

6/Deppi
K. Guinda



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**IDENTIFICACION DE LAS PROPIEDADES
DINAMICAS DE LA ARCILLA DE LA CIUDAD
DE MEXICO.**

HERNAN EDUARDO MARTINEZ CARVAJAL

TESIS

Presentada a la División de Estudios de Postgrado
de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional
Autónoma de México, como requisito para
obtener el grado de

**MAESTRO EN INGENIERIA
(MECANICA DE SUELOS)**

DIRECTOR DE TESIS: DR. VICTOR MANUEL TABOADA URTUZUASTEGUI.

MEXICO, D. F., CIUDAD UNIVERSITARIA. JULIO DE 1998.



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.

RESUMEN.

Se analizaron los registros de aceleración de superficie y de pozo obtenidos en el arreglo acelerográfico de la Central de Abastos Oficinas (CAO) durante los eventos sísmicos de 31/03/93, 24/10/93, 23/05/94, 10/12/94 y 09/10/95. Las historias de esfuerzo cortante-deformación se evaluaron directamente a partir de los registros de aceleración usando una técnica sencilla pero poderosa de identificación de sistemas. A partir de dichas historias se estimaron, a 6, 12, 21, 30 y 45 m. de profundidad, los valores del módulo de rigidez, G , y de la relación de amortiguamiento, β ; y se usaron para observar su variación con el nivel de deformación para cada uno de los cinco eventos sísmicos mencionados.

Los datos obtenidos se compararon con las curvas de degradación del módulo de rigidez y de variación de la relación de amortiguamiento tradicionalmente aceptadas para la arcilla de la ciudad de México. Adicionalmente con las rigideces obtenidas se estimó la velocidad de propagación de ondas S en cada una de las cinco profundidades, y se compararon con un perfil de velocidades obtenido en el campo mediante sonda suspendida. En todos los casos se encontró una buena aproximación entre los datos obtenidos en este estudio con los de campo y laboratorio. Sin embargo, a 6 y 45 metros de profundidad se observó que los valores del módulo normalizado caen por debajo de la banda aceptada para la arcilla de la ciudad de México, lo cual se explica por el carácter predominantemente limoso, con importantes fracciones de arena fina, del material en dichas profundidades.

Para la aplicación de la técnica de identificación de sistemas empleada, es indispensable la sincronización en el tiempo de todos los instrumentos en el pozo con el instrumento de superficie. Desafortunadamente en el arreglo acelerográfico de CAO no existe tal sincronización. La anterior situación obligó a realizar un ajuste de los tiempos a un origen común mediante la alineación visual de los arribos de las ondas de cuerpo. El anterior procedimiento asume que el ángulo de incidencia de dichas ondas es prácticamente vertical por lo que es válido considerar que el arreglo de pozo y de superficie se encuentran en una vertical común, aunque realmente haya una distancia horizontal del orden de 270 m entre ambos.

Dr. Víctor Manuel Taboada Urtuzuástegui

Asesor

INDICE GENERAL

Resumen	i
Indice General	iii
Indice de tablas	v
Indice de figuras	vii
Capítulo 1. Introducción	1
1.1 Planteamiento del problema.	1
1.2 Antecedentes.	3
1.3 Objetivo.	4
Capítulo 2. Generalidades sobre el comportamiento dinámico de la arcilla del valle de México.	7
2.1 Módulo de rigidez a pequeñas deformaciones.	8

2.2	Módulo de rigidez a grandes deformaciones.	11
2.3	Amortiguamiento histerético, β .	15
Capítulo 3. Características generales del sitio		
	Central de Abastos Oficinas (CAO).	19
3.1	Localización	19
3.2	Aspectos generales del subsuelo.	20
3.3	Descripción del pozo.	21
3.4	Relación de los eventos sísmicos usados.	23
Capítulo 4. Descripción del Sistema de Identificación.		27
4.1	Introducción.	27
4.2	Antecedentes.	30
4.3	Marco teórico.	37
4.4	Aplicación al sitio CAO	42
4.4.1	Corrección de tiempos.	43
4.4.2	Ecuaciones para el sitio CAO.	48
4.4.3	Evaluación de las historias de esfuerzos cortantes y deformaciones.	49
Capítulo 5. Obtención de las propiedades Dinámicas.		57
5.1	Historias Esfuerzo-Deformación cortantes.	57
5.2	Obtención del Módulo Cortante, G , y de la Relación de Amortiguamiento, β .	67
5.3	Resumen y Comparación de Resultados.	72
Capítulo 6. Conclusiones.		81
Referencias.		85

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Estaciones acelerográficas con arreglos de instrumentos tanto en pozo como en superficie en la Ciudad de México.	5
Tabla 3.1. Características generales de la estación acelerográfica de la Central de Abastos Oficinas.	23
Tabla 3.2. Características generales de los eventos analizados en este estudio.	24
Tabla 3.3. Características generales de los registros obtenidos en la estación acelerográfica de la Central de Abastos Oficinas para los cinco eventos analizados en este estudio.	25
Tabla 4.1. Rangos de frecuencia de respuesta significativa de los eventos sísmicos analizados y filtros usados en cada caso.	42
Tabla 4.2. Relación de tiempos reportados y reales de la primera muestra del evento 31/03/93 y desfase con respecto al tiempo de origen.	46
Tabla 4.3. Relación de tiempos reportados y reales de la primera muestra del evento 24/10/93 y desfase con respecto al tiempo de origen.	46
Tabla 4.4. Relación de tiempos reportados y reales de la primera muestra del evento 23/05/94 y desfase con respecto al tiempo de origen.	47

Tabla 4.5. Relación de tiempos reportados y reales de la primera muestra del evento 10/12/94 y desfase con respecto al tiempo de origen.	47
Tabla 4.6. Relación de tiempos reportados y reales de la primera muestra del evento 09/10/95 y desfase con respecto al tiempo de origen.	47
Tabla 5.1. Resumen de los resultados obtenidos para los cinco eventos sísmicos analizados.	73
Tabla 5.2. Deformaciones cortantes máximas (%) observadas en los cinco eventos sísmicos analizados.	79

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Definición del módulo secante de rigidez al cortante, G , y de la relación de amortiguamiento, β a partir de una curva ideal de carga-descarga.	8
Figura 2.2. Variación del módulo de rigidez y tendencias observadas en el laboratorio.	10
Figura 2.3. Efecto del esfuerzo de confinamiento en las curvas G - γ .	13
Figura 2.4. Curvas de módulo cortante normalizado.	13
Figura 2.5. Efecto de I_p en el parámetro γ_r .	14
Figura 2.6. Efecto de I_p en el parámetro A .	15
Figura 2.7. Efecto de I_p en el parámetro B .	15
Figura 2.8. Curvas de relación de amortiguamiento.	17
Figura 3.1. Plano de localización general del sitio Central de Abastos.	20
Figura 3.2. Perfil estratigráfico del sitio CAO.	22
Figura 3.3. Esquema de localización del sitio del sondeo y del acelerógrafo de superficie.	23

Figura 4.1. Modelo de comportamiento del suelo.	33
Figura 4.2. Curvas de degradación del módulo de rigidez obtenidas para la presa de Santa Felicia.	34
Figura 4.3. Curvas de variación de la relación de amortiguamiento para la presa de Santa Felicia.	34
Figura 4.4. Curvas de degradación del módulo de rigidez obtenidas por Chang et al, 1991; comparadas con resultados de laboratorio para el sitio de Lotung.	36
Figura 4.5. Comparación entre las estimaciones de Zeghal et al, 1995, en el sitio de Lotung, Taiwan; y los resultados de laboratorio de la Universidad de Texas.	37
Figura 4.6. a) Esquema de discretización de un arreglo de acelerógrafos en pozo y b) esquema de localización de los instrumentos en el sitio de la Central de Abastos Oficinas.	39
Figura 4.7. Esquema de discretización de un arreglo de acelerógrafos en pozo para obtener la deformación a cualquier nivel localizado entre tres instrumentos.	40
Figura 4.8. Procedimiento de ajuste de los registros acelerográficos. Ejemplo para los registros de superficie y de 12 metros del evento 09/10/95 NS.	45
Figura 4.9. Registros de aceleración para el evento del 31/03/93.	49
Figura 4.10. Registros de aceleración para el evento del 24/10/93.	50
Figura 4.11. Registros de aceleración para el evento del 23/05/94.	50
Figura 4.12. Registros de aceleración para el evento del 10/12/94.	51
Figura 4.13. Registros de aceleración para el evento del 09/10/95.	51
Figura 4.14. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 31/03/93, componente EW.	52
Figura 4.15. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 31/03/93, componente NS.	52
Figura 4.16. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 24/10/93, componente EW.	53
Figura 4.17. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 24/10/93, componente NS.	53
Figura 4.18. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 23/05/94, componente EW.	53
Figura 4.19. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 23/05/94, componente NS.	54

Figura 4.20. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 10/12/94, componente EW.	54
Figura 4.21. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 10/12/94, componente NS.	54
Figura 4.22. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 09/10/95, componente EW.	55
Figura 4.23. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 09/10/95, componente NS.	55
Figura 5.1. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento del 31/03/93, componente EW.	58
Figura 5.2. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento del 31/03/93, componente NS.	58
Figura 5.3. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento del 24/10/93, componente EW.	58
Figura 5.4. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento del 24/10/93, componente NS.	59
Figura 5.5. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento del 23/05/94, componente EW.	59
Figura 5.6. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento del 23/05/94, componente NS.	59
Figura 5.7. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento del 10/12/94, componente EW.	59
Figura 5.8. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento del 10/12/94, componente NS.	60
Figura 5.9. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento del 09/10/95, componente EW.	60
Figura 5.10. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento del 09/10/95, componente NS.	60
Figura 5.11. Ciclos aislados para el evento del 31/03/93, componente EW	62
Figura 5.12. Ciclos aislados para el evento del 31/03/93, componente NS	62
Figura 5.13. Ciclos aislados para el evento del 24/10/93, componente EW	63
Figura 5.14. Ciclos aislados para el evento del 24/10/93, componente NS	63

Figura 5.15. Ciclos aislados para el evento del 23/05/94, componente EW	64
Figura 5.16. Ciclos aislados para el evento del 23/05/94, componente NS	64
Figura 5.17. Ciclos aislados para el evento del 10/12/94, componente EW	65
Figura 5.18. Ciclos aislados para el evento del 10/12/94, componente NS	65
Figura 5.19. Ciclos aislados para el evento del 09/10/95, componente EW	66
Figura 5.20. Ciclos aislados para el evento del 09/10/95, componente NS	66
Figura 5.21. Grupos de ciclos aislados para el evento del 24/10/93, componente EW.	68
Figura 5.22. Grupos de ciclos aislados para el evento del 24/10/93, componente NS.	68
Figura 5.23. Grupos de ciclos aislados para el evento del 23/05/94, componente EW.	69
Figura 5.24. Grupos de ciclos aislados para el evento del 23/05/94, componente NS.	69
Figura 5.25. Grupos de ciclos aislados para el evento del 10/12/94, componente EW.	70
Figura 5.26. Grupos de ciclos aislados para el evento del 10/12/94, componente NS.	70
Figura 5.27. Grupos de ciclos aislados para el evento del 09/10/95, componente EW.	71
Figura 5.28. Grupos de ciclos aislados para el evento del 09/10/95, componente NS.	71
Figura 5.29. Módulo de rigidez y amortiguamiento para el grupo de ciclos comprendido entre 40.00-50.00 s. del evento 09/10/95 a 12 metros de profundidad.	72
Figura 5.30. Módulos de rigidez vs. Deformación	74
Figura 5.31. Relación de amortiguamiento vs. Deformación	75
Figura 5.32. Módulo normalizado vs. Deformación	76
Figura 5.33. Perfil estratigráfico del sitio CAO.	77

CAPITULO 1

INTRODUCCION

1.1 Planteamiento del problema.

Mejorar cada día el conocimiento sobre el comportamiento dinámico del subsuelo del valle de México es una labor que en nuestro medio debe representar mas que un interés puramente académico, el interés de ofrecer herramientas confiables para construir cada vez, obras más seguras y económicas.

El daño estructural debido a una excitación sísmica puede ser directamente correlacionado con las condiciones y características del subsuelo del sitio. Esta correlación se ha hecho evidente en los últimos grandes sismos, como los de México (Septiembre 19 de 1985), Loma Prieta (Octubre 17 de 1989), Kobe (Enero de 1995) y Manzanillo (Octubre 9 de 1995).

Los procedimientos tradicionales de ensayos *in situ* proporcionan los medios convenientes para medir las propiedades dinámicas del suelo a bajos niveles de deformación (Stokoe y Nazarian, 1985; Nazarian y Desai, 1993). Para altos niveles de deformación, las propiedades del suelo se evalúan tradicionalmente por medio de ensayos de laboratorio.

Sin embargo, su aplicabilidad resulta en algunos casos restringida debido a la alteración que se induce en el suelo durante el muestreo, y a las dificultades que implica el tratar de reproducir el estado de esfuerzos *in situ* y la historia de cargas sísmicas (Elgamal et al, 1995).

En el campo de la ingeniería, la observación y la experimentación son las dos herramientas fundamentales para conocer el comportamiento de los sistemas físicos. La interpretación de los experimentos junto con las teorías físicas y la intuición del ingeniero se conjugan para producir modelos del sistema, evaluar su desempeño y diseñar nuevos experimentos. Todo lo anterior permitirá un mejor entendimiento de las leyes que gobiernan el comportamiento del sistema, y un mejor control del mismo.

En algunos casos este proceso se desarrolla por medio del ensayo y error, sin embargo, en un gran número de ocasiones el proceso se aborda como un *problema inverso*, es decir, de *Identificación de Sistemas*, en el cual el objetivo es tratar de deducir un modelo de un sistema real a partir de su respuesta y su excitación.

Los datos experimentales son la base fundamental para la identificación del comportamiento de sistemas reales. Existen fundamentalmente tres alternativas para obtener datos experimentales: (1) ensayos de laboratorio a pequeña escala, (2) ensayos sobre estructuras o sistemas existentes, es decir, ensayos *in situ*, y (3) observación de estructuras o sistemas existentes sometidos a excitaciones naturales.

