineamientos sísmicos del Reglamento. Se concluye entonces, que la cimentación cuenta con elementos resistentes suficientes para soportar el cortante basal que generarían eventos sísmicos intensos.

8.7 Aspectos por investigar

De sólo un caso-historia no es posible extraer conclusiones generales, aunque los resultados de éste aportan muchos aspectos valiosos para el análisis y diseño de cimentaciones con pilotes de fricción. De aquí que la primera sugerencia de actividades de investigación que deberían emprenderse es instrumentar otras cimentaciones, de preferencia ahora algunas que sean paradigmas de edificios. De esta manera se estudiarían casos con un arreglo más uniforme de pilotes, otras separaciones entre pilotes, mayores momentos de volteo, mayor flexibilidad de la superestructura, cargas menos concentradas y, procesos de carga más lentos y uniformes. En esas instrumentaciones futuras deberá mantenerse el enfoque de la instrumentación sismogeotécnica de este estudio, enfatizando el monitoreo durante el momento mismo de la ocurrencia de sismos; adicionalmente, entre otras actividades, sería muy deseable, en el orden señalado:

- Conocer en más pilotes el mecanismo de transferencia de carga a lo largo del fuste, instrumentando para ello su acero de refuerzo o el propio concreto e incluyendo acelerómetros. Permitiría establecer la manera en que los pilotes transfieren su carga al subsuelo, y con ello aportar elementos para racionalizar su diseño.

- Conocer la distribución de presión de poro en el fuste de algunos pilotes, colocando piezómetros en esa interfaz, así como en las cercanías. De manera conjunta al punto anterior, permitiría definir la evolución de la resistencia al corte en el fuste, y plantear el diseño de pilotes de fricción en términos de esfuerzos efectivos.
- Conocer el campo de desplazamientos verticales dentro del área de la cimentación, y a diferentes profundidades, así como por el exterior y cerca de su perímetro, mediante el uso de extensómetros a profundidad. Aunado a los puntos anteriores, aportaría elementos para fundamentar la evolución y cuantificación de asentamientos.
- Conocer posibles diferencias en las aceleraciones de un cajón de cimentación, colocando acelerómetros en más de un sitio único. Permitiría tomar en cuenta la flexibilidad de cimentaciones más extensas o menos peraltadas.
- Conocer las presiones laterales que se ejercen sobre las paredes laterales del cajón, usando celdas de presión en la interfaz. Permitiría establecer la contribución que tiene la profundidad de desplante tanto a lo referente a los empujes y resistencias laterales ante acciones sísmicas horizontales, como a la posible fricción ante cargas gravitacionales.

El comportamiento de la cimentación que apunta al de una “pila equivalente prismática” que comprende masa de suelo y pilotes que se comportan como un cuerpo rígido, merece verificación física instrumental y desarrollos teórico-numéricos para su análisis, primordialmente ante acciones sísmicas y cargas horizontales sostenidas; una aportación de esta tesis es haber documentado físicamente este comportamiento. Está fuera del alcance de la tesis ahondar más en las tareas antes citadas.

Por lo que se refiere a los análisis teóricos y numéricos, parece que éstos deben centrarse a establecer las condiciones necesarias para pasar en una losa o cajón de cimentación con pilotes de fricción, de un comportamiento de una cimentación superficial, a un comportamiento dictado por el accionar de pilotes aislados, y al de uno de pila equivalente. De hecho, conviene señalar que un grupo de trabajo en el Instituto de Ingeniería, UNAM ha iniciado el estudio de cómo modelar estas condiciones y de distinguir los estudios paramétricos en los que habrá de involucrarse la rigidez y resistencia de los suelos, y número, dimensiones, separación y material de los pilotes, así como la rigidez del cajón o la losa.

Capítulo 9

CONCLUSIONES

En esta tesis se describió y analizó el comportamiento de una cimentación combinada o mixta, muy usual en la ciudad de México, formada por un cajón de cimentación y pilotes de fricción; constituye uno de los apoyos del puente vehicular y peatonal Impulsora, el cual cruza la estación del mismo nombre de la Línea B del Metro de la ciudad de México. Es paradigma de las cimentaciones a las que se recurre frecuentemente para soportar puentes y viaductos elevados cuando estas obras de infraestructura se desplantan en la Zona del Lago. Se trata también del tipo de cimentación que en general tuvo el peor comportamiento durante los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985, cuando era parte de edificios con 5 a 15 pisos.

La documentación de este caso-historia cubre la etapa de construcción y luego un periodo de poco más de ocho años de operación, por lo que fundamenta su comportamiento tanto a corto como a largo plazos, con base en la medición de las variables internas geotécnicas. Las variables que se han monitoreado en esta cimentación son las cargas sobre algunos pilotes, las presiones verticales en el contacto suelo-losa de cimentación, las presiones de poro en el subsuelo de apoyo, así como las aceleraciones en sus tres direcciones en la losa tapa del cajón de cimentación durante los eventos sísmicos más significativos ocurridos durante la vida del puente; adicionalmente, se cuenta con la historia de asentamientos de la cimentación, así como las aceleraciones en el campo libre cercano al cajón de cimentación en estudio.

Característica distintiva de la instrumentación instalada es su capacidad para registrar las señales de las variables geotécnicas internas, durante el momento mismo de la ocurrencia de sismos, incluso de baja intensidad. El acelerógrafo de la cimentación ha sido complementado con estaciones sísmicas en campo libre cercano, incluyendo acelerómetros triaxiales en la superficie del terreno y en un pozo a 60 m de profundidad, alojados en los Depósitos Profundos. Durante la operación del puente, la instrumentación geotécnica y sísmica ha registrado exitosamente prácticamente todos los sismos con magnitud de seis o más que han ocurrido en la zona de subducción con influencia sobre la ciudad de México; se tienen datos de once sismos, incluyendo tanto los originados cerca de la costa del Pacífico como aquellos de intraplaca más cercanos y más profundos. Este objetivo cubierto por la instrumentación atendió al interés de conocer y comprender mejor lo que sucede internamente en este sistema de cimentación, justo en el momento en que ocurre un sismo; ello con el fin último de contribuir a la construcción de edificaciones más seguras en la ciudad de México. Debe recordarse que durante los sismos de 1985, no existía ninguna cimentación instrumentada que aportara datos geotécnicos que permitieran dar respuesta a los motivos de sus fallas; de hecho, el sustentante no conoce ningún caso documentado de alguna cimentación con pilotes de fricción, a nivel mundial, con el objetivo triple de monitoreo durante la construcción, a largo plazo y durante eventos sísmicos.

Es claro que de sólo un caso-historia no pueden derivarse conclusiones definitivas y generales, por lo que es necesario añadir otros casos instrumentados para fundamentar racional y objetivamente el análisis y diseño de cimentaciones mixtas en el difícil subsuelo arcilloso de la ciudad de México.

Con base en la información registrada en la cimentación bajo estudio, pueden derivarse las siguientes conclusiones principales:

CONDICIONES DE CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN BAJO CARGA SOSTENIDA

- a) El hincado de pilotes sin perforación previa generó un aumento de la presión de poro en la Formación Arcillosa Superior que representó alrededor del 20% de la presión original en el agua al nivel de la punta de los pilotes, la cual se disipó muy rápido; esto tomó no más de dos semanas después de concluido el hincado. El hincado aunado a la excavación para alojar el cajón de cimentación generaron expansiones inmediatas de hasta 15 cm. Tales expansiones inducen un reducido y transitorio estado de tensión a lo largo de los pilotes, el cual desaparece conforme se aplican cargas.

- b) Tanto la carga que soportan los diferentes pilotes, como la presión en diferentes puntos del contacto suelo-losa de cimentación no son uniformes. Este fenómeno parece estar condicionado por las cargas asimétricas impuestas durante la construcción y por la rigidez del cajón de cimentación, y es al final de esa etapa cuando las diferencias son mayores; los cocientes entre los valores medidos máximo y mínimo de las cargas sobre los pilotes y de las presiones en el contacto, resultaron 1.56 y 2.42, respectivamente. Sin embargo, tales diferencias en cargas y presiones tienden a reducirse con el tiempo, ya durante la etapa de operación del puente, lo que parece estar asociado a los movimientos que sufre la cimentación.
- c) Los pilotes de fricción soportan alrededor del 85% de la carga total sostenida debida al puente, en tanto que la losa de cimentación contribuye a resistir aproximadamente el 15% restante. La rigidez vertical del sistema de cimentación está determinado primordialmente por el grupo de pilotes; la rigidez de éstos respecto a la del cajón de cimentación resulta proporcionalmente incluso mayor a la que guardan los porcentajes de carga antes señalados.
- d) El aporte de la punta a la capacidad de carga total de los pilotes de fricción llega a ser de 20 a 25%; se estima que la práctica usual de despreciar esta contribución resulta conservadora.
- e) Hacia el final de la construcción, no sólo se había recuperado la expansión señalada en a), sino que el cajón ya acusaba un asentamiento; la recompresión total alcanzó del orden de 25 cm. Para entonces, los asentamientos diferenciales en las direcciones transversal y longitudinal no excedían de 3 cm. Pudo comprobarse que la mayor parte de la recompresión durante la construcción, se justifica con una estimación teórica de naturaleza elástica. A ocho años de concluido el puente, el asentamiento sufrido por el Apoyo No. 6 es ya de poco más de 50 cm.
- f) En las primeras etapas de la construcción, pudo medirse cierta fricción negativa en el tercio inferior del pilote P4, la que se revierte pronto al aumentar la carga. Dentro del mecanismo de transferencia de carga de este pilote al subsuelo circundante, pudo establecerse que el esfuerzo cortante en el fuste crece durante el proceso de construcción, y alcanza a lo largo del pilote condiciones diferenciales con la resistencia no drenada original de la formación arcillosa. En los tercios superior e inferior del pilote, el esfuerzo cortante que se desarrolla en la interfaz, es menor que la resistencia no drenada original, lo que se interpreta como una condición de fluencia bajo resistencia residual.

- g) La medición de una resistencia media adherencia-fricción en el fuste del pilote P4, menor que la resistencia no drenada inalterada original, mencionada en el punto anterior, se ratificó con el valor medio de las mediciones de carga soportada por todos los pilotes instrumentados. Para el caso estudiado, pudo comprobarse que el cociente entre estas dos resistencias alcanza un valor $\alpha = 0.74$.
- h) La aplicación de cargas debidas a la cimentación y la superestructura del puente no produjo incrementos apreciables de presión de poro dentro de la masa de suelo comprendida por el grupo de pilotes, con respecto a la que prevalecía originalmente. Ello parece apuntar a que la consolidación primaria debe desarrollarse muy rápido, ejerciendo en ello fuerte influencia discontinuidades tales como fisuras y juntas en el subsuelo. Los asentamientos calculados por consolidación primaria resultaron menores que los medidos a largo plazo, por lo que se infiere que en los movimientos que sufre la cimentación deben ocurrir contribuciones importantes de consolidación secundaria. Es menester que en la ingeniería cotidiana se preste atención a la obtención y aplicación no sólo de las curvas de compresibilidad, sino también de las de consolidación.
- i) Por la prácticamente nula reacción de las presiones en el agua dentro del campo de pilotes ante las cargas que impuso la construcción, se postula que la cimentación en estudio tiene un comportamiento como el de una pila equivalente prismática, reforzada precisamente por los pilotes de fricción. Este posible mecanismo requiere atención y estudio, ya que lo más usual en nuestro medio es soslayar el trabajo grupal e interactivo de los pilotes.
- j) Los registros del piezómetro alojado en los Depósitos Profundos señalan con claridad el abatimiento piezométrico que sufre la zona en que se ubica el puente; en el lapso observado tal disminución alcanza poco más de 2 m de tirante de agua. Esta disminución de la presión en el agua determina el aumento interno de los esfuerzos efectivos, y con ello el asentamiento generalizado que sufre la región.
- k) La información derivada de este estudio se estima útil para que los diferentes enfoques de diseño actualmente en uso, o por desarrollar, puedan tomarla en consideración a fin de que sus hipótesis y modelos reflejen mejor el comportamiento de cimentaciones mixtas. Se estima también pertinente que los resultados de esta investigación sean considerados en las revisiones futuras de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