Los ensayos de laboratorio a pequeña escala son una fuente importante de datos experimentales, sin embargo, la información que de ellos se obtiene no siempre puede ser extrapolada de manera confiable a los sistemas reales. Los ensayos *in situ* tienen limitaciones en cuanto a la magnitud de las amplitudes que se alcanzan y a los rangos de frecuencia del ensaye.

La observación de sistemas instrumentados sometidos a la acción de una amplia variedad de excitaciones naturales que van desde pequeñas hasta severas, es en resumen, la mejor fuente de datos experimentales. Generalmente cubren un amplio rango de amplitudes y frecuencias y permiten no sólo mejorar el entendimiento de las leyes que gobiernan el

comportamiento de los sistemas, sino verificar la confiabilidad de los modelos establecidos.

1.2 Antecedentes.

Los registros de eventos sísmicos constituyen una fuente valiosa de información sobre el comportamiento dinámico tanto de estructuras como del suelo.

Abdel-Ghaffar y Scott (1978, 1979) obtuvieron estimaciones directas de la respuesta dinámica de una presa de 183 m. de altura en su primer modo de vibración, usando los registros sísmicos obtenidos en su base y en su corona.

Koga y Matsuo (1990) obtuvieron a partir de registros de aceleración, estimaciones directas del comportamiento cíclico esfuerzo cortante-deformación, de un modelo de una presa de tierra cimentada sobre un terreno arenoso, sometida a una excitación en una mesa vibradora.

Posteriormente, Zeghal y Elgamal (1994) aplicaron este procedimiento para estimar directamente la historia esfuerzo cortante-deformación de un estrato de sedimentos de 7.5m de espesor en el sitio de Wildlife en Imperial County, California.

Recientemente se ha usado esta técnica (Elgamal et al, 1996) para evaluar las historias esfuerzo cortante-deformación en modelos ensayados en centrífugas con el propósito de estudiar los mecanismos de propagación de la licuación en estratos arenosos, y su efecto en la respuesta de aceleración en la superficie del terreno, así como en los desplazamientos laterales.

Se concluye entonces que los registros de respuesta sísmica de un sitio pueden ser un complemento muy valioso para el estudio del comportamiento dinámico del suelo. En particular, el análisis de los datos provenientes de arreglos de acelerógrafos en pozos, puede proporcionar información importante sobre el comportamiento del suelo dentro de un amplio rango de condiciones de carga, que no es realmente cubierto por los procedimientos tradicionales de ensayos "in situ" o de laboratorio (Zeghal y Elgamal, 1994).

La instrumentación en pozos está aumentando cada vez mas en las regiones sísmicamente activas, especialmente en Estados Unidos de América, México, Japón y Taiwan.

En los últimos años la red acelerográfica de México ha crecido en forma substancial. A finales de 1992 había en operación en México 303 estaciones, número que se incrementó en 81 para finales de 1995 (SMIS, 1996). Esta extensa red de estaciones acelerográficas está integrada por redes más pequeñas que son operadas por diferentes instituciones. Entre dichas redes se destaca la red acelerográfica del valle de México que cuenta con aproximadamente 178 aparatos en operación (46% del total del país), de los cuales 129 se encuentran en la "Zona de Lago", siendo ésta la mas densamente instrumentada.

Las estaciones en operación pueden subdividirse en tres grupos: El primero conformado por aquellas que registran el movimiento en superficie, otro conformado por aquellas que registran el movimiento en el subsuelo y sus aparatos están instalados en pozos, y finalmente un grupo de estaciones instaladas en edificios o estructuras (SMIS, 1996). Teniendo en cuenta la gran cantidad de estaciones acelerográficas existentes en la ciudad de México, es oportuno empezar a implementar esta aplicación para profundizar aún más en el conocimiento de las propiedades dinámicas del subsuelo en nuestra ciudad.

1.3 Objetivo.

Los objetivos de este estudio son determinar, mediante la técnica de Identificación de Sistemas, directamente a partir de registros de aceleración obtenidos del arreglo de acelerógrafos en el pozo de la Central de Abasto Oficinas (CAO), el valor de las propiedades dinámicas de la arcilla de la ciudad de México a diferentes profundidades, mostrando su variación con el nivel de deformación.

Por otro lado, se realizará una comparación de los resultados obtenidos con aquellos que otros autores han reportado a partir de ensayos de campo y laboratorio.

En la tabla 1.1 se presentan las diferentes estaciones acelerográficas de la ciudad de México que cuentan con instrumentos tanto en superficie como en pozo. De ellas se escogió la de la Central de Abasto Oficinas por tener no sólo la mayor cantidad de instrumentos, sino la mejor distribución de ellos dentro del pozo. Adicionalmente, existe

suficiente información estratigráfica y geotécnica del sitio CAO, para realizar una comparación final de resultados.

Por otro lado, tal como se verá mas adelante, cuenta con un buen número de eventos que fueron registrados simultáneamente en todos los instrumentos del arreglo.

Tabla 1.1. Estaciones acelerográficas con arreglos de instrumentos tanto en pozo como en superficie en la ciudad de México

<i>Institución</i>	<i>Estación</i>
Instituto de Ingeniería UNAM	Central de Abasto Oficinas
CIRES	Central de abasto Pozo 12 m.
CIRES	Central de abasto Pozo 30 m.
CIRES	Central de abasto Pozo 60 m.
Instituto de Ingeniería UNAM	SCT Superficie
CIRES	SCT Pozo 10 m.
CIRES	SCT Pozo 25 m.
CENAPRED	Roma C Superficie
CENAPRED	Roma C Pozo 30 m.
CENAPRED	Roma C Pozo 102 m.
CENAPRED	Tlacotal Superficie
CENAPRED	Tlacotal Pozo 30 m.
CENAPRED	Tlacotal Pozo 86 m.
CENAPRED	Zaragoza Superficie
CENAPRED	Zaragoza Pozo 30 m.
CENAPRED	Zaragoza Pozo 83 m.
CENAPRED	Unidad Kennedy Superficie
CENAPRED	Unidad Kennedy Pozo 30 m.
CENAPRED	Unidad Kennedy Pozo 83 m.
Instituto de Ingeniería UNAM	Edificio Jalapa Campo Libre
Instituto de Ingeniería UNAM	Edificio Jalapa Pozo 20 m.
Instituto de Ingeniería UNAM	Edificio Jalapa Pozo 45 m.

CAPITULO 2

GENERALIDADES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LA ARCILLA DEL VALLE DE MÉXICO

El comportamiento esfuerzo-deformación de las arcillas bajo carga cíclica, depende fuertemente del nivel de deformación. A pequeñas deformaciones, la respuesta es aproximadamente lineal con una baja o nula disipación de energía en cada ciclo de histéresis y escasa degradación del módulo con el número de ciclos de aplicación de la carga. Por otro lado, a grandes deformaciones, la respuesta empieza a ser marcadamente no lineal, con mayor disipación de energía por ciclo histerético y considerable degradación en la rigidez causada por la carga cíclica

La deformación en la cual ocurre la transición entre los comportamientos anteriormente mencionados depende del tipo y plasticidad de la arcilla. Sin embargo se reconoce, en general, que el rango entre 10^{-2} y 10^{-1} % es el que marca el límite entre ambos. Las arcillas de alta plasticidad tienden a localizarse en el extremo superior de dicho rango, mientras que las de baja plasticidad se localizan en el extremo inferior.

2.1 Módulo de rigidez a pequeñas deformaciones.

En general, los suelos exhiben relaciones esfuerzo-deformación de tipo curvilíneo como la mostrada en la figura 2.1. Nótese que la curva correspondiente al tramo de carga es diferente a la del tramo de descarga, lo anterior se debe a que el espécimen sufre en el primer ciclo de carga, deformaciones parcialmente irreversibles.

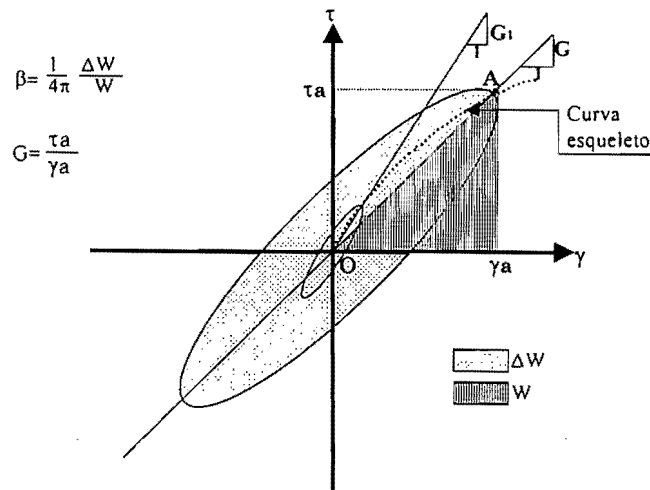


Figura 2.1. Definición del módulo secante de rigidez al cortante, G , y de la relación de amortiguamiento, β , a partir de una curva ideal de carga-descarga.

El ciclo completo de carga y descarga se representa por un lazo de histéresis cerrado en el cual es posible definir dos parámetros importantes del suelo que son el módulo dinámico de rigidez cortante (G) y la relación de amortiguamiento (β).

En la misma figura se nota que el módulo G varía con el nivel de deformación. Al aumentar ésta, disminuye el valor del módulo. Se reconoce que para deformaciones del orden de 10^{-4} % se alcanza un valor máximo que permanece constante por debajo de dicha deformación.

Se acepta que el módulo de rigidez al cortante de los materiales arcillosos puede ser obtenido en el laboratorio a partir de los resultados de ensayos de columna resonante y en el campo a partir de ensayos de propagación de ondas de corte (Romo, 1995). En este último caso, el valor máximo de G se determina de una manera sencilla usando la siguiente relación:

$$G_{\max} = \rho V_s^2 \quad (2.1)$$

en la cual:

$$\rho = \text{densidad de masa del suelo} = \frac{\gamma}{g}$$

γ = peso volumétrico del suelo.

g = aceleración de la gravedad.

V_s = velocidad de la onda de corte.

También se reconoce que el valor del módulo de cortante evaluado con estos dos procedimientos puede producir valores diferentes debido a efectos como el de remoldeo que se induce en la muestra en las etapas de recuperación y manejo de la misma (Harding and Drnevich, 1972; Anderson and Richart, 1976; Anderson and Stokoe, 1978). Sin embargo, para arcillas altamente plásticas, las diferencias entre las determinaciones de campo y de laboratorio son menos significativas. (Romo, 1995).

El módulo de rigidez de las arcillas a deformaciones pequeñas, está determinado por el valor de G_{\max} , o de V_s , de acuerdo con la ecuación 2.1.

Numerosos autores, entre ellos Hardin y Black (1968, 1969), Hardin y Drnevich (1972), Marcuson y Wahls (1972), Kokusho et al (1982) y Jaime (1987); han presentado ecuaciones para estimar el valor de G_{\max} en función del esfuerzo efectivo octaédrico, de la relación de vacíos y de la relación de preconsolidación, las cuales tienen la siguiente forma general:

$$G_{\max} = A \cdot F(e) \cdot (OCR)^K \cdot \bar{\sigma}_o^n \quad (2.2)$$

en la cual:

$\bar{\sigma}_o$ = esfuerzo efectivo octaédrico

$F(e)$ = función en términos de la relación de vacíos.

OCR = relación de preconsolidación.

K = variable que depende del índice de plasticidad.

A = constante de ajuste de los resultados de laboratorio.

$n = 0.5$ para todos los autores mencionados excepto Kokusho et al (1980), y Jaime (1987) que encontraron valores de 0.6 y 1.0 respectivamente.

En la figura 2.2, presentada por Dobry y Vucetic (1989), se muestra la variación de G/G_{max} con la deformación angular. En ella se resumen los resultados de pruebas hechas sobre arcillas de Canadá, Estados Unidos de América, Japón y México. Se observa que la arcilla de la ciudad de México presenta comportamiento lineal a deformaciones mayores que las demás arcillas. Sin embargo debe tenerse en cuenta que al disminuir su índice de plasticidad la curva G/G_{max} se desplaza hacia la izquierda acercándose a la tendencia general mostrada en la figura 2.2.

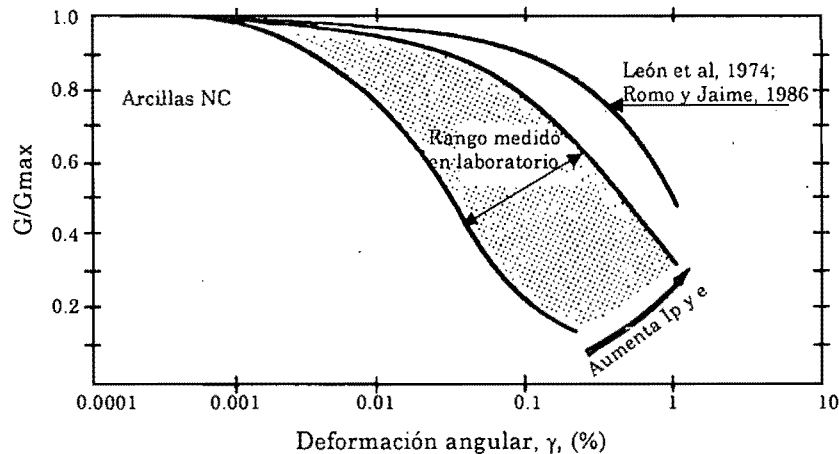


Figura 2.2. Variación del módulo de rigidez y tendencias observadas en el laboratorio (Dobry y Vucetic, 1989).

A partir de numerosos ensayos realizados en columna resonante sobre la arcilla de la ciudad de México, Romo (1995) encontró que el valor máximo del módulo de rigidez cortante, G_{max} , depende del esfuerzo efectivo de consolidación, σ'_c , del índice de plasticidad, I_p , y de la consistencia relativa, I_r . Definidos de la siguiente manera:

$$I_r = \frac{w_L - w_n}{I_p} \quad (2.3)$$

en la cual:

w_L = Límite líquido.

w_n = Humedad natural.

A partir de estudios de regresión de mínimos cuadrados, Romo y Ovando (1994) obtuvieron la siguiente expresión analítica:

$$G_{MAX} = 122 p_a \left(\frac{1}{I_p - I_r} \right)^{(I_p - I_r)} \left(\frac{\sigma'_c}{p_a} \right)^{0.82} \quad (2.4)$$

en la cual:

P_a = constante con las unidades de esfuerzo que definen las de G_{max} .