CONDICIONES DE OPERACIÓN BAJO CARGA SÍSMICA

- l) Las series de tiempo de las variables geotécnicas registradas durante sismos intensos indican procesos cíclicos transitorios en las cargas sobre los pilotes, en la presión en la interfaz losa-suelo y en la presión del agua del subsuelo. Estos registros guardan gran similitud con los registros acelerográficos en la cimentación.
- m) Las acciones dinámicas que generan los eventos sísmicos provocan la reacción conjunta de pilotes de fricción y cajón, poniendo de manifiesto un mecanismo de transferencia de carga entre los pilotes y la losa de cimentación. Los registros de fuerza axial en los pilotes indican que ante sismos de mediana intensidad, algunos de éstos acusan degradación en su capacidad de carga, disminuyendo entonces su reacción; en tanto que la losa de cimentación, reacciona con incrementos de esfuerzo vertical total.
- n) Transcurridas algunas semanas después de un sismo intenso, se ha podido medir que los pilotes de fricción hacen valer su mayor rigidez como conjunto, retomando la carga perdida, en tanto que la reacción en la losa de cimentación experimenta cierta relajación, disminuyendo su presión de reacción.
- ñ) Se ha medido que la presión de poro inducida por los movimientos sísmicos sobre el suelo de cimentación en el que están comprendidos los pilotes, es reducida (máxima al nivel de la punta de los pilotes), totalmente transitoria y no se mantiene presión residual al final del evento. Estas afirmaciones son válidas para la masa de suelo dentro del campo de pilotes, y podrían no aplicarse para el suelo en contacto o contiguo al fuste de los pilotes.
- o) Las formas observadas en los espectros de Fourier de las aceleraciones horizontales registradas en el cajón de cimentación, trabe de la superestructura, campo libre en superficie y en pozo son muy similares. En esas direcciones, las amplitudes espectrales de las señales registradas en la superficie de campo libre, cajón de cimentación y trabe de apoyo resultan muy similares. Se ratifica el significativo efecto de sitio por la presencia de los sedimentos arcillosos.
- p) Las amplitudes máximas en los espectros de Fourier, tanto de las aceleraciones del cajón como de las señales de carga sobre los pilotes, presiones en el contacto losa-suelo y presiones de poro, ocurren en la proximidad de la frecuencia natural de vibración del depósito de suelos en el que está desplantada la cimentación.

- q) Las formas de los espectros de Fourier correspondientes a las señales de las variables geotécnicas, son muy similares a las que se derivan de las aceleraciones del cajón de cimentación, registradas durante los mismos sismos.
- r) El conjunto cajón-pilotes prácticamente no ofrece restricción a los movimientos laterales del subsuelo circundante, por lo que su interacción dinámica es mínima; las aceleraciones horizontales máximas en el cajón de cimentación son prácticamente las mismas que en la superficie del terreno. Por el contrario, la rigidez de ese conjunto en la dirección vertical es muy notoria; para diferentes sismos, la aceleración vertical máxima del cajón de cimentación fue apenas del 6% de la registrada en campo libre, aunque alcanzó un 14% en el sismo de Tehuacán (el más intenso, más cercano y más profundo).
- s) Pudo demostrarse que al haber concentraciones de carga sobre la cimentación, dos líneas de cuatro columnas en cada una, no son aplicables procedimientos simplificados de cálculo para cuantificar los incrementos dinámicos de cargas axiales sobre los pilotes, debidos a momentos de volteo sísmico. Sus limitantes provienen de suponer cargas uniformemente distribuidas y respuestas lineales de pilotes, atendiendo tan sólo a su posición en planta en relación con ejes centroidales.
- t) Los movimientos horizontales de la trabe de apoyo con respecto a los del cajón de cimentación son prácticamente los mismos, poniendo de manifiesto la alta rigidez de la superestructura; sin embargo, ello no se cumple en la dirección vertical, en la que la amplificación alcanza valores entre 3 y 4.
- u) Los sensores geotécnicos instalados en los elementos de la cimentación, han tenido una respuesta magnífica; todos los piezómetros y todas las celdas de presión continúan trabajando perfectamente. Sin embargo, las celdas de carga integradas a los pilotes de fricción instrumentados, han resentido el medio acuoso y químicamente muy agresivo en el que se han mantenido por poco más de nueve años; varias de estas celdas han dejado de responder a los medidores portátiles, y se han desconectado de los registradores automáticos digitales. Esta era una situación conocida a la que estarían sometidos estos instrumentos, por lo que se tomaron diversas providencias para enfrentarla, tales como el uso de celdas herméticas con recubrimientos metálicos y aro-sellos, cables blindados impermeables, dobles tuberías para conducir cables, etc. Debe señalarse que el uso de este tipo de sensores eléctricos, particularmente sensibles al medio ambiente que los rodea, estuvo obligado por la necesidad de contar con transductores de respuesta inmediata, capaces de registrar las variables geotécnicas internas en el momento mismo en que ocurren las reacciones dinámicas debidas a un sismo.

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 Nac de Ing Sísmica, Vol. 1, SMIS, Veracruz, 65-74.
- Aguilar, J. y Rojas E. (1986). "Hundimiento súbito de un edificio apoyado sobre pilotes de fricción", Memorias Simposio sobre "Los Sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos", SMMS, 227-240.
- Alberro, J. (1969). "Déplacements du terrain et poussées latérales sur les états des excavations", Proc. 7th Int. Conf on Soil Mech. and Found Engrg., Vol. 3, 351-357.
- Alberro, J. e Hiriart, G. (1973). Resistencia a largo plazo de las arcillas de la ciudad de México, Series No. 316, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Alcántara, L. (1998). Comunicación personal, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Anguiano, R. A. (1996). Introducción al Análisis de Fourier, Public. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- API (2000). Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms – Working stress design, American Petroleum Institute, RP 2A-WSD, 21st ed.
- Arias, A. (1970). "A measure of earthquake intensity in seismic design design for nuclear power plants", R. J. Hansen, ed., MIT Press, 438-483
- 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, 175-195.
- Auvinet, G. y Hanell, J.J. (1981). "Negative skin friction on piles in Mexico City clay", Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, Vol. 1, 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.
- Auvinet, G. y Reséndiz, D. (1991). "Foundations on soft soils: design criteria", Special Invited Conf., Proc. 9th Panam Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. IV, Viña del Mar, Chile, 1629-1649.
- Auvinet, G. y Rossa, O. (1991). "Reliability of foundations on soft soils", Proc. Sixth Int. Conf. on Applications of Statistics and Probability in Civil Eng., Vol. 2, México, D.F., 768-775.
- Azzouz, A. S., Baligh, M.M. y Whittle, A.J. (1990). "Shaft resistance of piles in clay", J. Geot. Eng. Div., ASCE, Vol. 116(2), 205-221
- Baligh, M.M. (1985). "Strain path method", J. Geot. Eng. Div., ASCE, Vol. 111(9), 1108-1136.
- Banerjee, P.K. y Butterfield, R. (1981). Boundary Element Methods in Engineering Science, McGraw-Hill.
- Bea, R. G. (1980). "Dynamic response of piles in offshore platforms", Proc. Dynamic Response of Pile Foundations, M.W. O'Neill y R. Dobry, eds., ASCE National Convention, Hollywood, FL, 80-109
- Briaud, J.L. y Tucker, L.M. (1984). "Residual stress in piles and the wave equation", Proc. ASCE Geotechnical Engineering Division, San Francisco, pp. 119-136.
- Burland, J. B. (1973). "Shaft friction of piles in clays – a simple fundamental approach", Ground Engineering, Vol. 6(3), 30-42.
- Burland, J. B., Broms, B.B. y de Mello, V.F.B. (1977). "Behaviour of foundations and structures", Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, 495-546.
- Burland, J. B. (1995). "Closing ceremony", Proc. 1st IS-Hokkaido '94, Vol. 2, 703-705.
- CFE (1993). Manual de diseño de obras civiles, Diseño por sismo, Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas.
- 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., 69-76.
- Clancy P. y Randolph, M.F. (1996). "Simple design tools for piled raft foundations", Géotechnique 46 (2), 313-328.
- 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, 433-468.
- Costanzo, D. Y Lancellotta, R. (1998). "A note on pile interaction factors", Soils and Foundations, Vol. 38 (4), 251-253.
- 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, México D. F., Tomo 1, 165-192.
- DiBiagio, E. y Høeg, K. (1989). "Where has all the judgment come from?", The Art and Science of Geotechnical Engineering. At the Dawn of the Twenty-First Century. A Volume Honoring Ralph B. Peck, Cording, Hall, Haltiwanger, Hendron y Mesri (eds.), Prentice Hall, 248-268
- Dunncliff, J. (1988). Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance, John Wiley.
- Eide, O., Hutchinson, J.N. y Landva, A. (1961). "Short and long-term test loading of a friction pile in clay", Proc. 5th ICSMFE, Vol. 2, paper 38/8.
- Fellenius, B. H. (1991). Pile Foundations, Foundation Engineering Handbook, Hsai-Yang Fang (ed.), Chapman & Hall, 2nd ed., 511-536
- Flaate, K. y Selnes, P. (1977). "Side friction of piles in clay", Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Vol 1, 517-522
- Fredriksson, A. y Rosén, R. (1985). "Foundation on creep piles: Design parameters, graphical presentation by computer of resultant force systems as well as an analysis of test pile results", Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol 3, 1383-1386.

- Gutiérrez, C. (1995). "Perfil de velocidades de ondas sísmicas en el sondeo ZE-2 del puente Impulsora, Metropolitano Línea B", Informe Interno del CENAPRED.
- Hain, S.J. y Lee, I.K. (1978). "The analysis of flexible raft-pile systems", *Geotechnique* 28 (1), 65-83.
- Hanna, T. H. (1985). *Field Instrumentation in Geotechnical Engineering*, Trans. Tech. Publications.
- Hansbo, S. (1984). "Foundations on friction creep piles in soft clays", *Proc. Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering*, Vol. 2, St. Louis Missouri, 913-922.
- Hansbo, S. y Jendebý ; L. (1983). "A case study of two alternative foundation principles: conventional friction piling and creep piling", *Väg-och Vattenbyggaren*, 7-8: 29-31.
- Hartlén, J. (1985). Discussion to Session 2D: Field instrumentation and field measurements, *Proc. 11th ICSMFE*, San Francisco, Vol. 4, 2696-2698.
- Housner, G. W. (1947). "Characteristics of strong-motion earthquakes", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 37 (1), 19-31.
- 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 (4), 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, Series No. 515, México.
- Jaime, A., Romo, M.P. y Reséndiz, D. (1990). "Behavior of friction piles in Mexico City clay", *J. Geotechnical Engineering*, Vol. 116 (GT6), 915-931.
- Jardine, R.J. y Chow, F. (1996). "New design methods for offshore piles", MTD Publication 96/103, Imperial College, London.
- Jendebý, L. (1986). "Friction piled foundations in soft clay. A study of load transfer and settlements", Tesis Doctoral, Chalmers Univ. of Technology, Gotemburgo.
- Karlsrud, K., Kalsnes, B. y Nowacki, F. (1993). "Response of piles in soft clay and silt deposits to static and cyclic axial loading based on recent instrumented pile load tests", *Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour*, Soc. for Underwater Technology, Vol. 28, 549-583.
- Katzenbach, R. y Moormann, Ch. (1999). "Geotechnical field measurements applied to a 240 m high office tower constructed by top/down methods in Frankfurt clay", *Proc. 5th Int. Symp. Field Measurements in Geomechanics*, Singapore, Balkema, 325-330.
- Katzenbach, R. y Moormann, Ch. (2003). "Instrumentation and monitoring of combined piled rafts (CPRF): State-of-the-art report", *Proc. 6th Int. Symp. Field Measurements in Geomechanics*, Oslo, Myrvoll (ed.), Balkema, 161-177.
- Karina, A. M. y Kausel, E. (1982). Dynamic stiffness and seismic response of pile groups, Res. Rep. R82-03, MIT, Cambridge, MA.
- Kerisel, J. (1976). "Contribución", Tercera Conferencia Nabor Carrillo, SMMS, Guanajuato, p 111.
- Kitsunezaki, C. (1980). "A new method for shear-wave logging", *Geophysics*, Vol. 45(10), 1489-1506.
- Kovári, K. y Amstad, Ch. (1984) "Fundamentals of deformation measurements in geomechanics", *Proc. Int. Symp on Field Measurements in Geomechanics*, K. Kovári (ed), Vol. 1, Zurich, Balkema.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*, Prentice-Hall.
- Kulhawy, F. H. (1991). *Drilled shaft foundations*, *Foundation Engineering Handbook*, Hsai-Yang Fang (ed.), Chapman & Hall, 2nd ed., 537-552.
- Lacasse, S. y Boisard, P. (1994). "Consequence of new API RP2A guideline for piles in soft clay", *Proc. 13th ICSMFE*, New Delhi, Vol 1, 527-530.
- Marsal, R.J. y Mazari, M. (1969). *El Subsuelo de la Ciudad de México*, Publicación UNAM.
- Matlock, H. y Bogard (1989). "Offshore foundation behavior related to seismic action", *Memorias del Simposio Internacional de Ing Geotécnica de Suelos Blandos*, SMMS, México, D. F., Vol. 2, 155-164.
- 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., 351-367.

- Mendoza, M. J. (1989). "Foundation engineering in Mexico City: Behavior of foundations", *Memorias del Simposio Internacional de Ing Geotécnica de Suelos Blandos, SMMS, México, D. F., Vol. 2*, 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, EERI, Vol. 4 (4)*, 835-853.
- Mendoza, M.J., Domínguez, L. y Orozco, M. (1996a). "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., Gutiérrez, C. y Domínguez, L. (1997a). "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*, 637-648.
- Mendoza M.J. y Hernández, V.M. (1994). "Pore-pressure build-up under cyclic loading in Mexico City clay", *Proc. XIII ICSMFE, Vol. 1, New Delhi, India*, 181-186.
- Mendoza, M. J. y Prince, J. (1986). "Preliminary report on the earthquake of September 19, 1985, and its effects on structures and foundations in Mexico City", *Geotechnical News, Vol. 4 (1)*, Vancouver, 20-29.
- Mendoza, M. J., Romo, M. P., Domínguez, L., Orozco, M., Noriega, I. y Velasco, J. M. (1996b). "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, SMMS, Morelia*, 143-159.
- Mendoza, M.J., Romo, M.P., Orozco, M., Domínguez, L., Velasco, J.M. y Noriega, I. (1997b). "Primera experiencia de instrumentación sismogeotécnica en una cimentación de cajón y pilotes de fricción en México", *Memorias XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, Veracruz, Vol 1*, 75-84.
- Mendoza, M. J., Romo, M. P., Orozco, M., Domínguez, L., Noriega, I. y Velasco, J. M. (1997c). "Comportamiento de una cimentación con pilotes de fricción en la ciudad de México durante su construcción e inicio de operación", *Ingeniería Civil, No. 335, marzo*, 17-34.
- 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 Nac de Mecánica de Suelos, SMMS, Puebla*, 358-367.
- 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*, 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*, 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, SMMS, Oaxaca*, 329-340.
- Mendoza, M.J., Romo, M.P., Orozco, M., y Domínguez, L. (2001). "Geotechnical observations on the Tehuacán (Mexico) earthquake of June 15, 1999", *Proc. XV ICSMFE, Istanbul, Turkey, Vol. 1*, 747-750.
- Mendoza, M. J., Barrera, P., Ibarra, E., Cruz, D., Rufiar, M.e Hinojosa, J. (2004). "Respuesta de la cimentación de una plataforma marina fija bajo el efecto de cargas cíclicas y dinámicas en la Sonda de Campeche. Segunda etapa", *Informe del Instituto de Ingeniería-UNAM al Instituto Mexicano del Petróleo, México, D. F.*
- Meyerhof, G. (1976). "Bearing capacity and settlement of pile foundations". *J. Geot. Eng. Div., ASCE, Vol. 102(3)*, 197-228.
- Mikkelsen, P. E. y Wilson, S. D. (1983) "Field instrumentation: Accuracy, performance, automation and procurement", *Proc. Int. Symp on Field Measurements in Geomechanics, K. Kovári (ed), Zurich, Balkema, Vol. 1*, 251-272.
- Mindlin, R.D. (1936). "Force at a point in the interior of a semi-infinite solid", *Physics 7*, 195-202.

- Mitchell, J. K. (1993). *Fundamentals of soil behavior*, 2nd Ed, John Wiley & Sons, New York
- Newmark, N. M. y Hall, W. J. (1982). *Earthquake spectra and design*, EERI Monograph, Berkeley Cal.
- Novak, M. (1991). "Piles under dynamic loads: State of the Art", Proc. 2th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, 2433-2456.
- NTC (1977, 1987, 1995, 2004). *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, DDF y GDF.*
- Onimaru, S., Sugimoto, M., Ohmiya, Y., Sugawara, Y. y Ogihara, M. (1996). "Observation and numerical simulation of dynamic earth pressure", Proc. 11th WCEE, Paper 1027, Elsevier, Acapulco, Mexico.
- Ordaz, M. y Montoya, C. (2000). Programa DEGTRA 2000 V 2.1.0, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Orozco, M. (2003). "Interacción Dinámica Estructura-Cimentación Mixta con Pilotes de Fricción en Suelos Arcillosos Blandos", Tesis de Maestría, DEP, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Ovando-Shelley, E. (1995). "Direct shear tests on Mexico City clay with reference to friction pile behaviour", *Geotechnical and Geological Engineering*, 13, 1-16.
- Peck, R.B. (1958). "A study of the comparative behavior of friction piles", Special Report 36, HRB.
- Peck, R. B. (1969). "Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics", *Géotechnique* 19 (2), 171-187.
- Peck, R. B. (1980). "Where has all the judgment gone?", The Fifth Lauritus Bjerrum Memorial Lecture, *Canadian Geotechnical J.*, 17 (4), 584-590. También Publicación No. 134 del NGI.
- Peck, R. B. (1984). "Observation and instrumentation: Some elementary considerations", reprinted in *Judgment in Geotechnical Engineering: The Professional Legacy of Ralph B. Peck*, Durnicliiff & Deere (eds), New York, John Wiley, 128-130.
- Pender, M.J. (1994). "Components of the stiffness of pile-raft foundations", Proc., 13th ICSMFE, New Delhi, Vol. 2, 923-928.
- Pestana, J. M., Sancio, R.B., Bray, J. D., Romo, M. P., Mendoza, M. J., Moss, R. E. S., Mayoral, J. M. y Seed, R. B., (2002). "Geotechnical engineering aspects of the June 1999 Central Mexico earthquakes", *Earthquake Spectra*, Vol. 18, No. 3, 481-499, August
- Poulos, H.G. (1968). Analysis of the settlement of pile groups, *Géotechnique*, Vol. 18 (4), 449-471.
- Poulos, H.G. y Davis, E.H. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*, Wiley.
- Price, G. y Wardle, I. (1983). "Recent developments in pile/soil instrumentation systems", Proc. of the Int. Conf. on Field Measurements in Geomechanics, K. Kovári (ed), Zurich, Balkema, Vol 1, 533-542
- Randolph, M.F. (1994). "Design methods for pile groups and piled rafts", Proc. XIII ICSMFE, Vol. 5, New Delhi, India, 61-82.
- Randolph, M.F., Carter, J.P. y Wroth, C.P. (1979). "Driven piles in clay—the effects of installation and subsequent consolidation", *Géotechnique* 29 (4), 361-393.
- Randolph, M.F. y Clancy, P. (1993). "Efficient design of piled rafts", Proc. 2nd Int. Geot. Sem. on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, 119-130.
- Randolph, M.F. y Murphy, B.J.. (1979). "Shaft capacity of driven piles in clay", Proc. 17th Offshore Technology Conference, Houston, Vol. 1, 371-378.
- Reséndiz, D. (1964). "Estudio de campo sobre pilotes de concreto reforzado", *Revista Ingeniería, Facultad de Ingeniería, UNAM*, Vol. XXXIV (1), 101-110.
- Reséndiz, D. y Auvinet, G. (1973). "Analysis of pile foundations in consolidating soils", Proc. VIII ICSMFE, Moscú, Vol. 3, 211-218.
- Reul, O. (2003). "Influences on the performance of piles observed by means of field measurements on combined pile raft foundations", Proc. 6th Int. Symp. Field Measurements in Geomechanics, Oslo, Myrvoll (ed.), Balkema, 293-298.
- Reul, O. y Randolph, M. F. (2004). "Design strategies for piled rafts subjected to nonuniform vertical loading", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engrg, ASCE*, Vol. 130 (1), January, 1-13.

- Rickard, C. E., Manie, B., Price, G., Simons, N. E., Wardle, I. y Clayton, C. R. I. (1985). "Interaction of a piled raft foundation at Basildon, UK", Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol. 4, 2235-2238.
- Rivera, D. y Meli, R. (2003). "Respuesta sísmica medida en el puente vehicular Impulsora", Memorias del XIV CNIS, Guanajuato, Artículo X-03, 27-42
- Romo, M.P. (1989). "Foundation engineering in Mexico City: Seismic aspects", Memorias Simp. Int. de Ing. Geotécnica de Suelos Blandos, SMMS, México D.F., Vol. 2,
- Romo, M.P. (1990). "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones", Memorias del Simposio El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años del Sismo, SMMS, México, D. F., 83-94.
- Romo, M. P. (1980). "Análisis dinámico de sistemas suelo-estructura y presas de tierra", Memorias X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, SMMS, Morelia, Mich., 112-133.
- Romo, M. P. (1991). "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y sus repercusiones en la ingeniería de cimentaciones", Sismogeodinámica, Vol. 2, 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, 1039-1051.
- 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 Magaña R. (1996). "Teoría y observaciones de campo: Elementos fundamentales en el desarrollo de la geodinámica", Memorias de la Reunión Conjunta Instituto de Ingeniería-ICA - Solum "40 Años de Investigación y Práctica en Geotecnia", Tomo 2, 268-304.
- Romo, M. P., Mendoza, M. J. y García, S. R. (2000). "Geotechnical factors in seismic design of foundations: State-of-the-art report", Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2832, Auckland, New Zealand.
- 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, D. F., 148-162.
- Rukos, E. A. (1988). "The Mexico earthquake of September 19, 1985—Earthquake behavior of soft sites in Mexico City", Earthquake Spectra, EERI, Vol. 4 (4), 771-786.
- Russo, G. y Viggiani, C. (1995). "Long term monitoring of a pile foundation", Proc. of the 4th Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, Bergamo Italia, SGE editoriali, 283-290
- 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 Div., ASCE, Vol. 101 (GT5), 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.
- Seed, H.B. (1986). "Influence of local soil conditions on ground motions and building damages during earthquakes", Octava Conferencia Nabor Carrillo, SMMS, Mazatlán, Sin.
- Semple, R.M. y Ridgen, W.J. (1984). "Shaft capacity of driven piles in clay", Ground Engineering. Vol. 19 (1), 11-19.
- Servicio Sismológico Nacional (1997 a 2004). "Reportes preliminares semanales", Instituto de Geofísica, UNAM. <http://www.igeofcu.unam.mx/geofisica.html>.
- 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.
- 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, 2253-2257.
- Tani, K. (1995). "General report: Measurements of shear deformation of geomaterials-Field tests", Proc. 1st IS-Hokkaido'94, Vol. 2, 1115-1135.