σ_c' = esfuerzo efectivo de consolidación.

La ecuación 2.4 es válida para valores de $(I_p - I_r)$ positivos, donde I_p se da en decimales, por ejemplo $I_p = 0.95$ en lugar de 95%.

2.2 Módulo de rigidez a grandes deformaciones.

Cuando se habla de grandes deformaciones se hace referencia a aquellas comprendidas en el rango entre 0.1% y 5 ó 10%, y el comportamiento del suelo a estos niveles ha sido estudiado casi exclusivamente en el laboratorio mediante pruebas de corte simple cíclico y triaxial cíclica.

Cuando la aplicación de la carga produce grandes deformaciones, la estructura de la arcilla saturada se degrada continuamente produciendo cambios en la presión de poro y disminución en su rigidez y su resistencia.

La relación entre el módulo en el n -ésimo ciclo (G_n) y el módulo en el primer ciclo (G_1), es una medida de la degradación del módulo de rigidez. Esta relación (G_n/G_1) es llamada índice de degradación, y se denota por δ .

Se ha visto a partir de ensayos de laboratorio que δ es función del número de ciclos, N , y que al graficar ambas en forma logarítmica se obtiene una línea mas o menos hasta los 100 ciclos de carga (Idriss et al, 1978). Por lo tanto, el índice de degradación, δ , se relaciona con el número de ciclos mediante la siguiente ecuación:

$$\delta = N^{-t} \quad (2.5)$$

en la cual:

$t = -(\log \delta / \log N)$ = parámetro de degradación.

Esta caracterización de la degradación cíclica del módulo de rigidez fue originalmente introducida para arcillas normalmente consolidadas y para pruebas triaxiales por Idriss et al, 1978.

Existe información experimental que muestra que el parámetro de degradación depende de la magnitud de la deformación cíclica, de la trayectoria de esfuerzos durante la consolidación y de la relación de preconsolidación (Romo, 1991; Dobry y Vucetic, 1987). Para las arcillas normalmente consolidadas de la ciudad de México, el parámetro t varía con la deformación cíclica cortante de acuerdo con las siguientes relaciones aproximadas (Romo, 1991):

$$t = \frac{2}{1 + \nu} (0.0299)\gamma ; \text{ para consolidación anisotrópica y } \gamma < 2\% \quad (2.6)$$

$$t = \frac{2}{1 + \nu} (0.0122)\gamma ; \text{ para consolidación isotrópica y } \gamma < 6\% \quad (2.7)$$

en la cual:

ν = relación de Poisson.

Los resultados anteriores parecen indicar que las muestras de suelo anisotrópicamente consolidadas son menos susceptibles al fenómeno de fatiga. Esto es comprensible porque los esfuerzos cortantes inducidos durante la etapa de consolidación, en el caso anisotrópico, modifican la microestructura de una forma más significativa, lo cual produce finalmente una estructura más estable. (Romo, 1995).

La degradación depende de los cambios que puedan generarse en la estructura de la arcilla durante la aplicación cíclica del esfuerzo. Así, para un mismo nivel de deformación, arcillas con diferente estructura reaccionan en forma distinta (Taboada, 1989)

Para la arcilla de la ciudad de México, Jaime (1987) propone una ecuación similar a la ecuación 2.4 en la que el valor de t varía de acuerdo con la zona del lago en la que se encuentre, ya sea virgen o preconsolidado.

El efecto de las deformaciones y del esfuerzo efectivo de confinamiento en el módulo cortante se presenta en la figura 2.3. Por otro lado, la figura 2.4 presenta la variación de G/G_{max} con la deformación. Los resultados de estas figuras muestran que las arcillas de la ciudad de México tienen un comportamiento muy cercano al elástico lineal hasta deformaciones del orden de 0.2-0.5%, dependiendo del valor del parámetro $(I_p - I_r)$ (Romo, 1995). Esta observación es diferente de las reportadas previamente en el sentido que tanto la forma como la magnitud de las curvas $G/G_{max}-\gamma$, se consideraban afectadas únicamente por el índice de plasticidad (Dobry y Vucetic, 1989; Romo y Taboada, 1988).

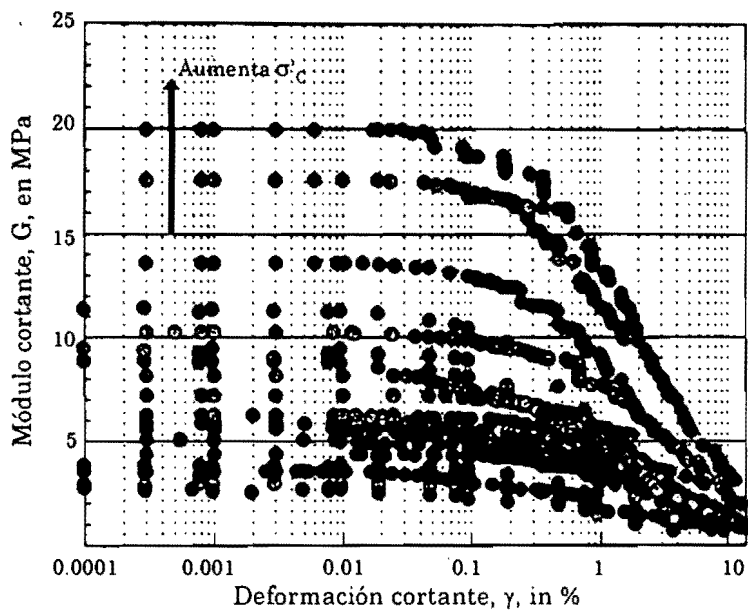


Figura 2.3. Efecto del esfuerzo de confinamiento en las curvas G-γ (adaptado de Romo, 1995).

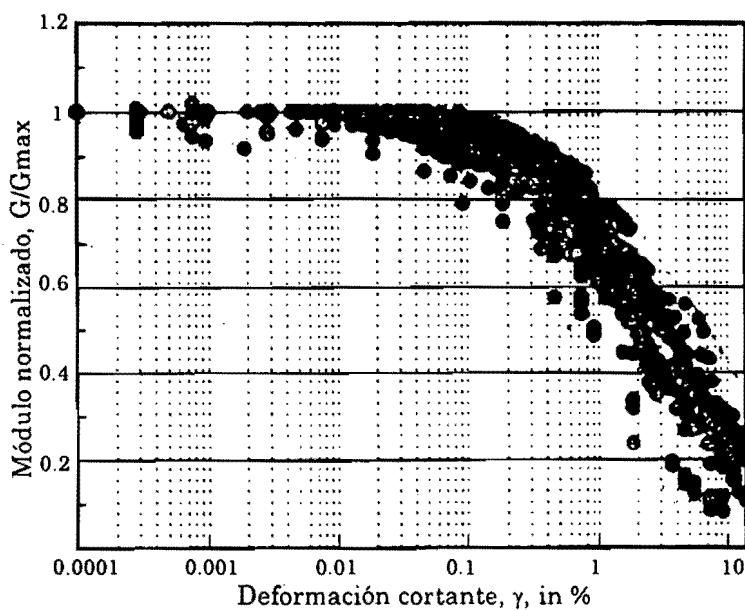


Figura 2.4. Curvas de módulo cortante normalizado (adaptado de Romo, 1995)

Es bien conocido el hecho que el índice de plasticidad se relaciona con la microestructura inicial de la arcilla, la cual está básicamente dominada por factores composicionales tales como la mineralogía, el tamaño y forma de las partículas, composición química del agua en los poros y agente de depositación (agua, hielo, aire). Sin embargo, la microestructura inicial del suelo varía con el tiempo debido a procesos

físicos y químicos. La introducción de I_r es un intento por tener en cuenta, de una forma sencilla, cualquier modificación que pueda ocurrir en la microestructura inicial del suelo debido a procesos físicos (Romo y Ovando, 1993; Romo y Ovando, 1994).

Los resultados de las figuras 2.3 y 2.4 se pueden modelar usando un modelo del tipo Masing dado por la siguiente expresión (Romo, 1991):

$$G = G_{\max} (1 - H(\gamma)) \quad (2.8)$$

en la cual:

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

$$A' = A + I_r$$

G = módulo de cortante para cualquier deformación, γ

G_{\max} = módulo máximo (a muy pequeñas deformaciones)

γ_r , A y B = parámetros que dependen del índice de plasticidad.

Los valores de estos últimos tres parámetros se presentan en las figuras 2.5, 2.6 y 2.7.

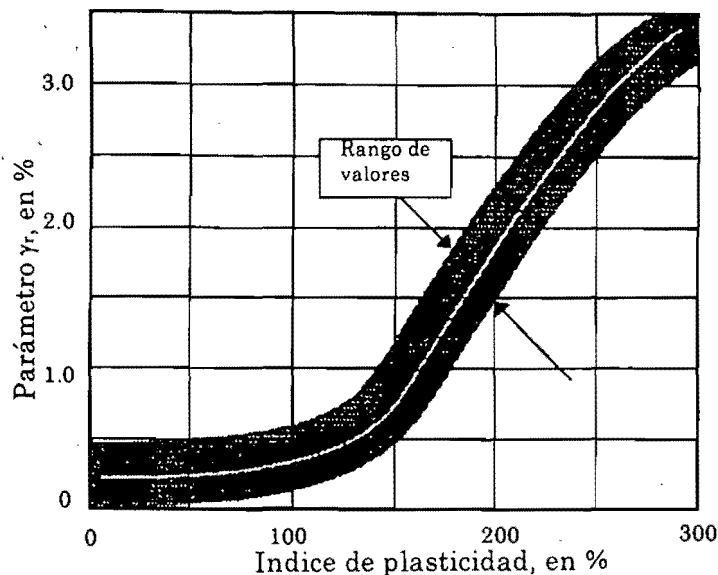


Figura 2.5. Efecto de I_p en el parámetro γ_r (Romo, 1995)

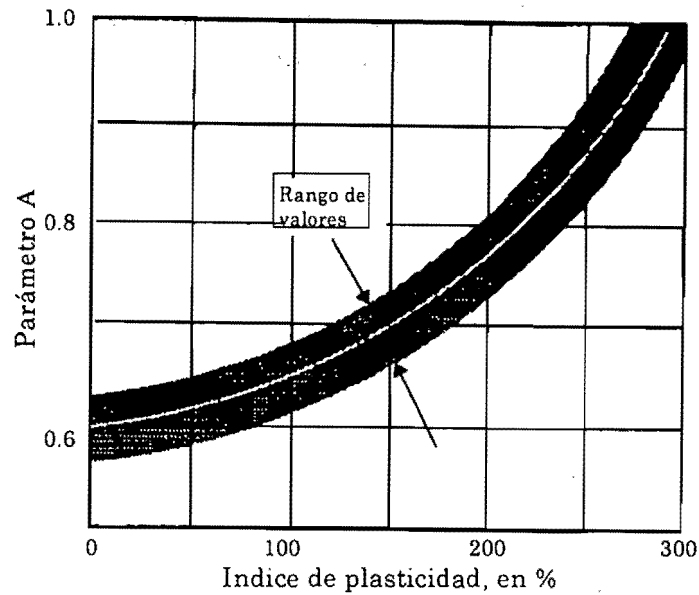


Figura 2.6. Efecto de I_p en el parámetro A (Romo, 1995).

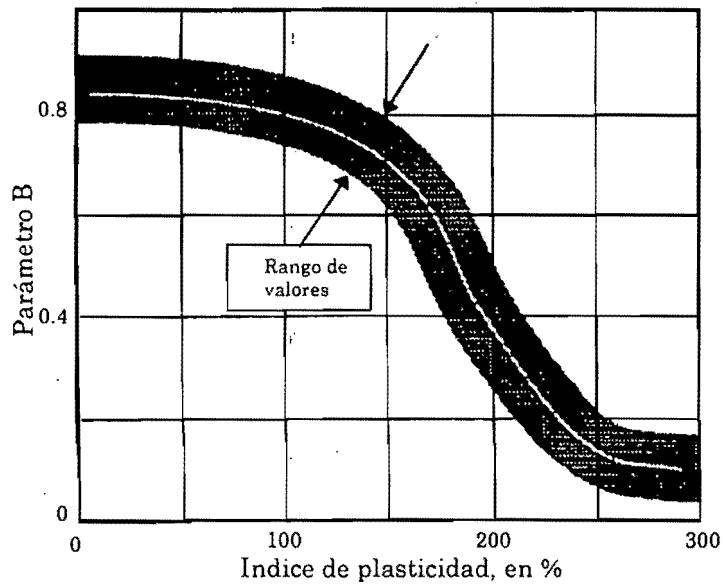


Figura 2.7. Efecto de I_p en el parámetro b (Romo, 1995).

2.3 Amortiguamiento histerético, β .

La aparición de ciclos histeréticos durante el proceso de carga y descarga cíclicas (figura 2.1), pone en evidencia el proceso de disipación de energía, la cual se cuantifica mediante la relación de amortiguamiento, β ,

que es función de la pérdida de energía en cada ciclo, que es la energía disipada en cierto volumen de suelo durante un ciclo completo de carga y descarga, ΔW , y la máxima energía potencial almacenada, W , en el mismo volumen durante el ciclo.

Por lo tanto, β es una medida de la capacidad de disipación de energía del material, y se expresa de la siguiente forma:

$$\beta = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (2.9)$$

en la cual;

ΔW = área del ciclo histerético.

W = área del triángulo OAY_a . (figura 2.1).

Por otra parte, y de acuerdo con Hardin y Drnevich (1972) se muestra que para materiales viscoelásticos y asumiendo un comportamiento del tipo Masing, la relación de amortiguamiento, β , se relaciona con el módulo de cortante mediante la siguiente ecuación:

$$\beta = \beta_{MAX} \left(1 - \frac{G}{G_{MAX}} \right) \quad (2.10)$$

en la cual:

β_{max} = Máximo valor de β que alcanza el suelo antes de la falla bajo carga cíclica.

A partir de una gran cantidad de ensayos de laboratorio se ha encontrado que el valor de β_{max} para la arcilla de la ciudad de México es, para propósitos prácticos, igual a 13%, (figura 2.8) Este valor es mucho más bajo que los valores reportados para otras arcillas (entre 20 y 26%) con índices de plasticidad menores, indicando la dependencia de β_{max} con I_p (y presumiblemente I_r), (Romo, 1995).