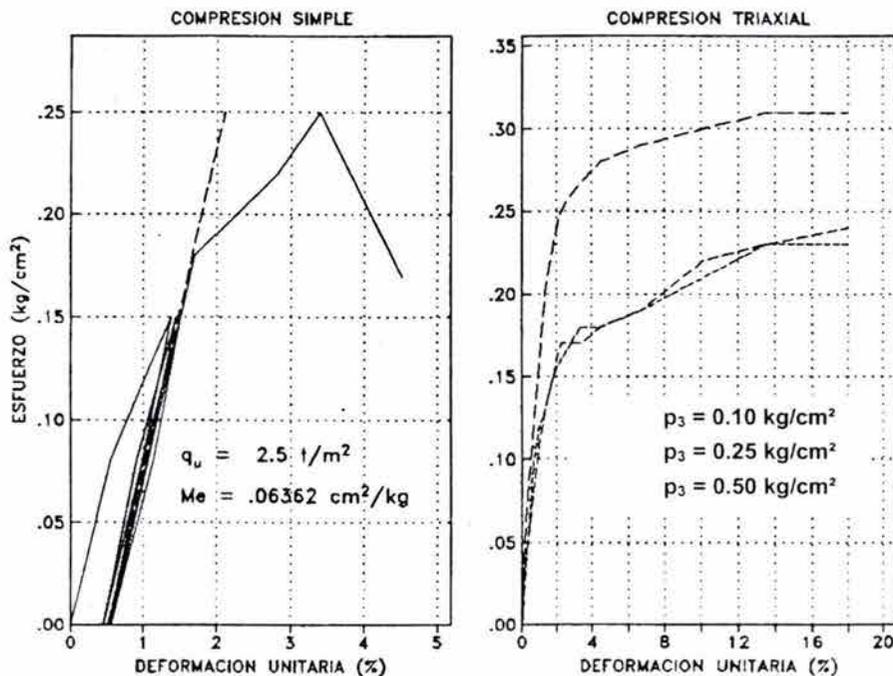
- Terzaghi, K. y Peck, R.B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, McGraw-Hill.
- Tomlinson, M. J. (1957). "The adhesion of piles driven in clay soils", *Proc. 4th ICSMFE*, London, Vol. 2, 66-71.
- Uchiyama, S., Tonouchi, K. e Imai, T. (1984). "Measurement of S wave velocity of the ground and application of S wave velocity data for civil engineering", *Oyo Tech. Note No. 52*, Tokyo.
- Vesic, A. S. (1970). *Load transfer in pile-soil systems*, Soil Mechanics Series No. 23, School of Engineering, Duke University.
- Viggiani, C. (1998). "Pile groups and piled rafts behaviour". *Proc. 3th Int. Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Van Impe y Haegeman (eds.), Ghent, Balkema, 77-91.
- Vijayvergiya, V.N. y Focht, J.A. (1972). "A new way to predict capacity of piles in clay", *Proc. 4th Offshore Technology Conference*, Houston.
- Yamashita, K. y Kakurai, M. (1991). "Settlement behavior of the raft foundation with friction piles", *Proc. 4th Int. DFI Conference*, Balkema.
- 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.), Balkema, Rotterdam, Vol. 1, 197-202.
- Yasuhara, K., Horiuchi, S. y Komine, H. (2001). "Geotechnical applications of industrial by-products for reducing environmental impacts-In the case of pulverized coal fly ashes", *Proc. Korean Geotechnical Society Fall '01 National Conference*, Seoul, 29:62
- Yu-kang, H., Xia-ming, L. y Qiang-hua, C. (1997). "Studies of pile-box foundation interaction under a tall building", *Proc. XIV ICSMFE*, Hamburg, Vol. 2, 823-826.
- Zeevaert, L. (1957). "Compensated friction-pile foundation to reduce the settlement of buildings on the highly compressible volcanic clay of México City", *Proc. 4th ICSMFE*, London, Vol. 1, 81-86.
- Zeevaert, L. (1959). "Reduction of point-bearing capacity of piles because of negative friction", *Proc. First Panamerican Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Vol 3, México, D.F., 1145-1152.
- Zeevaert, L. (1957). "Foundation design and behaviour of Tower Latino Americana in Mexico City", *Géotechnique*, Vol. 7, London, 115-133.
- Zeevaert, L. (1973). *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, Van Nostrand Reinhold, New York.

ANEXO A

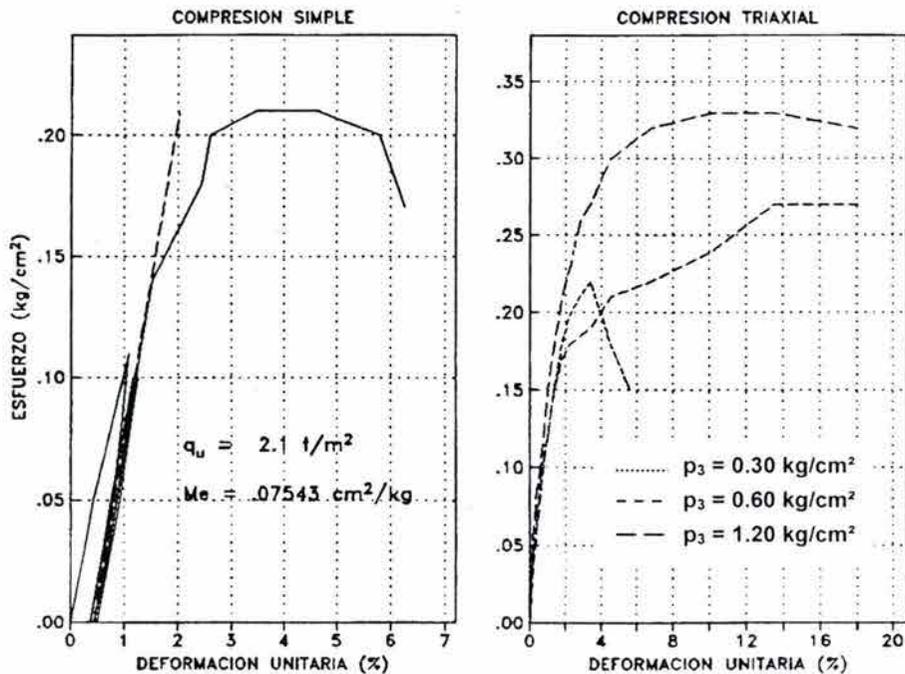
PROPIEDADES DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE, DEFORMABILIDAD Y COMPRESIBILIDAD DE LOS SUELOS DEL SITIO

Se reúnen en este anexo los resultados de pruebas mecánicas estáticas proporcionados por la empresa encargada del análisis y diseño de la cimentación y la superestructura del puente Impulsora. En la Fig. A.1 se muestran los resultados de los ensayos triaxiales no consolidados no drenados y de compresión no confinada, realizados con muestras inalteradas provenientes de diferentes profundidades del sondeo ZE-2. En la Fig. A.2 se encuentran las curvas de compresibilidad determinadas en pruebas de consolidación unidimensional, mismas que se llevaron a cabo con especímenes inalterados muestreados en el sondeo SS-1. De estas curvas fueron obtenidos los esfuerzos de preconsolidación, mismos que se incluyen en el perfil de esfuerzos efectivos y totales que aparecen en la Fig. A.3; puede distinguirse la condición normalmente consolidada del perfil de suelos del sitio, con excepción de los materiales entre 36 y 43 m de profundidad, donde alcanzan cocientes de preconsolidación, OCR, hasta de 2.

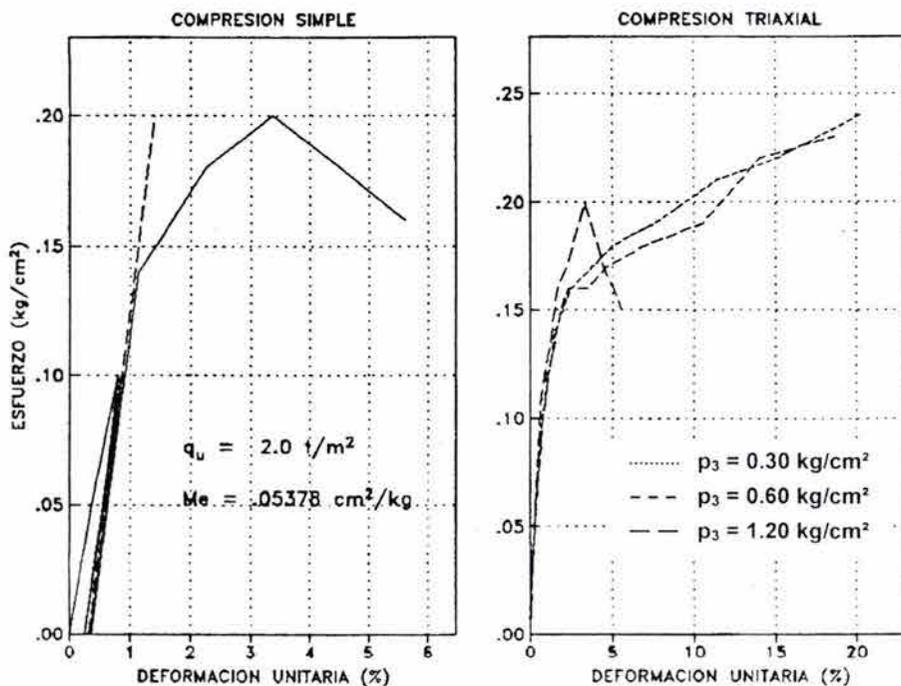
Profundidad: 10.0 – 10.9 m



Profundidad: 20.0 – 20.9 m



Profundidad: 30.0 – 30.9 m



Profundidad: 39.0 – 39.9 m

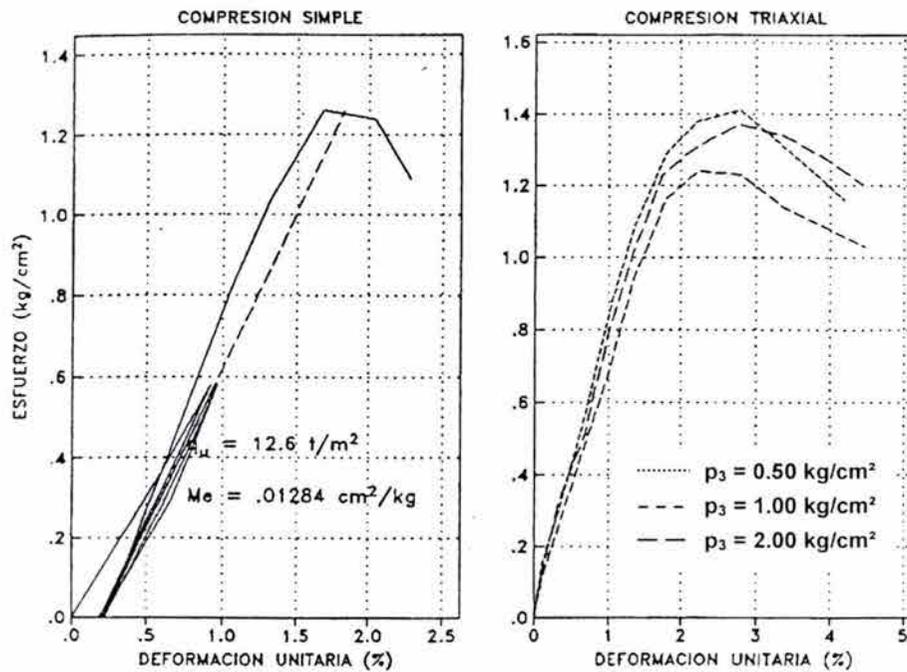
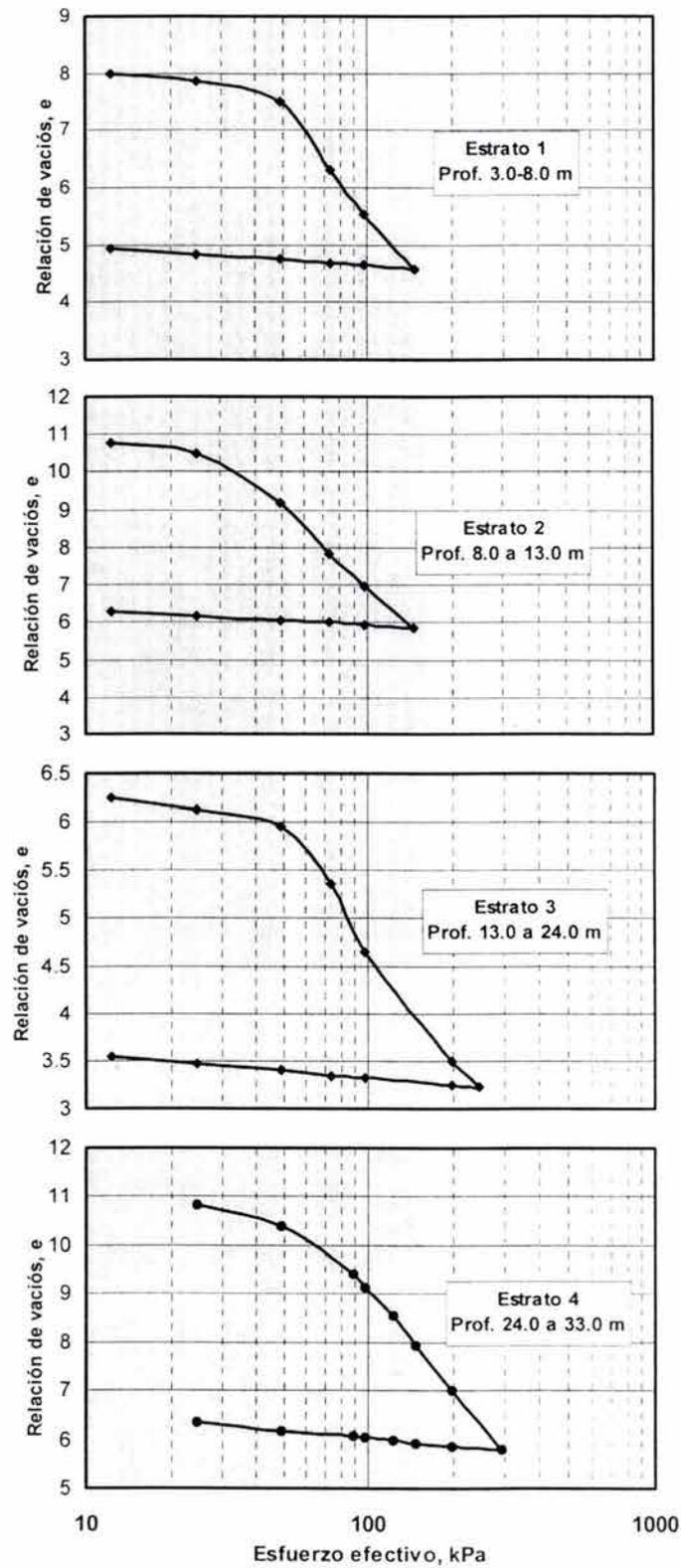


Fig. A.1 Curvas esfuerzo-deformación de los ensayos triaxiales UU y de compresión no confinada, con muestras inalteradas del sitio en estudio



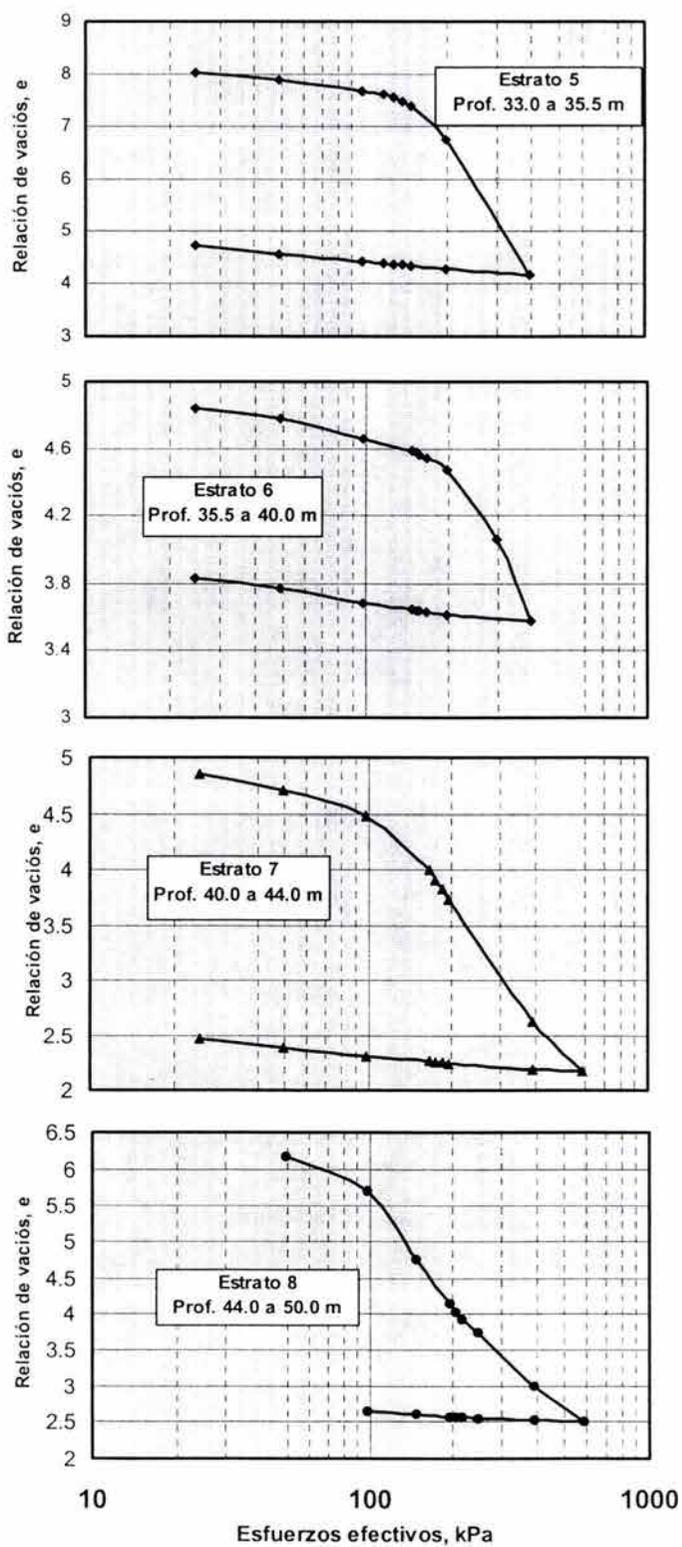


Fig. A.2 Curvas de compresibilidad de muestras arcillosas inalteradas. Sondeo SS-1

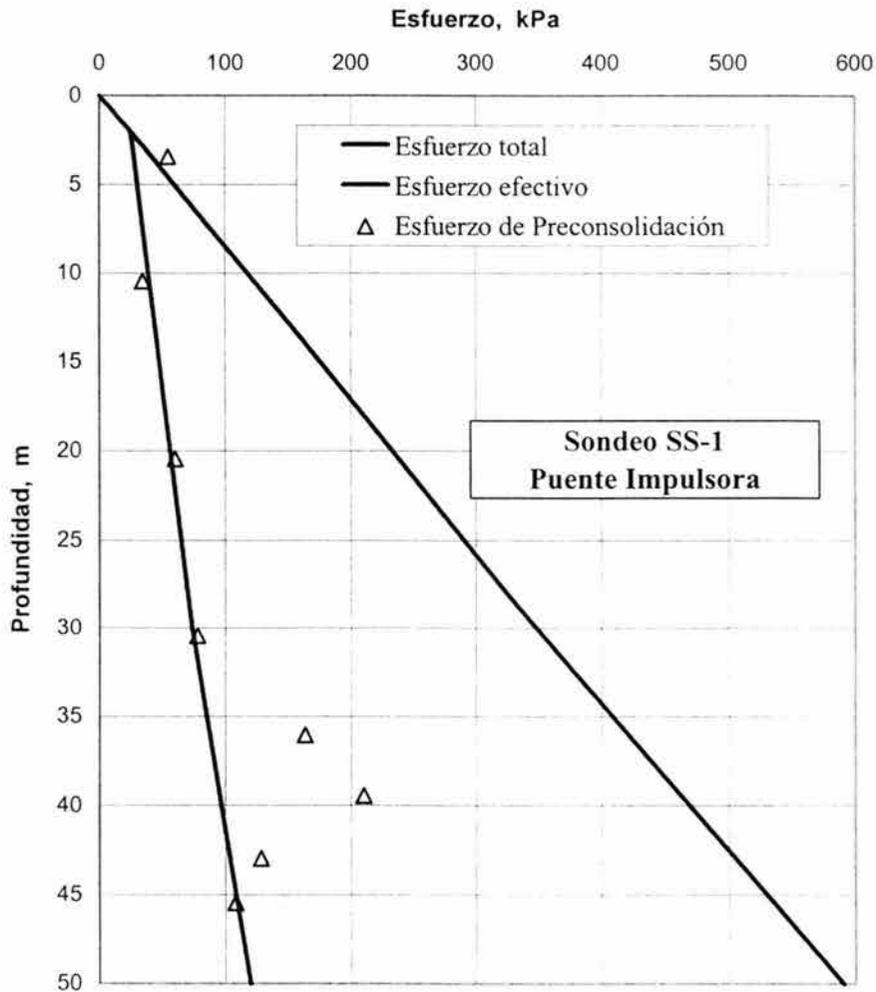


Fig. A.3 Diagramas de esfuerzos totales y efectivos iniciales, y esfuerzos de preconsolidación definidos por las curvas de compresibilidad de los ensayos de consolidación unidimensional

ANEXO B
DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS EN EL
CAMPO, CON LA TÉCNICA DE SONDA SUSPENDIDA

Para la caracterización dinámica de los depósitos arcillosos del sitio, se midieron en el campo (Gutiérrez, 1995) las velocidades con las que se propagan las ondas S y P a diferentes profundidades, mediante una técnica en la que la fuente de la excitación y los detectores de respuesta se mantienen a una distancia constante a lo largo de toda la profundidad del sondeo, Fig B.1; tal procedimiento se conoce como sonda suspendida, el cual fue desarrollado en Japón en la década de los 70's (Kitsunozaki, 1980; Uchiyama et al., 1984). Con esta técnica se pueden barrer sondeos con varias centenas de metros de profundidad, tomando ventaja de que no se requieren excitaciones de mayor energía con la profundidad, ya que la fuente y los receptores que se localizan en la misma sonda, mantienen la misma separación. Considerando esta distancia y midiendo los tiempos de arribo entre la emisión del disparo y la recepción de la señal, la cuantificación de la velocidad de las ondas de cortante es directa. Esta técnica permite también distinguir la llegada de las ondas de compresión, con lo que se puede cuantificar la velocidad de propagación de las ondas P.