Reemplazando la ecuación 2.8 en la 2.10 y usando un valor de frontera inferior para β , llamado β_{min} , se encuentra la siguiente ecuación que se considera adecuada para representar la variación de la relación de amortiguamiento, β , con la deformación por cortante para la arcilla de la ciudad de México (Romo, 1995):

$$\beta = (\beta_{MAX} - \beta_{MIN})(H(\gamma)) + \beta_{MIN} \quad (2.11)$$

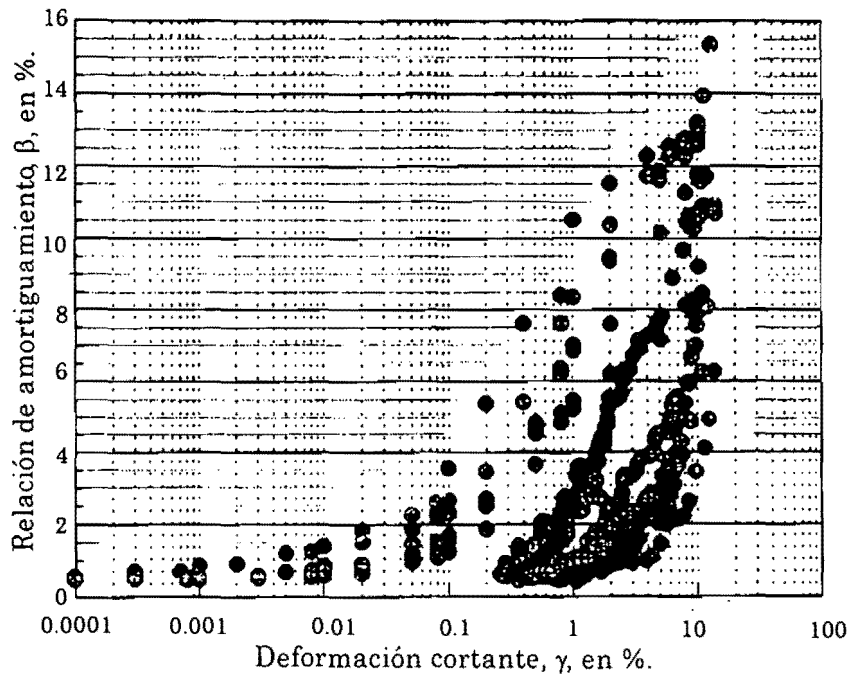


Figura 2.8. Curvas de relación de amortiguamiento (Romo, 1995).

Los resultados obtenidos a partir de ensayos de laboratorio muestran que un valor de 0.5% para β_{min} es adecuado para la arcilla de la ciudad de México (figura 2.8). Se debe notar que este valor es significativamente menor que aquellos reportados para otras arcillas (entre 3 y 6%) (Romo, 1995).



CAPITULO 3

CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL SITIO CENTRAL DE ABASTO OFICINAS (CAO).

3.1 Localización.

El sitio en estudio se encuentra localizado en la ciudad de México, a 4 km aproximadamente al norte del cerro de La Estrella, dentro de la zona de "Lago Virgen" del valle.

En la figura 3.1 se presenta un plano de localización general del sitio de la Central de Abasto en el cual se aprecia, además, la localización de las zonas de "Lago Centro", "Transición" y finalmente "Lago Virgen".

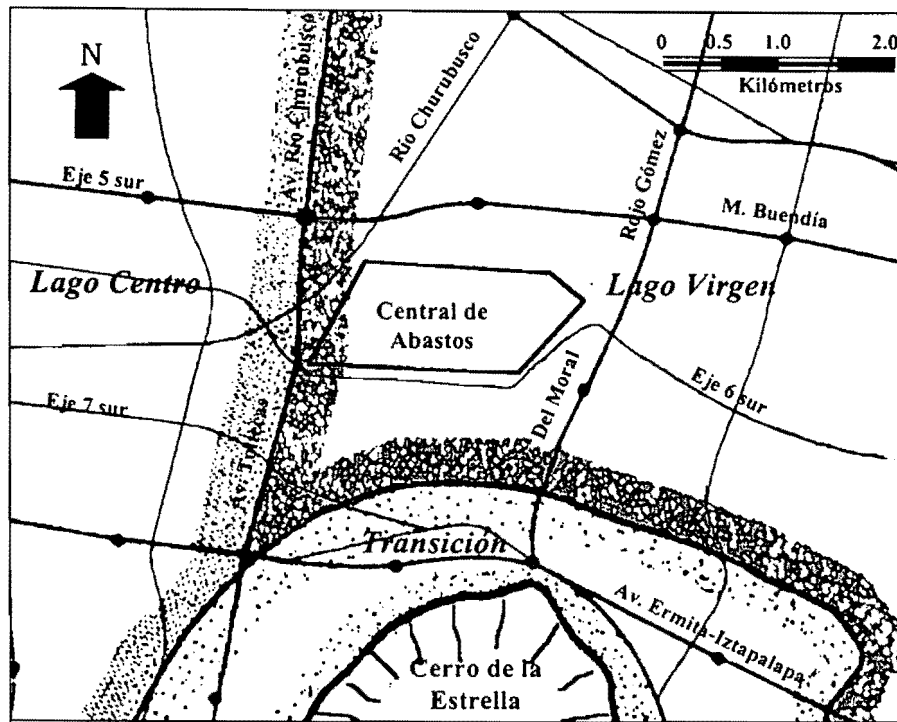


Figura 3.1. Plano de localización general del sitio "Central de Abasto"

3.2. Aspectos generales del subsuelo.

Desde el punto de vista geológico, se reconoce que la zona del lago se subdivide en una zona preconsolidada (Lago Centro) y otra virgen (Lago Virgen). La primera abarca la parte de la ciudad en la que los depósitos arcillosos han sido afectados por la historia de carga aplicada en la superficie del terreno y por el bombeo intenso de los acuíferos profundos. En contraste, la segunda subzona comprende la parte del área urbana que no ha experimentado cambios sensibles debido a que las cargas actuantes en la superficie han sido moderadas o nulas, y el bombeo ha sido mínimo. Para la zona del lago en general se acepta la siguiente secuencia estratigráfica:

- Costra Superficial. Suelos de carácter arenoso con fracciones de limo y arcilla y abundantes restos arqueológicos, o bien rellenos artificiales que en algunos sectores alcanzan los 10 metros de espesor.
- Formación Arcillosa Superior. Potente paquete de arcillas de origen volcánico depositadas en ambiente lacustre, edad reciente, extraordinariamente compresibles, de variados colores e intercaladas

con delgados lentes de arena fina a diferentes profundidades. Su espesor total varía entre 15 y 35 metros aproximadamente.

- Capa Dura. Estrato de carácter areno-limoso, compacto y rígido de espesor promedio igual a 3 metros. Su gran continuidad lo hace un excelente marcador o guía estratigráfico en prácticamente toda la zona central del valle.
- Formación Arcillosa Inferior. Conformada por arcillas volcánicas de características semejantes a las de la formación superior, aunque más comprimidas y consecuentemente más resistentes. Su espesor es muy variable y va desde los 4 hasta los 15 metros.
- Depósitos Profundos. Son depósitos aluviales de arena y grava parcialmente cementados, separados por delgados estratos de limo o arcilla arenosa. En algunos casos se ha encontrado una tercera formación compresible integrada por arcillas volcánicas a una profundidad de 65 metros aproximadamente.

En el sitio específico de la estación acelerográfica de la Central de Abastos Oficinas se encuentra la columna estratigráfica descrita en la figura 3.2. (Jaime et al, 1987). Se puede apreciar en la misma figura un perfil de valores del peso volumétrico del suelo, γ , otro de contenido natural de humedad, w , con algunos valores de los límites de consistencia a diferentes profundidades, y finalmente un perfil de velocidades de propagación de onda cortante obtenido mediante la técnica de sonda suspendida.

3.3. Descripción del pozo.

El arreglo del pozo incluye un acelerógrafo superficial y tres más localizados a 12, 30 y 60 metros de profundidad.

La estación de superficie es administrada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM y los instrumentos en el pozo por el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES). Las dos estaciones funcionan de manera independiente y desafortunadamente el tiempo del arreglo en el pozo no está sincronizado con el tiempo del sensor superficial.

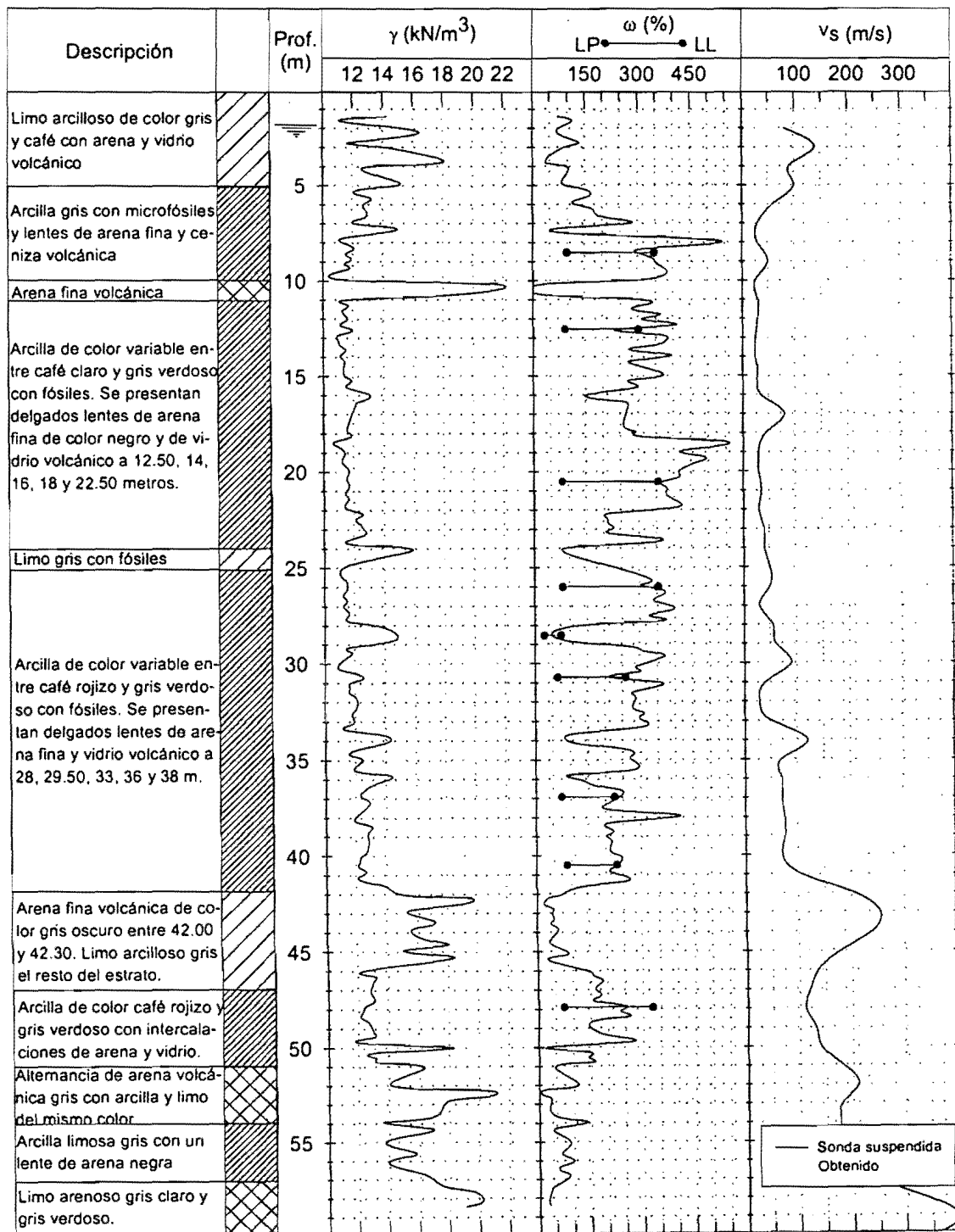


Figura 3.2. Perfil estratigráfico del sitio CAO (adaptada de Jaime et al, 1989)

En la figura 3.3 se presenta un esquema de localización del sondeo descrito en el punto anterior, en el cual se alojan los acelerógrafos de pozo, y de la estación acelerográfica de superficie.

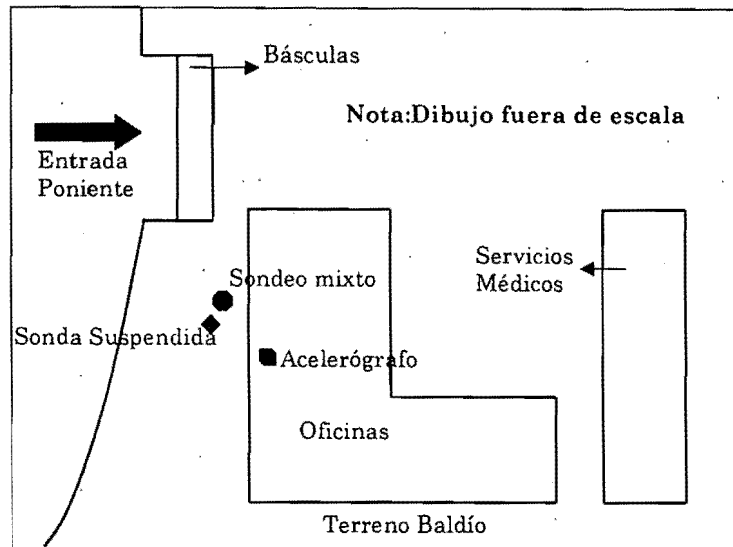


Figura 3.3. Esquema de localización del sitio del sondeo y del acelerógrafo de superficie.

La tabla 3.1 resume las características generales de ambas estaciones acelerográficas.

Tabla 3.1. Características generales de la estación acelerográfica de la Central de Abastos Oficinas.