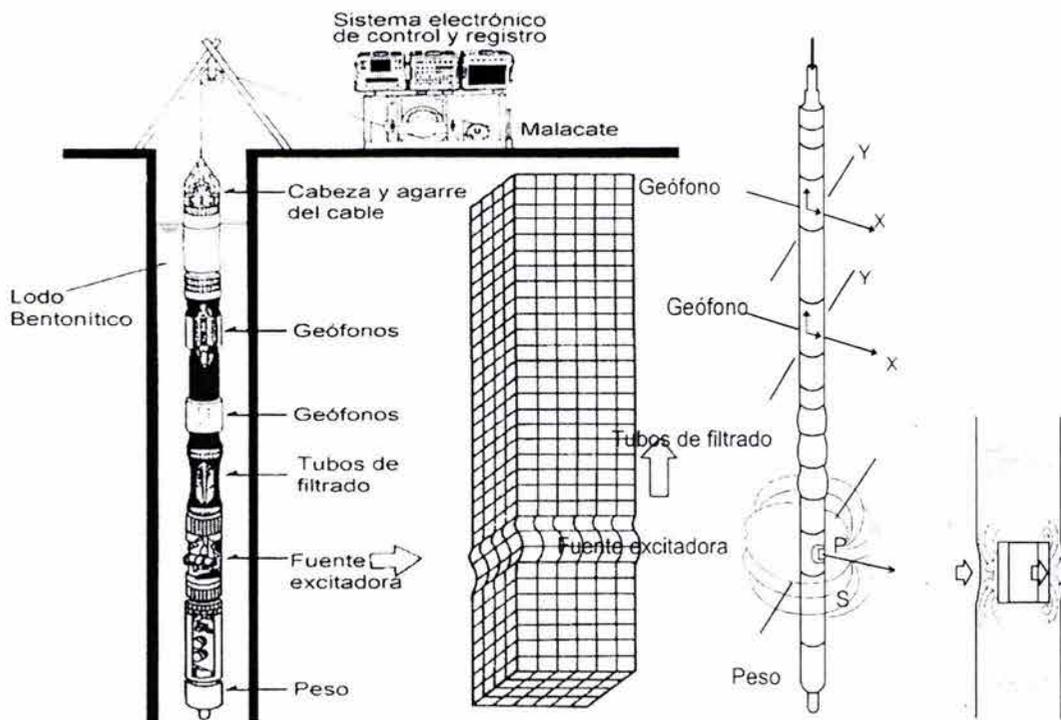


Fig. B.1 Esquema del sistema de sonda suspendida para la medición in situ de propiedades dinámicas del subsuelo

El dispositivo consiste de una sonda en la que están integrados tanto la fuente de excitación como dos geófonos receptores; estos últimos con separación de un metro. Sumergida la sonda dentro del fluido de una perforación hecha en el sitio y sin tocar sus paredes, de ahí su calificativo, se provocan perturbaciones mecánicas en dirección transversal al eje de la perforación que se propagan al suelo circundante; tanto la excitación como la respuesta se dan a través del agua o lodo bentonítico. Posee un mecanismo de martinets capaz de producir impactos laterales con longitudes de onda superiores al diámetro del pozo, excitando las formaciones circundantes y haciendo que las ondas se transmitan hacia los geófonos que captan los componentes horizontal y vertical de las perturbaciones. Entre la fuente y los sensores se tiene un elemento tubular de hule, para impedir el paso de las ondas a través del tubo de la sonda y evitar el enmascaramiento de las señales. La longitud total de la sonda es de unos 7 m, dependiendo de los pesos que se requieran en su extremo inferior para sumergirla, y tiene un diámetro de 54 mm; el punto central de los geófonos se ubica a unos 5 m del extremo inferior. La profundidad de la sonda se controla desde la superficie mediante un malacate que posee un cable de acero con marcas a cada medio metro.

La operación del sistema y el análisis preliminar de los registros, se efectúa mediante una consola de controles en la que se seleccionan los filtros y ampliificaciones requeridos. En la Fig. B.2 se incluye un registro típico de pozo en el que se distinguen los arribos de ondas P y S; estos registros se visualizan en pantalla durante la ejecución del ensaye y se imprimen en papel, con lo que es posible determinar directamente en el campo las velocidades de ondas. Para cada geófono se tiene una traza de ondas P y dos para ondas S, correspondiendo a excitaciones de la fuente con polaridad inversa para facilitar la identificación de arribos. La separación entre líneas corresponde a un intervalo de tiempo constante, que puede ser diferente para cada tipo de onda. Así, tomando en cuenta la distancia unitaria entre geófonos y el lapso para los arribos en cada uno de ellos, se cuantifican las velocidades medias, que corresponden al suelo situado entre los geófonos. La prueba puede realizarse desplazando la sonda en cualquier sentido dentro del pozo; sin embargo, es recomendable para mayor facilidad en el control de las profundidades, registrar de abajo hacia arriba. Puede activarse la fuente de ondas tantas veces como sea necesario, hasta lograr la mejor definición de los arribos.

La perforación que se practica con diámetro entre 70 y 150 mm debe realizarse con la mayor verticalidad posible, cuidando la regularidad en las paredes, para así evitar el arrastre de la sonda a lo largo del pozo, lo que puede provocar su atoramiento, especialmente si las formaciones atravesadas presentan derrumbes fácilmente. Se recomienda que el pozo no sea ademado, principalmente en suelos de baja rigidez, y que el sondeo se lleve a cabo inmediatamente después de terminado el pozo. De juzgarse necesario el uso de ademe, se em-

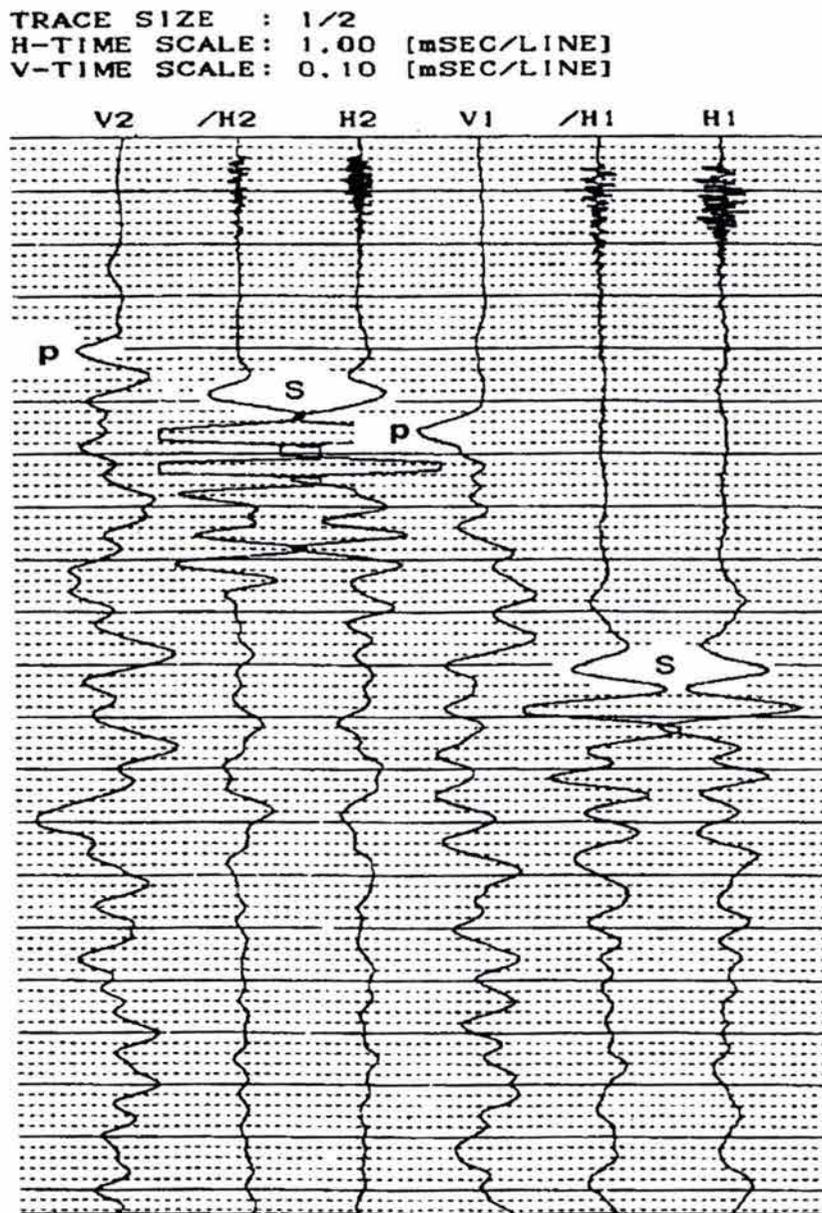


Fig. B.2 Registro de señales con la sonda suspendida a cierta profundidad

pleará de P.V.C. de pared delgada, nunca de acero, debidamente adherido a las paredes del pozo para evitar pérdidas o distorsiones de la señal de la fuente. Si durante la perforación se observan pérdidas importantes de fluido o derrumbes frecuentes, el pozo debe ademarse. Así mismo, es muy importante que el pozo se mantenga lleno de fluido ya que sin éste la señal producida por la fuente no puede transmitirse hacia las formaciones circundantes.

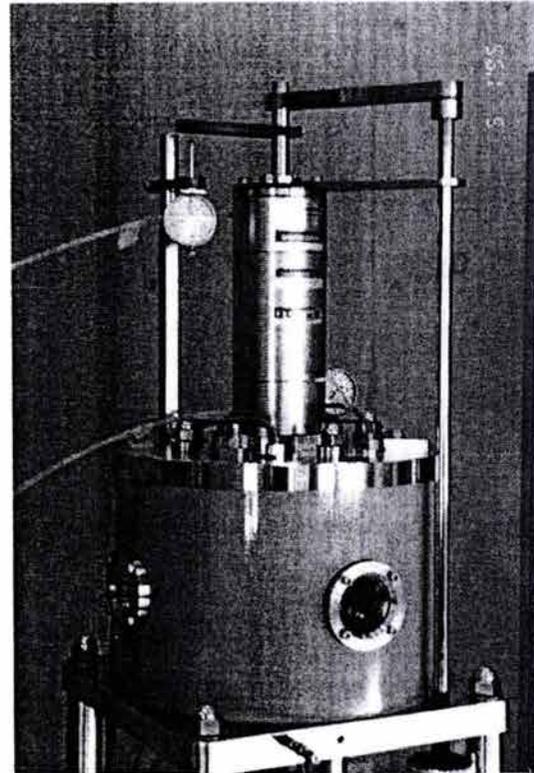
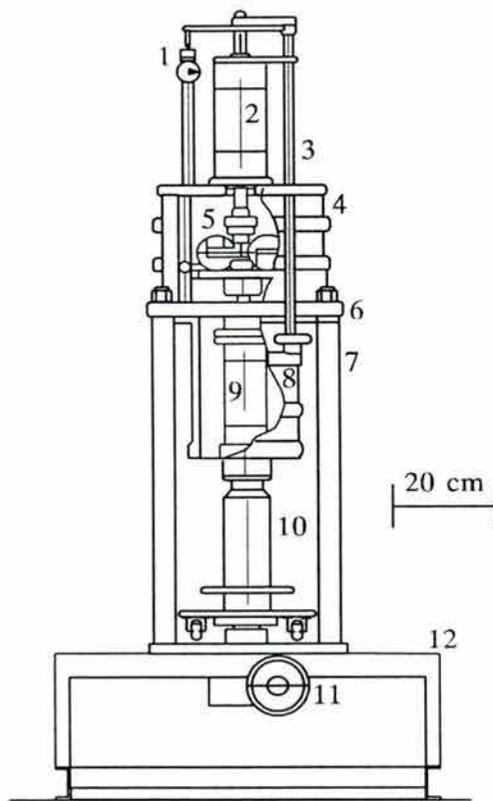
ANEXO C

DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS EN EL LABORATORIO, CON CÁMARA TRIAXIAL DE COLUMNA RESONANTE

Los ensayos dinámicos realizados con muestras inalteradas del sitio en estudio fueron ejecutados en una cámara triaxial de columna resonante, que se describe en este anexo. Se trata de un equipo con el que es posible determinar de manera confiable dos de las propiedades dinámicas más importantes de los suelos, bajo estados de esfuerzo y niveles de distorsión perfectamente conocidos y controlados; éstas son, el módulo cortante dinámico, G y el cociente de amortiguamiento respecto al crítico, λ . El equipo pertenece al Laboratorio de Dinámica de Suelos del Centro Nacional de Prevención de Desastres, CENAPRED, y está formado por las unidades principales siguientes: i) Cámara triaxial, marco de carga y sistema excitador; ii) panel de controles hidroneumáticos y de vacío y, iii) consola de registro y de controles electrónicos. Permite controlar las variables más significativas de esas propiedades dinámicas; ellas son el esfuerzo normal octaédrico, las condiciones de drenaje y de saturación del suelo, la condición isotrópica o anisotrópica de esfuerzos, y la amplitud del momento torsionante; esta última determina de manera directa el nivel de distorsión.

Un marco rígido de carga formado por cuatro columnas metálicas y una gruesa placa de acero sustentan a la cámara triaxial y al sistema excitador, como se muestra en la Fig. C.1. La cámara triaxial está formada por un cilindro de lucita que soporta la presión confinante de hasta 1 MPa; su pedestal está firmemente sujeto a la plataforma base del conjunto. El mecanismo excitador se encuentra en la parte superior de la celda triaxial, manteniendo libre comunicación entre ellos, por lo que su interacción es libre de fricción. Permite ensayar especímenes cilíndricos macizos o huecos, de 7 ó 10 cm de diámetro exterior, espesor de pared de 2 cm y altura de 10 cm. Los extremos del espécimen se fijan al pedestal y cabezal mediante navajas radiales que sobresalen de las piedras porosas que sirven de drenaje; ambas impiden el deslizamiento ante el par torsionante cíclico. Sobre el sistema excitador se cuenta con un actuador neumático axial, con el que se aplica el esfuerzo desviador axial estático necesario para cumplir con una condición de compresión anisotrópica; así mismo permite equilibrar el peso propio del sistema excitador y equilibrar la fuerza que ejerce la presión confinante sobre el pistón. A lo largo de la columna motriz está dispuesto el transductor de carga axial.

El sistema excitador consiste de un oscilador electromagnético formado por un par de bobinas colocadas paralelamente en posición horizontal y con sentidos encontrados, diametralmente opuestas entre sí y equidistantes a la columna vertical motriz, a la que están unidas por brazos metálicos; al alternarse la corriente eléctrica a las bobinas se generan momentos torsio-



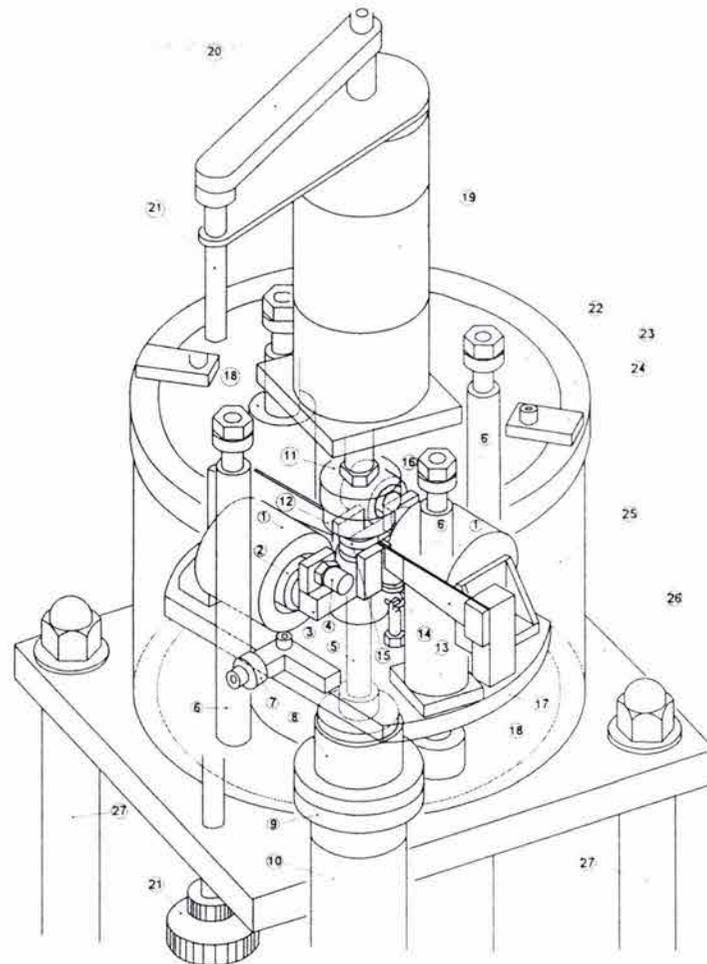
Vista de las partes 1 a 6

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. C.1 Cámara triaxial de columna resonante del CENAPRED-SeGob (Mendoza et al., 1996b)

nantes alternantes que la columna motriz trasmite a la muestra ensayada. Un acelerómetro en un brazo trasmisor y un transductor de velocidades en el otro, miden la aceleración y la velocidad del sistema excitador. En la Fig. C.2 se muestran los componentes del sistema excitador.



PARTE DESCRIPCIÓN

1	Coraza o cilindro hueco magnetizado (2 piezas)
2	Magneto o vibrador (2 piezas)
3	Brazo trasmisor de la acción que ejercen los vibradores
4	Acelerómetro
5	Columna motriz vertical
6	Columnas (4) soportantes del mecanismo vibrador
7	Collar para evitar las vibraciones indeseables de reacción
8	Cabezal de torque
9	Cabezal del espécimen
10	Especimen de suelo
11	Conexión de la celda de carga axial
12	Celda de carga axial
13	Lámina de amortiguamiento (2 piezas)
14	Resorte de suspensión de la sección móvil del sistema (2 juegos)

PARTE DESCRIPCIÓN

15	Balero o cojinete
16	Transductor de velocidad
17	Base deslizante
18	Funda del soporte
19	Actuador neumático axial
20	Brazo para subir o bajar el pistón del actuador
21	Barra y maneral del brazo 20
22	Placa superior del cilindro 25
23	Arillo de cierre y sello entre 22 y 25
24	Retén - ménsula (4 piezas)
25	Camisa donde se aloja todo el sistema excitador
26	Placa superior del marco de carga
27	Columnas (4) del marco de carga

Fig. C.2 Vista en isométrico del sistema excitado (Mendoza et al., 1996)

A través del panel de controles hidroneumáticos y de vacío se aplican las presiones de confinamiento, las del actuador axial de manera automática, y la contrapresión (máxima de 500 kPa) para asegurar en su caso la saturación del suelo; se miden los cambios volumétricos de las muestras, se genera el vacío necesario a moldes y membranas para la formación de especímenes de suelos granulares, se mantiene e introduce agua desaerada al sistema, y se llena y vacía la cámara con el agua de confinamiento.

Se cuenta con una consola en la que se amplifican, acondicionan y despliegan las señales de los transductores de aceleración y velocidad; ahí se controlan y registran las amplitudes y frecuencias del sistema excitador. En un indicador frontal de aguja se registra el nivel de respuesta del espécimen a la vibración, en términos de la aceleración, velocidad o desplazamiento tangencial del sistema; para este último hay dos circuitos diferentes y un interruptor para seleccionar si se adopta la señal del acelerómetro integrándola dos veces, o si se integra una sola vez la señal del transductor de velocidad. Adicionalmente, se cuenta con un osciloscopio en el que se muestran las señales de excitación y de respuesta del sistema, para juzgar la condición de resonancia, así como un oscilógrafo optoelectrónico que registra a través del tiempo las señales de los sensores seleccionados en papel continuo sensible a los rayos ultravioleta. Este equipo permite contar con el trazo de la atenuación del desplazamiento de la muestra, para cuantificar el amortiguamiento. En esta consola también se alojan los acondicionadores de señal y los indicadores digitales de los transductores siguientes: fuerza y desplazamiento axiales, presión confinante, contrapresión y cambio volumétrico.

La etapa dinámica consiste en alimentar con cierta corriente eléctrica a las bobinas que inducen momentos torsionantes cíclicos de amplitud constante a la cabeza del espécimen, mientras que su base se mantiene fija al pedestal. La prueba consiste en hacer variar la frecuencia, hasta alcanzar la resonancia; esto es, la frecuencia con la que el sistema tiene la máxima respuesta; ello se juzga con base en la medición de la aceleración, la velocidad y/o el desplazamiento torsionante del sistema excitador, lo que se registra en el indicador de aguja y en el osciloscopio. Las frecuencias que se van aplicando se despliegan digitalmente con una precisión de 0.1 Hz. Determinada la frecuencia de resonancia y con base en la teoría de propagación de ondas en barras cilíndricas, se obtiene la velocidad de las ondas de cortante, v_s ; y de ésta, el módulo G . Las mediciones en el laboratorio permiten obtener también el amortiguamiento, tanto con la traza de la atenuación de las amplitudes de desplazamiento al iniciarse la vibración libre, como con el método del ancho de banda durante la vibración forzada.

El módulo cortante dinámico se obtiene a partir de consideraciones basadas en la teoría de propagación de ondas en barras cilíndricas (Richart et al, 1970; Tatsuoka y Silver, 1980) de donde se deduce que:

$$G = \rho v_s^2 = \rho [2 \pi f_n H / F]^2 \quad (C.1)$$

donde, ρ = densidad del espécimen,

v_s = velocidad de las ondas de corte en el espécimen.

f_n = frecuencia de resonancia del sistema.

H = altura del espécimen.

$F = \omega_n H / v_s$ = frecuencia adimensional que toma en cuenta las inercias rotacionales y la rigidez de los componentes del sistema excitador; estos aspectos intervienen dado que el sistema (bobinas, brazos, transductores, cabezal, etc) se encuentra unido a la parte superior de la muestra.

La inercia rotacional del sistema excitador debe tomar en cuenta la reducción de la inercia total del sistema por la presencia del resorte torsionante. En la Fig. C.3 se muestra un esquema de la columna resonante, con los componentes que intervienen en la determinación de G ; se ha despreciado en este cálculo el efecto amortiguante en el sistema excitador. Estas consideraciones conducen a la expresión siguiente (ASTM, 1987):

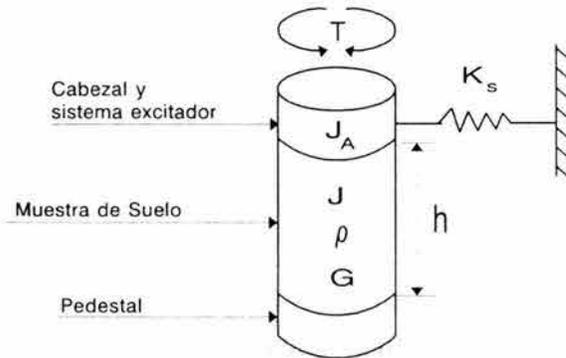


Fig. C.3 Esquema del sistema pedestal-muestra de suelo-cabezal excitador, en la prueba de columna resonante

$$F \tan F = \frac{J}{J_A - \frac{K_s}{(2 \pi f_n)^2}} \quad (C.2)$$

donde, J = momento polar de inercia del espécimen,

J_A = momento polar de inercia de la masa del sistema excitador,

K_s = constante de resorte torsional del aparato, que se obtiene de la medición de la frecuencia de resonancia del sistema sin muestra de suelo, y corregida por la amplitud de la distorsión.