Estación	Lat.N	Long.W	Fecha de instalación	Modelo de instrumento	Rango (g)
Central de Abastos Oficinas	19.3720	99.0960	Julio/84	DCA-333 Digital	0.5
CDAO Pozo 12	19.3728	99.0983	Enero/90	DCA-300	0.5
CDAO Pozo 30	19.3728	99.0983	Enero/90	DCA-300	0.5
CDAO Pozo 60	19.3728	99.0983	Enero/90	DCA-300	0.5

3.4. Relación de los eventos sísmicos usados.

Los datos que se usaron en este estudio corresponden a los registros de aceleración de cinco eventos sísmicos seleccionados, de magnitudes variables, registrados en el período comprendido entre el 31 de marzo de 1993 y el 9 de octubre de 1995. En la tabla 3.2 se presentan las características generales de los eventos analizados, en la cual se incluyen la hora de ocurrencia, las coordenadas del epicentro, la profundidad focal, la magnitud de onda superficial (M_s) y la magnitud en función del momento sísmico (M_w).

El criterio de selección fundamental para determinar la posibilidad de utilización de un evento en particular, es que sea registrado simultáneamente tanto en los instrumentos dentro del pozo, como en el de superficie. Como se verá mas adelante en el capítulo 4, esta condición es indispensable para aplicar el procedimiento de identificación, el cual requiere, para cuantificar las características de la respuesta del sitio, conocer la historia de aceleración en la frontera libre o superficie del terreno.

Tabla 3.2. Características generales de los eventos analizados en este estudio.

<i>Fecha</i>	<i>Hora (GMT)</i>	<i>Lat.N</i>	<i>Long.W</i>	<i>Prof. (km)</i>	<i>Ms</i>	<i>Mw</i>
31/03/93	10:18:15.5	17.180	101.020	8	5.0	
24/10/93	7:52:16.0	16.630	98.970	35	6.6	6.7
23/05/94	1:41:46.0	18.000	100.590	50		5.7
10/12/94	16:17:41.0	17.980	101.520	55		6.6
09/10/95	15:35:51.0	18.750	104.500	20	7.3	7.9

En la tabla 3.3 se presenta un resumen de las características más importantes de los registros obtenidos en la estación acelerográfica de la Central de Abastos Oficinas, para los cinco eventos sísmicos presentados anteriormente.

En dicha tabla aparece, para cada evento, la hora (GMT) de captura de la primera muestra del acelerograma correspondiente, así como la longitud del registro y la aceleración máxima en cada una de las dos componentes horizontales.

Nótese que en general se reportan diferencias importantes de tiempo entre los registros de la primera muestra de la estación de superficie y las estaciones de pozo; mientras que dichas diferencias son pequeñas entre las estaciones de pozo únicamente.

Para el evento 09/10/95 por ejemplo, se reporta una diferencia de 1.0 segundos en la hora de primera muestra, entre la estación CDAO Pozo 60 y las otras dos estaciones de pozo; mientras que la diferencia entre dicha estación y la de superficie, llamada simplemente Central de Abastos Oficinas, es de 13.5 segundos.

Esta situación es un reflejo de que desafortunadamente, y tal como se mencionó con anterioridad, no existía, y posiblemente no existe aún, sincronización de tiempos entre la estación de superficie y las estaciones del pozo. Este hecho desafortunado seguramente obedece a que dichas estaciones son administradas por entidades diferentes, como también se

había mencionado, y a que fueron instaladas en fechas distintas tal como muestra la tabla 3.1.

Tabla 3.3. Características generales de los registros obtenidos en la estación acelerográfica de la Central de Abastos Oficinas para los cinco eventos analizados en este estudio.

Estación	Hora (GMT) Primera Muestra	Duración (s)	Aceleración Máxima (cm/s ²)	
			EW	NS
Evento: 09/10/95. Hora (GMT): 15:35:51.0				
Central de Abastos Oficinas	15:38:05.5	348.75	-19.37	13.83
CDAO Pozo 12	15:37:52.0	320.00	18.20	13.33
CDAO Pozo 30	15:37:52.0	320.00	7.76	8.40
CDAO Pozo 60	15:37:51.0	320.00	2.17	2.56
Evento: 10/12/94. Hora (GMT): 16:17:41.0				
Central de Abastos Oficinas	16:18:37.28	210.64	-19.64	13.17
CDAO Pozo 12	16:18:40.72	210.63	13.31	11.51
CDAO Pozo 30	16:18:40.50	211.50	14.34	8.08
CDAO Pozo 60	No registró	-	-	-
Evento: 23/05/94. Hora (GMT): 1:41:46.0				
Central de Abastos Oficinas	1:42:16.26	151.71	-8.38	8.14
CDAO Pozo 12	1:42:27.89	141.55	8.69	8.28
CDAO Pozo 30	1:42:27.91	141.55	7.66	8.08
CDAO Pozo 60	1:42:27.91	141.34	2.77	2.64
Evento: 24/10/93. Hora (GMT): 7:52:16.0				
Central de Abastos Oficinas	7:53:22.0	200.27	-9.57	-13.40
CDAO Pozo 12	7:53:13.97	211.07	9.42	9.83
CDAO Pozo 30	7:53:13.97	243.23	7.15	6.87
CDAO Pozo 60	7:53:14.94	185.63	2.17	2.06
Evento: 31/03/93. Hora (GMT): 10:18:15.5				
Central de Abastos Oficinas	10:19:52.00	36.69	2.15	2.87
CDAO Pozo 12	10:19:49.27	34.01	2.03	2.33
CDAO Pozo 30	10:19:47.15	30.83	1.59	2.13
CDAO Pozo 60	10:19:49.28	22.60	0.37	0.41

Lo anterior, obligó a realizar sobre los registros que se utilizaron, un proceso de sincronización para garantizar que el análisis posterior tuviese un origen de tiempo común tanto para la estación de superficie como para las del pozo. Dicho procedimiento se explica en detalle en el capítulo 4.



CAPITULO 4

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE IDENTIFICACIÓN.

4.1. Introducción.

Los registros de eventos sísmicos fuertes proporcionan una de las fuentes más importantes de información sobre el comportamiento dinámico de estructuras a grandes niveles de deformación, e inclusive a niveles de daño potencial si la estructura se somete a la acción de terremotos extremadamente fuertes. Bajo las condiciones que impone un terremoto a una estructura, se pueden producir daños inesperados y generar esfuerzos no anticipados; no es posible obtener tal información por otros medios.

Esto ha motivado la instalación de abundante instrumentación para registrar la respuesta estructural en regiones sísmicas. Estos datos se analizan mejor si se usan técnicas de identificación de sistemas, las cuales ya han sido ampliamente empleadas principalmente en edificios y puentes. Sin embargo, las potencialidades de esta técnica no han sido aun intensamente explotadas en el campo de la geotecnia (Zeghal, 1990).

Idealmente, el mejor conjunto de registros sísmicos es aquel en el que se adquiere suficiente información tanto del terreno como de las estructuras cimentadas en él, para diferentes magnitudes. Con esa información se pueden realizar investigaciones tanto sobre la respuesta estructural como sobre los efectos de la interacción suelo-estructura, dentro de un amplio rango de amplitudes y verificar la confiabilidad de los procedimientos actuales de diseño. Sin embargo, los datos de sismos reales tienen grandes limitaciones ya que son de naturaleza aleatoria, están caracterizados por una corta duración, y, además, son eventos únicos e irrepetibles. Con todo esto, siguen siendo una fuente de información única y valiosa de la cual es posible obtener datos que no están disponibles en ninguna otra fuente. De hecho, si un mismo sistema es excitado por eventos sísmicos con contenidos frecuenciales y de energía diferentes, los métodos de identificación de parámetros permiten la evaluación del comportamiento del sistema dentro de un rango de amplitudes de deformación mucho más amplio.

Las técnicas geofísicas de campo son importantes en la medida que ellas proporcionan las velocidades de propagación de ondas de corte de un sitio. De estas velocidades se puede obtener fácilmente el módulo de rigidez del suelo, o encontrar correlaciones con el potencial de licuación del mismo. Sin embargo, el módulo cortante así calculado es el módulo a muy pequeñas deformaciones, o G_{max} , y es válido únicamente para la región de comportamiento elástico del suelo. La limitación se debe a la extremadamente reducida capacidad de producir en el suelo "in situ" deformaciones mayores que 10⁻⁴%. Por consiguiente, ha sido imposible obtener curvas de degradación del módulo de cortante, G/G_{max} , con la deformación, γ , a partir de ensayos "in situ". El conocimiento directo de estas variables proporcionaría la posibilidad de hacer estimaciones más cercanas a la realidad del comportamiento del suelo, incluyendo la medición del amortiguamiento (Glaser, 1993).

Los intentos que se han hecho para transmitir suficiente energía al suelo para alcanzar niveles medios o grandes de deformación, no han sido muy exitosos. La cantidad de energía necesaria para esto puede fácilmente destruir el pozo, e inclusive llegar a ser destructiva a nivel de la superficie.

Un ejemplo de ensayo "in situ" con grandes deformaciones es el que se realiza con explosivos. Esta técnica fue usada en la Unión Soviética para estimar parámetros de licuación (Florin e Ivanov, 1961) haciendo correlaciones con la magnitud de los asentamientos producidos, pero no se reportaron mediciones geofísicas. Esta clase de investigaciones no ha tenido continuidad y el uso de la mencionada técnica no ha sido de gran interés por parte de investigadores más recientes. En México, Santoyo,

1969, realizó pruebas de campo para evaluar los cambios de resistencia en las arcillas del lago Texcoco, causados por consolidación inducida con bombeo y por el uso de explosivos para remoldeo, sin embargo, tampoco se reportaron mediciones geofísicas.

La situación óptima se produce cuando se es capaz de hacer mediciones durante la ocurrencia de excitaciones sísmicas de magnitudes variadas. En este caso lo importante es monitorear continuamente tanto la deformación por cortante de los estratos de interés, como su rigidez, y, por consiguiente, la velocidad de propagación de ondas de corte. Usando la técnica de identificación de sistemas es posible calcular los parámetros del suelo que sean de interés, a partir de los registros de aceleración de superficie y de los estratos considerados en profundidad.

En muchos casos, la identificación de sistemas es el único método disponible para estimar las propiedades del sistema, como amortiguamiento y rigidez, y tiene la gran ventaja que no interfiere con las propiedades mismas del material (Glaser, 1993).

En general, los trabajos sobre identificación de sistemas pueden dividirse en dos grandes grupos: excitación continua y excitación aleatoria. Los ejemplos de excitación continua se dan con la utilización de excitadores o agitadores; por otro lado, los terremotos y los ensayos sísmicos son ejemplos de excitaciones aleatorias. Con relación a los métodos de análisis disponibles, estos dos grupos pueden dividirse en fuentes estacionarias y fuentes no estacionarias. Durante la excitación del suelo usando agitadores servo controlados, se producen fuerzas estacionarias y conocidas.

Los métodos sísmicos, tales como el uso de explosivos, son de carácter no estacionario pero pueden repetirse si se desea. En contraste, las excitaciones producidas por los terremotos, son tanto no estacionarias como irrepetibles. Por esto la cantidad de información que se puede adquirir es generalmente limitada, y por lo cual las técnicas de identificación de sistemas permiten mejor aprovechamiento de los datos obtenidos (Glaser, 1993).

Cuando el ingeniero geotecnista analiza un perfil "in situ" de suelo, se da cuenta que se trata de una estructura bastante difícil de excitar artificialmente a los niveles de deformación suficientes para aplicar la técnica de identificación de sistemas. La única fuente de energía capaz de lograr esto es un sismo. En los últimos años se ha incrementado el número de sitios donde se han registrado eventos sísmicos de gran magnitud, tanto en superficie como dentro del suelo. En estos casos, la técnica de identificación de sistemas puede ser usada para calcular los parámetros

del suelo, y para estudiar tanto su variación con el nivel de deformación como sus posibles cambios durante la ocurrencia del evento mismo (Glaser, 1993).

4.2 Antecedentes.

Muchas ciudades importantes en el mundo están asentadas sobre valles con grandes coberturas de sedimentos y basamentos con estructuras especiales que las ponen en gran riesgo cuando se someten a la acción de eventos sísmicos. México no es la excepción, y es frecuentemente afectada por sismos fuertes debido a la combinación de una fuerte subsidencia a distancias regionales con unas condiciones de sitio excepcionales, con extensas zonas del valle que amplifican fuertemente las ondas sísmicas. Dichos efectos locales de sitio de los eventos sísmicos han sido reconocidos desde los inicios de la sismología (Reid, 1910, Rosenblueth, 1953, Gutenberg, 1957, Romo y Seed, 1986, Singh et al, 1988a, 1988b, 1997); en los eventos sísmicos de 1985, se hizo evidente de manera dramática la influencia de las condiciones locales del suelo; ya que aún dentro del mismo depósito arcilloso, en la ciudad de México, una pequeña variación en su espesor fue suficiente para modificar de manera significativa los movimientos en la superficie del terreno (Romo, 1995). Los movimientos registrados en terreno firme (Ciudad Universitaria, CU) pueden ser amplificados en alrededor de 13 veces (para amortiguamientos de 5%) por los depósitos arcillosos (sitio de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte, SCT) para periodos en el rango de los 2.0 segundos. Estas amplificaciones tan drásticas tienen su origen en las propiedades dinámicas de los materiales arcillosos encontrados en la ciudad de México; los cuales muestran un comportamiento muy cercano al elástico lineal a deformaciones tan grandes como 1% y algo mayores, con relaciones de amortiguamiento extremadamente bajas (3 a 5%) para estos mismos niveles de deformación (Romo, 1995).

Otro aspecto adicional de relevancia en la práctica de la ingeniería de cimentaciones en la ciudad de México es la variación vertical de los movimientos desde los depósitos profundos hasta la superficie del terreno. En la zona del lago se ha observado que los movimientos son amplificados mucho más en los últimos 30 metros de la columna estratigráfica que en los 72 metros más profundos. La máxima amplificación es del orden de 12 veces, para un periodo natural de 2.3 s., lo cual indica que es similar a la

máxima amplificación que ocurre entre los sitios de CU y SCT (Romo, 1995).

Con las anteriores observaciones en mente, parecería una buena práctica ingenieril definir el espectro específico del sitio para el diseño sísmico de edificios localizados dentro de las zonas de lago y transición. Para alcanzar este objetivo es necesario disponer de procedimientos que permitan desarrollar los aspectos necesarios para evaluar la respuesta sísmica del terreno. Cualquier procedimiento que demuestre ser confiable podría ser usado para este propósito (Romo, 1995).