El momento polar de inercia del espécimen se determina directamente de sus dimensiones y peso volumétrico, para cada momento de la prueba. El momento polar J_A es función de las masas y distribución espacial de sus elementos; dada su complejidad, es difícil cuantificarlo directamente por lo que se recurre a un procedimiento de calibración (Tatsuoka y Silver, 1980) en el que a una barra metálica se le añaden dos masas diferentes en su porción superior; para cada una de ellas se conoce su inercia rotacional y se determina su correspondiente frecuencia natural de vibración, con lo que se puede obtener J_A sin necesidad de conocer las propiedades del material de que está hecha la barra de calibración.

La determinación del amortiguamiento sólo es posible realizarla en el laboratorio. Para calcular el cociente de amortiguamiento para vibración forzada, durante el barrido de frecuencias se registran éstas y sus correspondientes aceleraciones; con ellas se grafica la curva de respuesta para cada amplitud de distorsión. A su vez, para determinar el amortiguamiento bajo vibración libre, concluida la búsqueda de la frecuencia de resonancia para la amplitud seleccionada, se registra el decaimiento de la respuesta del sistema con esa frecuencia; para ello se detiene la acción dinámica y se registra tal atenuación en papel. Dada la relativa alta frecuencia de la excitación, para poder registrar tanto la porción final del tren de ondas con vibración forzada como los ciclos con vibración libre, la velocidad típica del papel en el oscilógrafo debe ser de 0.5 m/s, y su disparo debe hacerse una fracción de segundo antes de detener la excitación, vía la interrupción de la corriente eléctrica. A fin de conocer el módulo G y el amortiguamiento a otro nivel de distorsión, el proceso se repite aumentando la corriente al sistema excitador; con ello crece la amplitud del par torsionante que se aplica al espécimen de prueba. Procediendo así en varias ocasiones, se obtiene la información para definir la variación que tienen G y λ con la deformación cortante, γ .

El módulo G se determina mediante la primera igualdad de la ecuación C.1, en tanto que el módulo de Poisson, ν , se calcula mediante la expresión siguiente:

$$\nu = 0.5 (v_p^2 - 2 v_s^2) / (v_p^2 - v_s^2) \quad (C.3)$$

ANEXO D
CALIBRACIÓN DE LOS SENSORES GEOTÉCNICOS ALOJADOS EN LA
CIMENTACIÓN INSTRUMENTADA

Tabla D.1 Ajuste lineal de las calibraciones de las celdas de carga de tipo strain gage (SG) y de cuerda vibrante (VW)

$$\text{Carga(t)} = a + b(\text{Lect} + d)$$

Celda de Carga	Institución	Indicador digital	a	b	d	Condiciones
SG1716	IdeI, UNAM	P-3500	-0.2434	0.0248		GF=2.0 Balance=6.005
		IDS	-0.2531	0.0151	-2372	Alimentación = 8.0 V
	Fabricante	P-3500		0.013091	475	GF=1.0 Balance=5.000
SG1717	IdeI, UNAM	P-3500	-0.4823	0.0247		GF=2.0 Balance=2.875
		IDS	-0.4441	0.015	-3489	Alimentación = 8.0 V
	Fabricante	P-3500		0.01213	944	GF=1.0 Balance=5.000
SG1718	IdeI, UNAM	P-3500	-0.5031	0.0247		GF=2.0 Balance=4.700
		IDS	-0.4578	0.015	-2730	Alimentación = 8.0 V
	Fabricante	P-3500		0.012143	-17	GF=1.0 Balance=5.000
SG1719	IdeI, UNAM	P-3500	-0.4469	0.0247		GF=2.0 Balance=4.800
		IDS	-0.8458	0.015	-2722	Alimentación = 8.0 V
	Fabricante	P-3500		0.012152	-92	GF=1.0 Balance=5.000
SG1720	IdeI, UNAM	P-3500	-0.3877	0.0248		GF=2.0 Balance=3.180
		IDS	-0.373	0.0151	-3363	Alimentación = 8.0 V
	Fabricante	P-3500		0.012161	-789	GF=1.0 Balance=5.000
SG1721	IdeI, UNAM	P-3500	-0.8725	0.0246		GF=2.0 Balance=7.110
		IDS	-0.7644	0.0151	-1691	Alimentación = 8.0 V
	Fabricante	P-3500		0.012093	898	GF=1.0 Balance=5.000
SG1722	IdeI, UNAM	P-3500	-0.3647	0.0249		GF=2.0 Balance=2.160
		IDS	-0.2838	0.0151	-3494	Aliment=8.0

	Fabricante	P-3500		0.012215	-1246	GF=1.0 Balance=5.000
SG1723	Idel, UNAM	P-3500	-0.535	0.0246		GF=2.0 Balance=3.072
		IDS	-0.5368	0.015	-3217	Alimentación = 8.0 V
	Fabricante	P-3500		0.012115	-868	GF=1.0 Balance=5.000
SG1724	Idel, UNAM	P-3500	-0.7024	0.0245		GF=2.0 Balance=3.685
		IDS	-0.8159	0.015	-5104	Alimentación = 8.0 V
	Fabricante	P-3500		0.01202	-589	GF=1.0 Balance=5.000
SG1725	Idel, UNAM	P-3500	-0.3433	0.0247		GF=2.0 Balance=4.300
		IDS	-0.3397	0.015	-2957	Alimentación = 8.0 V
	Fabricante	P-3500		0.01214	-319	GF=1.0 Balance=5.000

$$\text{Carga(t)} = a + b(d - \text{Lect})$$

Celda de carga	Institución	Indicador digital	a	b	d	Condiciones
VW3954	Idel, UNAM	GK-403	-0.232145	0.059726	6744.6	"Lect" es el valor medio de los tres canales
		GK403	-0.43413	0.058315	6703.8	"Lect" es la lectura del canal 1
	Fabricante	GK-401		0.059213	6756.3	"Lect" corresponde al valor medio de los tres canales
VW3955	Idel, UNAM	GK-403	-0.596	0.061576	6725.1	"Lect" corresponde al valor medio de los tres canales
		GK403	-2.22664	0.058296	6773.7	"Lect" es la lectura del canal 1
	Fabricante	GK-401		0.060777	6723.7	"Lect" corresponde al valor medio de los tres canales
VW3956	Idel, UNAM	GK-403	0.773916	0.060402	6624.3	"Lect" corresponde al valor medio de los tres canales
		GK403	-2.15694	0.056729	6714.1	"Lect" es la lectura del canal 1
	Fabricante	GK-401		0.0591313	6637.7	"Lect" corresponde al valor medio de los tres canales

Las diferencias en las lecturas entre los registradores manuales que determinan calibraciones diferentes estriba en que mientras el fabricante adoptó un Gage Factor $GF=1.0$ y un Balance $=5.0$, en este trabajo se adoptó un $GF=2.0$ y Balance variable para cada celda. Cabe destacar que las discrepancias en la fuerza determinada por una y otra calibración es mínima como se pudo comprobar con el procedimiento siguiente: utilizando el mismo registrador de deformaciones (Vishay P-3500) e imponiendo en cada caso los valores de GF y Balance se determinaron las cargas actuantes sobre cada celda en un momento dado de la construcción; esto es, cuando actuaba la misma carga. Al graficar resultados con una y otra calibración, pudo comprobarse que bajo misma carga sostenida, las diferencias en ningún caso fueron mayores de 10 kN.

Tabla D.2 Ajuste lineal de las calibraciones de las celdas de presión de tipo strain gage (SG) y de cuerda vibrante (SW)

$$\text{Presión (kg/cm}^2\text{)} = a + b(\text{Lect} + d)$$

Celda de presión	Institución	Indicador digital	a	b	d	Condiciones
SG640	CENAPRED	Voltímetro	0.00676	0.29519	0.335	Alimentación = 12.7 V
		IDS	0.00555	4.4239E-5	2236	Alimentación = 12.7 V
SG641	CENAPRED	Voltímetro	0.07857	0.54664	-0.025	Alimentación = 12.7 V
		IDS	0.07881	8.2474E-5	-216	Alimentación = 12.7 V
SG642	CENAPRED	Voltímetro	-0.00914	0.29093	0.286	Alimentación = 12.7 V
		IDS	-0.00930	4.3937E-5	1852	Alimentación = 12.7 V
SG643	CENAPRED	Voltímetro	0.02287	0.32334	0.291	Alimentación = 12.7 V
		IDS	0.02288	4.8759E-5	1890	Alimentación = 12.7 V

$$\text{Presión (kg/cm}^2\text{)} = a + b(d - \text{Lect})$$

Celda de presión	Institución	Indicador digital	a	b	d	Condiciones
VW29154	CENAPRED	GK-403	0.049557	0.0005552	10304.2	Display en B
	Fabricante	GK-401		0.000514	10214.0	
VW29155	CENAPRED	GK-403	0.042354	0.00043749	10167.8	Display en B
	Fabricante	GK-401		0.000493	10050.0	
VW29156	CENAPRED	GK-403	0.005971	0.0006578	10782.7	Display en B

	Fabricante	GK-401		0.000498	10667.0	
VW29168	CENAPRED	GK-403	0.0725035	0.000515	9408.5	Display en B
	Fabricante	GK-401		0.000527	9301.0	

Tabla D.3. Ajuste lineal y cuadrático de las calibraciones de los piezómetros de tipo strain gage (SG) y de cuerda vibrante (VW)

$$\text{Presión}(\text{kg}/\text{cm}^2) = a + b(\text{Lect} + d) + c(\text{Lect})^2$$

Piezómetro	Institución	Indicador digital	a	b	c	d	Condiciones
SG644	CENAPRED	P-3500	0.882052	1.872E-5			GF=+6.0 -2k, 0.70*
		Voltímetro	0.33814	0.70857		-0.021	12.0 V**
		Voltímetro	0.34766	0.704494		-0.018	13.593 V
		IDS	0.34704	0.0001075		-90	13.593 V
	Fabricante	Voltímetro	0.01806	0.7959	-0.01445		12 a 30 V
SG645	CENAPRED	P-3500	0.49755	1.86962E-5			GF=+6.0 -2k, 2.06
		Voltímetro	0.22695	0.698319		-0.019	11.999 V
		Voltímetro	0.227534	0.69638		-0.016	13.597 V
		IDS	0.227047	0.0001063		-77	13.597 V
	Fabricante	Voltímetro	-0.008683	0.709312	-0.002028		12 a 30 V
SG646	CENAPRED	P-3500	0.569502	1.84273E-5			GF=+6.0 -2k, 2.11
		Voltímetro	0.2593	0.706365		-0.0189	12.0 V
		Voltímetro	0.34766	0.70449		-0.018	13.596 V
		IDS	0.256733	0.00010735		-73	13.596 V
	Fabricante	Voltímetro	0.0008983	0.7420949	-0.006058		12 a 30 V

* Balance ** Alimentación

$$\text{Presión}(\text{kg}/\text{cm}^2) = a + b(d - \text{Lect})$$

Piezómetro	Institución	Indicador digital	a	b	d	Condiciones
VW157	CENAPRED	GK-403	-0.00037619	0.00107421	10460.8	Display en B
	Fabricante	GK-401		0.001075	10293.0	
VW158	CENAPRED	GK-403	-0.0058732	0.001322	8975.1	Display en B

	Fabricante	GK-401		0.0013225	8817	
VW159	CENAPRED	GK-403	-0.002571	0.0012417	9228.9	Display en B
	Fabricante	GK-401		0.001236	9091	

Para la calibración de los piezómetros se acondicionó un tanque metálico en el que se sumergió en agua cada sensor, conservando los extremos de los cables eléctricos en el exterior; éstos se conectaron al puente Vishay P-3500 (los tipo SG) o al registrador GK-403 (los de cuerda vibrante), para monitorear los cambios en las señales eléctricas y asociarlos a los cambios de presión en el agua. Tales presiones fueron controladas mediante un regulador neumático de precisión.