Después de los eventos sísmicos de 1985, se han usado numerosos procedimientos analíticos para explicar las observaciones hechas durante éste y otros eventos mas recientes. Los últimos estudios se han basado en idealizar al depósito de suelo como un modelo de tipo unidimensional horizontalmente estratificado, donde las ondas SH inciden con cierto ángulo. El grado de aproximación con el cual estos procedimientos reproducen los movimientos registrados en diferentes sitios para eventos distintos, varía de bueno a excelente (Romo, 1991). Existen, sin embargo, algunos aspectos relacionados con las respuestas en algunos sitios, que aparentemente los modelos unidimensionales no reproducen satisfactoriamente. Los principales argumentos contra las idealizaciones unidimensionales del depósito de suelo, son que al ser éstos excitados con los registros de la zona de lomas, la longitud de los correspondientes registros obtenidos para la zona de lago no se reproduce satisfactoriamente; de hecho, la longitud total de los movimientos calculados es aproximadamente la mitad de la longitud real observada (Romo, 1995). Mas aún, se ha argumentado que las trazas observadas en diferentes sitios muestran cierto patrón armónico (Sánchez-Sesma et al., 1988; Kawase and Aki, 1989). El primer argumento se aclara notando que la sensibilidad de los acelerógrafos que operan en la zona de lomas no es suficiente para registrar las pequeñas amplitudes que se presentan hacia el final de los eventos. Así, si los registros en la zona de lomas fueran de mayor duración, se superaría la dificultad de modelar los largos registros observados en la zona de lago. Los resultados de algunos análisis con modelos unidimensionales realizados con registros de la zona de lomas, con duraciones aumentadas de manera arbitraria, mostraron que, en efecto, si los acelerógrafos fueran capaces de registrar la duración total de los movimientos en terreno firme, las duraciones de los movimientos registrados en la zona de lago podrían reproducirse (Romo, 1986).

Durante el evento sísmico del 31 de mayo de 1990 se lograron buenos registros en tres instrumentos localizados a 70, 102 y 86 metros de profundidad, dentro de los depósitos profundos. La distancia horizontal aproximada entre cada sitio es de 12 km. El primero de ellos (70m. de

profundidad) está localizado en la zona de transición, cerca a CU; el segundo (102m. de profundidad) está en la zona del lago, cerca de la SCT; y finalmente el tercero (86m. de profundidad), también en la zona del lago, se encuentra cerca del aeropuerto internacional. Los cocientes espectrales obtenidos de las componentes horizontales registradas en las tres estaciones anteriormente mencionadas, calculados como la división de los espectros de amplitud de Fourier de cada par de señales, muestran que los movimientos en la base de cada una de las tres estaciones fueron prácticamente uniformes; lo cual valida la suposición de movimientos uniformes en los depósitos profundos, considerados el medio espacio sobre el cual descansa el depósito de suelo arcilloso, implícita en el modelo unidimensional (Ovando et al., 1993).

A partir de los comentarios incluidos anteriormente, se puede concluir que el modelo unidimensional es suficientemente adecuado para evaluar la respuesta de los depósitos encontrados en las zonas del lago y de transición de la ciudad de México (Romo, 1995).

Se asumirá entonces que el depósito de suelo en el sitio de la Central de Abastos, excitado por la acción de un evento sísmico, presenta un patrón de comportamiento similar al de una viga de cortante unidimensional (figura 4.1). Adicionalmente, cuando un sitio está conformado básicamente por estratos horizontales de gran extensión lateral, como es el caso del sitio de interés, los modelos de viga de cortante pueden proporcionar una descripción razonable de su comportamiento sísmico (Schnabel and Lysmer, 1970). Esto permite aplicar una simple pero poderosa técnica de identificación de sistemas para obtener directamente de los registros de aceleración, las historias de esfuerzo cortante y deformación a diferentes profundidades.

Aunque el comportamiento esfuerzo-deformación dinámico de la arcilla de la ciudad de México ha sido ampliamente estudiado, y un modelo tipo Masing ha sido desarrollado (Romo, 1995), los arreglos de acelerómetros en pozos proporcionan una oportunidad única para estudiar las características del comportamiento dinámico del suelo, y su evolución con el tiempo durante la ocurrencia de eventos sísmicos reales.

Abdel-Ghaffar y Scott, 1979, lograron, exitosamente, estimar las propiedades del suelo de la presa de Santa Felicia en California, usando los datos de respuesta de dicha estructura ante una excitación sísmica. Los datos de entrada, desplazamiento en la base, y de salida, movimiento en la cresta, se registraron durante el terremoto de San Fernando en 1971 y durante otro ocurrido en 1976 ($M_1=4.7$). En este estudio se usó un modelo de viga de cortante para estimar el módulo de cortante y la relación de amortiguamiento de la presa. Usando este modelo, la

pendiente del ciclo de histéresis corresponde al módulo de rigidez y con el área del mismo se calcula la relación de amortiguamiento. La frecuencia fundamental del suelo fue aislada usando un filtro de banda estrechas. Sin este filtrado, los ciclos de histéresis se mostrarían erráticos y por lo tanto de poca utilidad para el análisis.

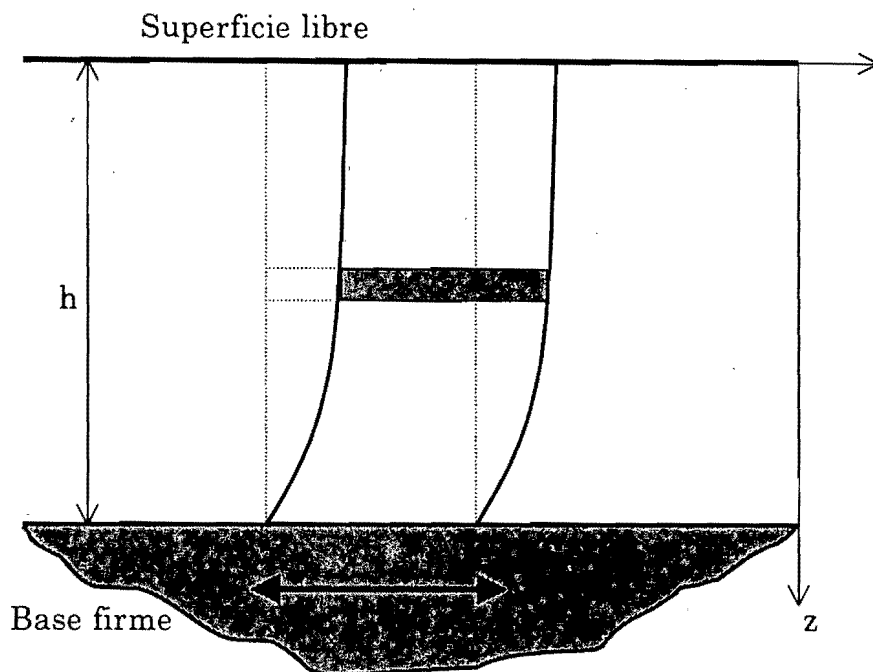


Figura 4.1. Modelo de comportamiento del suelo.

Un ejemplo de los resultados se muestra en la figura 4.2, en la cual los valores del módulo de rigidez calculados están dentro del rango esperado. Sin embargo, un análisis similar para la relación de amortiguamiento mostró una curva con una forma diferente a la esperada, forma de S en lugar de hiperbólica (figura 4.3). La discrepancia se puede deber a que los suelos ensayados eran predominantemente gravas, y no ha habido suficiente experimentación sobre estos materiales. Adicionalmente, se debe mencionar que las estimaciones del amortiguamiento son generalmente imprecisas.

Posteriormente, esta técnica fue usada por Koga y Matsuo (1990) para obtener estimaciones directas del comportamiento cíclico esfuerzo cortante-deformación de un modelo a escala de una presa cimentada sobre terreno arenoso, sometida a una excitación en una mesa vibradora.

Más recientemente, se ha empleado la identificación de sistemas para el análisis de los datos provenientes de arreglos de acelerógrafos en pozos en Lotung, Taiwan, y en Wildlife Refuge Site, CA., tal como se mencionará a continuación.

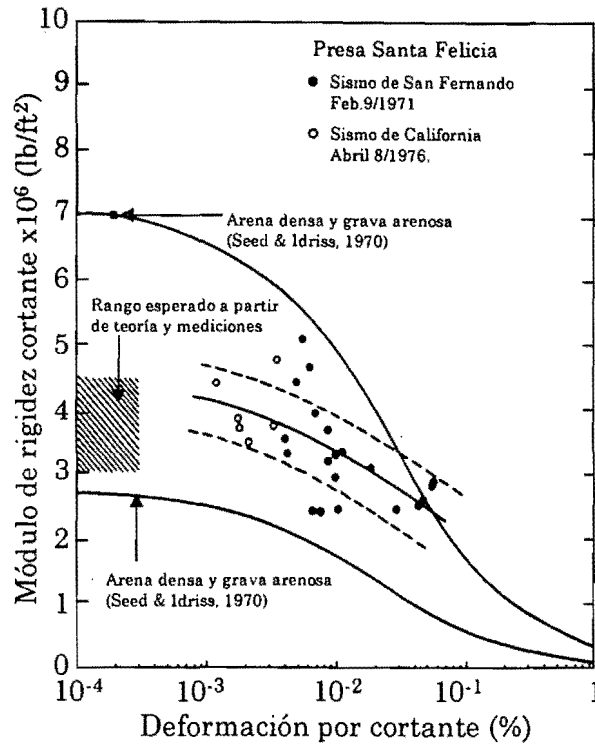


Figura 4.2. Curvas de degradación del módulo de rigidez obtenidas para la presa de Santa Felicia (modificada de Glaser, 1993).

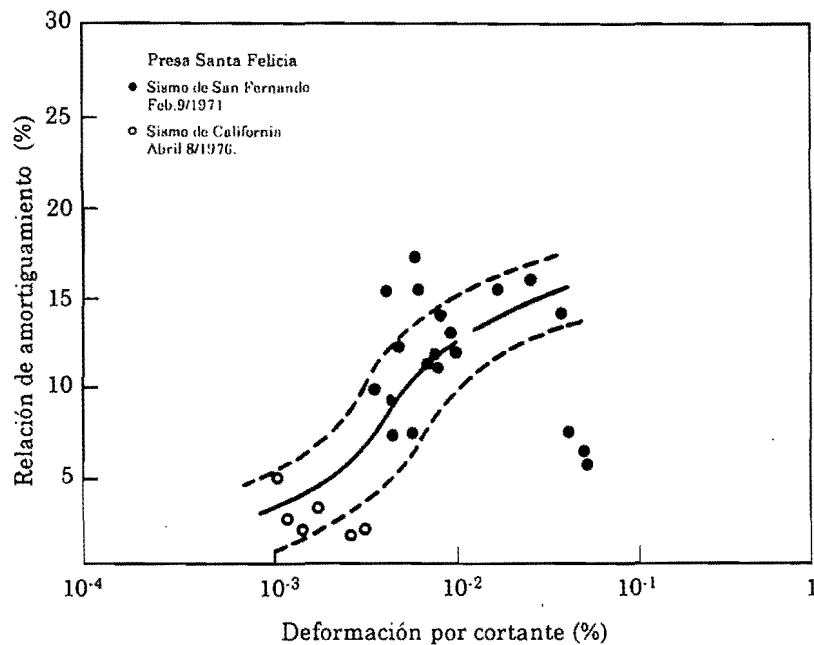


Figura 4.3. Curvas de variación de la relación de amortiguamiento para la presa de Santa Felicia (modificada de Glaser, 1993).

Vucetic y Zorapapel, 1991, realizaron un estudio sobre la información capturada en el sitio de Wildlife, Imperial Valley, durante el terremoto de Superstition Hills ocurrido en 1987. Para este evento, se obtuvieron acelerogramas en tres direcciones a una profundidad de 7.5 m. y en superficie. Además, se registró la evolución de la presión de poro durante el evento sísmico. El documento intenta hacer una correlación entre la disminución de la frecuencia natural del estrato de suelo considerado, asociada a una reducción en la rigidez, con el incremento de la presión de poro a medida que se va alcanzando la condición de licuación. Los métodos usados en el análisis son instructivos en cuanto al estado de la práctica en el uso de identificación de sistemas en el área de la geotecnia.

Posiblemente, el mejor grupo de datos sobre registro sísmico en suelos es el que corresponde al sitio operado por el Electric Power Research Institute (EPRI) y la empresa Taiwan Power Co. en Lotung, Taiwan (Tang, 1987). En este sitio, se instrumentaron dos lugares con acelerógrafos de tres componentes a profundidades de 47, 17, 11 y 6 metros, así como en la superficie. El sitio se encuentra, además, bien instrumentado con piezómetros a diferentes profundidades. El perfil estratigráfico simplificado se compone de un estrato de 30-35 metros de arena limosa y limo arenoso, el cual reposa sobre un estrato de limo arcilloso. El nivel freático se localiza entre 0.5 y 1.0 m. de profundidad. El área es sísmicamente activa y desde 1986 se han registrado abundantes eventos con un amplio rango de magnitudes.

Se han llevado a cabo una serie de estudios usando identificación de parámetros para evaluar la respuesta no lineal de los suelos de dicho sitio, debida a eventos sísmicos fuertes (Chang et al., 1991, 1990, 1989). En la primera fase del trabajo se usó un análisis simplificado para un sistema de dos estratos para calcular la velocidad efectiva de onda S (Dobry et al., 1976). Los módulos de rigidez se calcularon a partir de las velocidades estimadas.

El módulo de rigidez cortante mostró una marcada degradación desde el nivel inicial de baja excitación hasta la deformación pico o máxima. Dependiendo de la profundidad, el factor de reducción del módulo osciló dentro del rango 0.60 a 0.14. Estos valores corresponden a un evento de magnitud 6.5 con una aceleración horizontal pico de 0.21g.

Las curvas resultantes de reducción del módulo se presentan en la figura 4.4, junto a los resultados de ensayos de laboratorio. Allí se aprecia que para pequeñas deformaciones (correspondientes a una aceleración máxima de superficie de 0.03g o menor), los resultados de columna resonante y de identificación de sistemas, se parecen mucho entre sí. Para

deformaciones intermedias (5×10^{-3} a 2×10^{-2}) los valores calculados se encuentra como mínimo, un 20% por debajo de los correspondientes a la columna resonante. Para deformaciones mayores, los resultados de la prueba de corte cíclico, que presentan cierta dispersión, se ajustan mas o menos bien a los calculados.

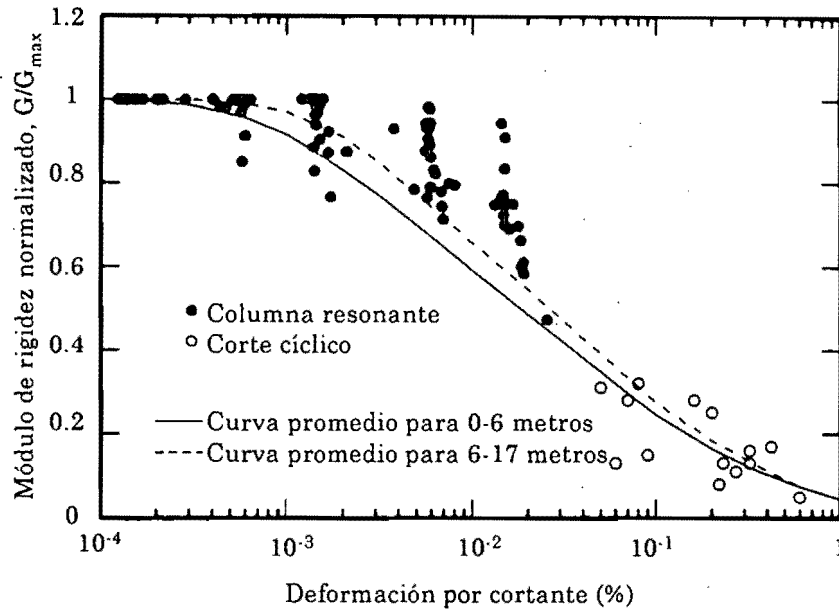


Figura 4.4. Curvas de degradación del módulo de rigidez obtenidas por Chang et al, 1991; comparadas con resultados de laboratorio para el sitio de Lotung (adaptada de Glaser, 1993).

Zeghal y Elgamal (1995) identificaron las características de respuesta del suelo ante eventos sísmicos, en Lotung, Taiwan, usando los datos provenientes de los instrumentos localizados en superficie y en pozo a 6, 11 y 17 metros de profundidad. Mediante la técnica de identificación de sistemas obtuvieron las historias de esfuerzo cortante y deformación del suelo para varios sismos, las cuales usaron posteriormente para estimar la variación del módulo cortante y de las características de amortiguamiento del material, con el nivel de deformación; y para observar la influencia del incremento en la presión de poro en el comportamiento. Los resultados obtenidos se ajustaron satisfactoriamente a los reportados por los laboratorios de la Universidad de California, Davis; la Universidad Nacional de Taiwan y la Universidad de Texas, Austin.

En la figura 4.5 se muestran los resultados reportados por el laboratorio de la Universidad de Texas, los cuales provienen de ensayos de columna resonante y de torsión sobre muestras inalteradas a presiones de

confinamiento de iguales a 0.25, 0.5, 1.0, 2.0 y 4.0 veces el esfuerzo efectivo medio "in situ".

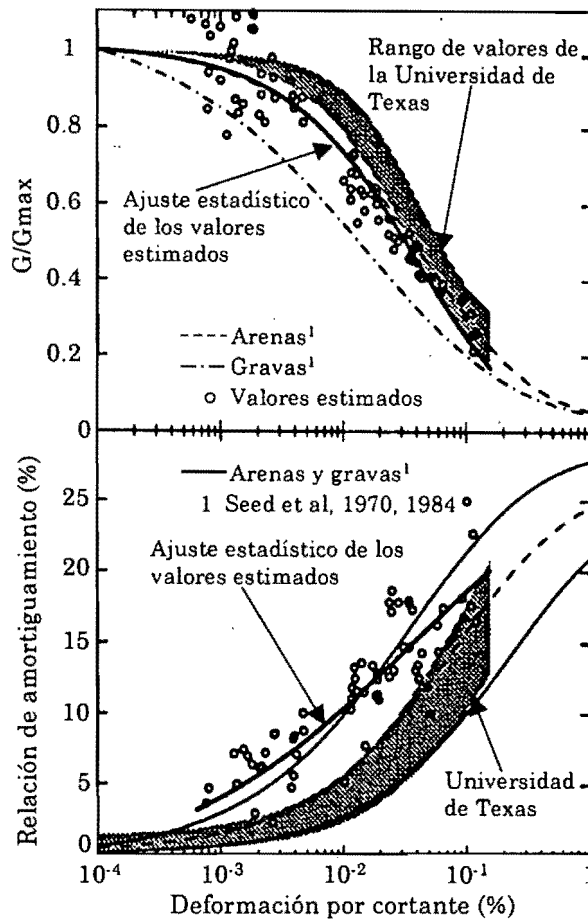


Figura 4.5. Comparación entre las estimaciones de Zeghal et al, 1995 en Lotung, y los resultados de laboratorio de la Universidad de Texas.

En la misma figura se muestran los resultados obtenidos a partir de los registros de aceleración, los cuales, en el caso del módulo cortante, se localizan un poco por debajo del rango de laboratorio. Sin embargo, los valores de amortiguamiento de la Universidad de Texas fueron notablemente más bajos que los identificados en el estudio, para deformaciones inferiores a 5×10^{-2} .

4.3 Marco Teórico.

La ecuación de movimiento de una viga de cortante puede ser expresada de la siguiente manera (figura 4.1):

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (4.1)$$

con las siguientes condiciones de frontera:

$$\begin{aligned} u(h,t) &= u_g \\ \tau(0,t) &= 0 \end{aligned} \quad (4.2)$$

en donde:

t =tiempo.

z =coordenada de profundidad.

$\tau = \tau(z,t)$ =esfuerzo cortante lateral.

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial t^2} = \text{aceleración horizontal absoluta.}$$

$u = u(z,t)$ =desplazamiento horizontal absoluto.

$u_g = u_g(t)$ =desplazamiento horizontal en la base.

ρ =densidad de masa del suelo.

h =espesor del estrato de suelo.

Integrando la ecuación de movimiento (4.1) y usando las condiciones de frontera de las ecuaciones (4.2), el esfuerzo cortante a cualquier profundidad z se puede expresar de la siguiente manera:

$$\tau(z,t) = \int_0^z \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} dz \quad (4.3)$$

Empleando interpolación lineal entre las aceleraciones registradas en el pozo, la contraparte discreta del esfuerzo cortante a la profundidad z_i (ecuación 4.3) se reduce a:

$$\tau_i(t) = \tau_{i-1}(t) + \rho \frac{a_{i-1} + a_i}{2} \Delta z_{i-1}, \quad i=2,3,\dots \quad (4.4)$$

en la cual se ha usado el símbolo a para reemplazar al término $\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$, es decir, la aceleración horizontal absoluta. Además, el subíndice i se refiere a la profundidad z_i en la cual:

$$\tau_i = \tau(z_i, t)$$

$$\tau_0 = \tau(0, t) = 0$$

$$a_i = a(z_i, t), \text{ y}$$

Δz_i =distancia entre acelerógrafos (figura 4.6).

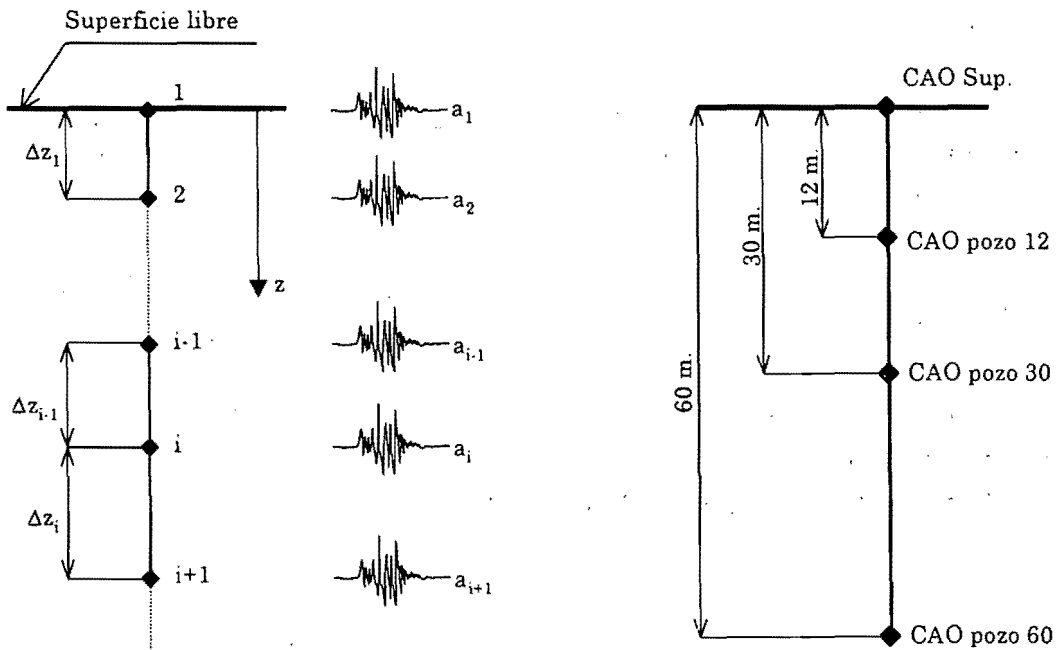


Figura 4.6. a) Esquema de discretización de un arreglo de acelerógrafos en pozo y b) esquema de localización de los instrumentos en el sitio de la Central de Abasto Oficinas.

En el punto medio entre los niveles z_{i-1} y z_i , el esfuerzo cortante puede ser expresado como:

$$\tau_{i-1/2}(t) = \tau_{i-1}(t) + \rho \frac{3a_{i-1} + a_i}{8} \Delta z_{i-1}, \quad i=2,3,\dots \quad (4.5)$$

donde:

$$\tau_{i-1/2} = \text{esfuerzo cortante a una profundidad } (z_{i-1} + z_i)/2.$$

Ahora, la expresión correspondiente para estimar la deformación por cortante γ_i en el nivel z_i , está dada por (Pearson, 1986):

$$\gamma_i(t) = \frac{1}{\Delta z_i + \Delta z_{i-1}} \left((u_{i+1} - u_i) \frac{\Delta z_{i-1}}{\Delta z_i} + (u_i - u_{i-1}) \frac{\Delta z_i}{\Delta z_{i-1}} \right), \quad i=2,3,\dots \quad (4.6)$$

La deformación por cortante $\gamma_{i-1/2}$ para el punto medio entre los niveles z_{i-1} y z_i , es decir, para el nivel $(z_{i-1} + z_i)/2$ está dada por (Zeghal and Elgamal, 1993):

$$\gamma_{i-1/2}(t) = \frac{u_i - u_{i-1}}{\Delta z_{i-1}}, \quad i=2,3,\dots \quad (4.7)$$

Adicionalmente, la expresión para estimar la deformación por cortante a cualquier nivel z localizado entre tres acelerógrafos, es la siguiente (figura 4.7):

$$\gamma_z(t) = \frac{1}{\Delta z_i + \Delta z_{i+1}} \left((u_i - u_{i-1}) \frac{\Delta z_{i+1}}{\Delta z_i} + (u_{i+1} - u_i) \frac{\Delta z_i}{\Delta z_{i+1}} + 2z \left(\frac{u_{i+1} - u_i}{\Delta z_{i+1}} - \frac{u_i - u_{i-1}}{\Delta z_i} \right) \right) \quad (4.8)$$

En las ecuaciones (4.6), (4.7) y (4.8) se tiene que $u_i = u(z_i, t)$ es el desplazamiento absoluto en el nivel z_i evaluado mediante la doble integración de las historias de aceleración correspondientes.

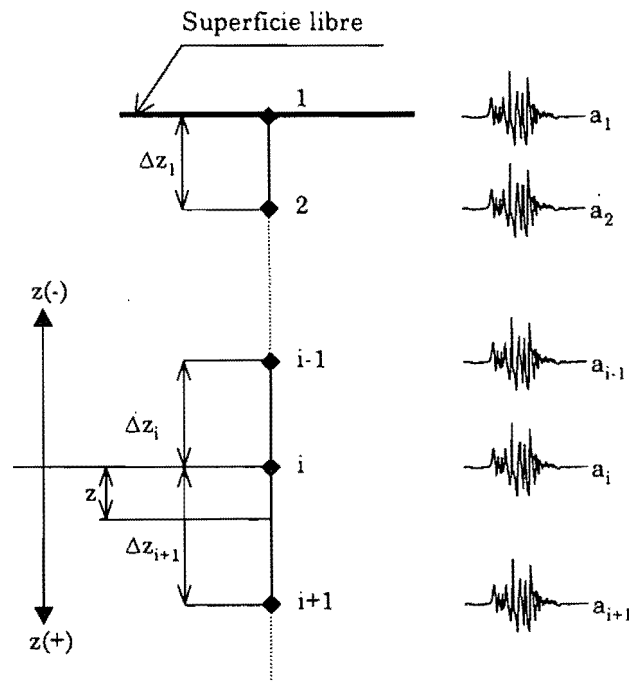


Figura 4.7. Esquema de discretización de un arreglo de acelerógrafos en pozo para obtener la deformación a cualquier nivel localizado entre tres instrumentos.

Se debe mencionar que aunque existen algunas suposiciones y simplificaciones involucradas en el procedimiento, éstas son pocas y poco controvertibles si se tiene en cuenta el pequeño espaciamiento entre instrumentos (segunda ley de Newton, propagación unidimensional de ondas cortantes y variación lineal de la aceleración con la profundidad).

La exactitud en la estimación de los esfuerzos cortantes y las deformaciones depende de las posibles imprecisiones originadas básicamente en las siguientes fuentes:

- Configuración de los instrumentos dentro del pozo. Si se supone una distribución lineal de las aceleraciones con la profundidad, se deben buscar arreglos de pozo en los que los acelerógrafos se encuentren relativamente cercanos entre sí.
- Procesamiento de los datos. Las historias de deformaciones por cortante, evaluadas mediante la doble integración de las aceleraciones, se ven contaminadas con frecuencias muy bajas en cada paso de integración por la introducción de constantes en el proceso matemático. Estas frecuencias, así como las componentes altas de menor importancia presentes en la señal original, son eliminadas usando filtros tanto del tipo pasa-altas como pasa-bajas (Oppenheim and Shafer, 1989). En la tabla 4.1 se presentan las características de los filtros usados y los rangos de frecuencias de respuesta significativa de los cinco eventos sísmicos analizados en cada una de sus dos componentes horizontales. Nótese que las longitudes de las bandas fueron seleccionadas con las amplitudes suficientes como para no alterar las características de las deformaciones y los esfuerzos, pero al mismo tiempo procurando que no fueran demasiado amplias para evitar que los ciclos de histéresis presentaran una irregularidad excesiva, lo cual los haría de poca utilidad práctica para los análisis posteriores.
- Técnica de análisis. Dado el espaciamiento relativamente estrecho entre los instrumentos del pozo, y con el ánimo de mantener la simplicidad, se emplearon interpolaciones lineales de primer orden para estimar los esfuerzos (ecuaciones 4.4 y 4.5); e interpolaciones de segundo orden entre los desplazamientos para estimar las deformaciones (ecuaciones 4.6 a 4.8).

Los registros de aceleración son depurados usando filtros del tipo FIR (Finite-duration Impulse Response) de fase nula, con las características mencionadas en la tabla 4.1. Los registros de aceleración ya filtrados se usan para estimar los esfuerzos cortantes, y se integran dos veces para obtener los desplazamientos horizontales absolutos con los

cuales se estiman las deformaciones por cortante. El proceso de filtrado se realiza, además, después de cada paso de integración para eliminar las bajas frecuencias que se generan en dicha operación.

En el resto de este capítulo se presenta una amplia descripción del procedimiento empleado. La técnica se empleó para obtener la respuesta esfuerzo cortante-deformación de la columna de suelo del sitio Central de Abastos Oficinas, a cuatro profundidades diferentes y para cinco eventos sísmicos distintos.

Tabla 4.1. Rangos de frecuencia de respuesta significativa de los eventos sísmicos analizados y filtros usados en cada caso.

<i>Evento</i>	<i>Rango de respuesta significativa (Hz)</i>	<i>Frecuencia de corte filtro pasa-bajas. (Hz)</i>	<i>Frecuencia de corte filtro pasa-altas (Hz)</i>
10/09/95 EW	0.30-1.00	1.30	0.20
10/09/95 NS	0.25-1.20	1.70	0.20
10/12/94 EW	0.30-1.10	1.50	0.20
10/12/94 NS	0.30-1.20	1.50	0.20
23/05/94 EW	0.30-1.20	1.30	0.20
23/05/94 NS	0.30-1.20	1.30	0.20
24/10/93 EW	0.30-1.70	2.00	0.25
24/10/93 NS	0.30-1.60	2.00	0.25
31/03/93 EW	0.25-2.00	2.20	0.20
31/03/93 NS	0.25-2.50	3.00	0.20

4.4 Aplicación al sitio CAO.

En el sitio de la Central de Abastos Oficinas se encuentran dos estaciones acelerográficas operadas de manera independiente por el Instituto de Ingeniería y por el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES). La primera de ellas cuenta con un instrumento en superficie y la segunda, respectivamente, dispone de un arreglo en pozo en el cual se tienen instrumentos a 12, 30 y 60 metros de profundidad.

En la tabla 3.1 se presentaron las características generales de ambas estaciones, las cuales, en adelante, se considerarán como una sola por simplicidad. Desgraciadamente, tal como se mencionó con anterioridad, el tiempo de los instrumentos del pozo no se encuentran sincronizados con el de superficie lo cual obliga a efectuar correcciones en los tiempos de los registros de aceleración originales para ubicarlos respecto a un origen de tiempo común.

Bodin et al, 1997, aprovecharon el arreglo de pozo de la estación Roma C junto con las estaciones superficiales Roma A y Roma B para estudiar los efectos de los materiales superficiales de baja velocidad en las deformaciones producidas por eventos sísmicos. Las tres estaciones se encuentran localizadas en la colonia Roma, en la zona de lago de la ciudad de México. La distancia entre las estaciones Roma A y Roma B es de 91.97m., entre Roma B y Roma C es de 139.92 m., y entre Roma C y Roma A es de 114.91 m. La estación Roma C está equipada con instrumentos a 30 y 102 metros de profundidad. Debido a que el tiempo de la estación Roma C no se encontraba sincronizado con el de las estaciones Roma A y Roma B, durante dos de los eventos sísmicos usados en el estudio; se alinearon las ondas de cuerpo para determinar la magnitud de la corrección necesaria en el tiempo de la estación Roma C. Este procedimiento asume que el ángulo de incidencia de las ondas de cuerpo es prácticamente vertical, lo cual es justificado por las bajas velocidades que exhiben los materiales arcillosos superiores y fue verificado comparando los arribos en las estaciones Roma A y Roma B. El proceso de alineamiento de las ondas de cuerpo se hizo de manera tanto visual como mediante correlación cruzada. La precisión alcanzada es del orden de unas pocas muestras.

4.4.1 Corrección de tiempos.

Con base en el antecedente mencionado se realizaron las correcciones en los tiempos de los cinco eventos seleccionados (tabla 3.2). Se asume entonces, lo mismo que Bodin et al, 1997 para el sitio de las estaciones Roma, que la incidencia de las ondas de cuerpo es prácticamente vertical. Esto permite suponer en el sitio de la Central de Abastos Oficinas, que las dos estaciones acelerográficas, superficie y pozo, se encuentran alineadas en una vertical común (figura 4.6). En la tabla 3.3 se aprecia, en general, la buena sincronización en los tiempos correspondientes a la primera muestra de los instrumentos en el pozo; y al mismo tiempo el gran desfase con respecto al instrumento de superficie.

En la figura 4.8 se presenta paso a paso el procedimiento que se describirá en adelante tomando como ejemplo el evento del 09/10/95 entre los registros de superficie y de 12 metros de profundidad.

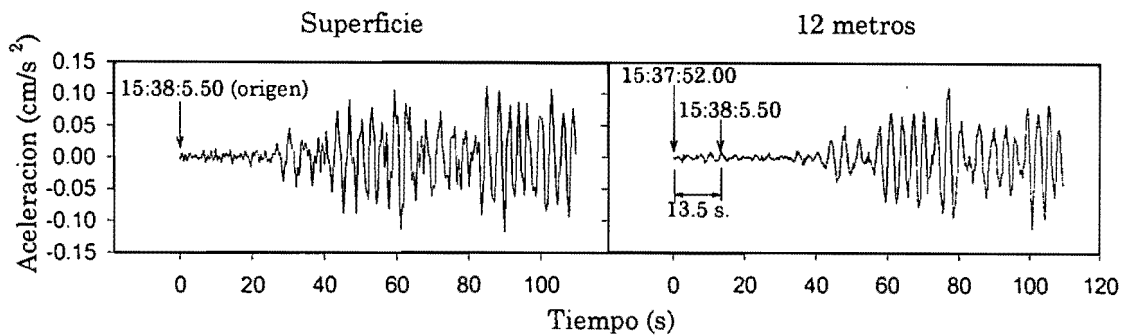
- El primer paso consiste en observar los tiempos reportados de lectura de la primera muestra en los cuatro instrumentos, y tomar uno solo como origen común. Es lógico que sea el mayor de los

tiempos reportados. Para el caso del evento 09/10/95 el tiempo origen que se tomó fue 15:38:5.50.

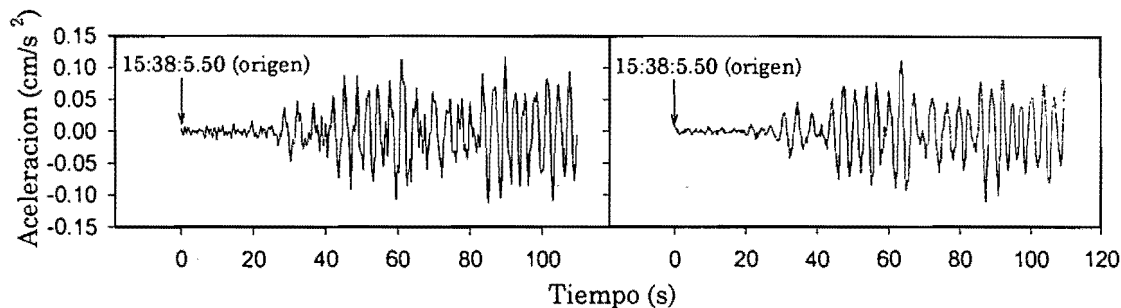
- Posteriormente se determina, para cada uno de los registros originales, la diferencia de tiempo entre el origen asumido y el tiempo reportado de la primera muestra. En el ejemplo esta diferencia es de 13.5 segundos para los registros de superficie y de 12 metros. En este caso el registro superficial presenta coincidencia entre el tiempo de origen asumido y el de primera muestra, por lo tanto dicho registro se toma como patrón de comparación ya que contra él se comparan los tres restantes.
- Se descuenta de los registros respectivos el desfase estimado en el paso anterior y se compara visualmente con el registro patrón. En esta comparación se busca descubrir si existe inversión de alguno de los registros, es decir, si presentan fases opuestas. Para el caso del ejemplo efectivamente se encontró que las fases estaban invertidas, lo que hace necesario multiplicar el registro patrón por -1 . En la figura 4.8.b se observa en el lado izquierdo el registro original de superficie invertido, y en el derecho el registro de 12 metros recortado a tiempo origen.
- Posteriormente se superponen los registros para compararlos visualmente, de manera que se pueda determinar si existe algún desfase entre ambos. Esto se logra observando los primeros arribos que corresponden a las ondas de cuerpo y midiendo el tiempo de diferencia entre un par de picos de aceleración. En la figura 4.8.c se han superpuesto los registros del ejemplo, y se muestra que aún existe un desfase de 2.25 segundos entre las dos señales. Este desfase corresponde al adelanto que tiene el reloj de superficie con respecto al reloj de 12 metros. En el ejemplo se consideró la situación contraria, es decir, que el segundo está atrasado con respecto al primero. Cualquiera de las dos consideraciones es válida porque lógicamente significan lo mismo.
- Finalmente, se recorta del registro correspondiente el desfase estimado en el paso anterior y se vuelven a comparar los registros para verificar que tanto la fase como el tiempo estén sincronizados. En la figura 4.8.d se observa la comparación final entre los acelerogramas del ejemplo.

El procedimiento anterior se aplicó para cada uno de los cinco sismos analizados. Al final lo que se determina es el desfase total de tiempo que debe ser descartado del registro de aceleración observado. Para el ejemplo de la figura 4.8 el desfase total fue de 15.75 segundos,

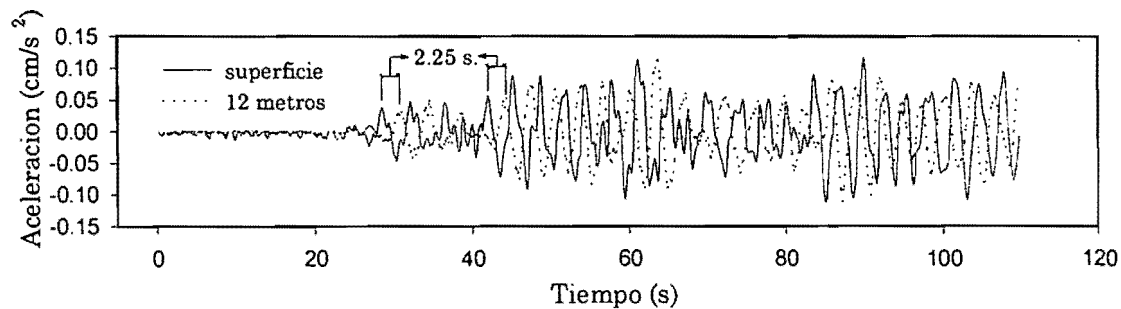
correspondientes a 13.5 segundos por ajuste a tiempo origen y 2.25 segundos por atraso del reloj de 12 metros.



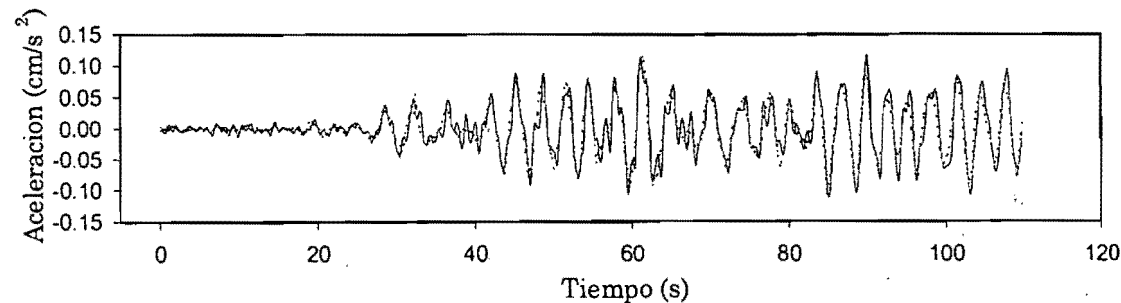
a) Comparación de los registros originales



b) Registro de superficie invertido y registro de 12 m. recortado a tiempo origen



c) Comparación entre los registros anteriores



d) Comparación entre ambos registros ya descontado el adelanto del reloj de 12 m.

Figura 4.8. Procedimiento de ajuste de los registros acelerográficos. Ejemplo para los registros de superficie y de 12m del evento 09/10/95 NS.

En las tablas 4.2 a 4.6 se resumen para todos los eventos sísmicos analizados, los tiempos reportados de la primera muestra; los tiempos reales de la primera muestra, es decir, con la corrección a tiempo origen; y finalmente el valor del desfase total respecto al tiempo de origen incluido ya el valor del atraso o adelanto entre los relojes del pozo y de superficie. En las mismas tablas se informa si hubo necesidad de invertir la fase alguno de los registros mencionados.

Tabla 4.2. Relación de tiempos reportados y reales de la primera muestra del evento 31/03/93 y desfase con respecto al tiempo de origen.

Número de muestras tomadas: 2000 (20 segundos) Tiempo considerado de origen (GMT): 10:19:52.00 Notas: El reloj de los instrumentos en el pozo se encuentra adelantado 2.25 s. con respecto al de superficie. Se les descontará este tiempo para encontrar el tiempo real y compararlos con el mismo origen. El acelerograma de 60 m. fue descartado. El registro original de CAO oficinas componente EW se encuentra invertido con respecto a los del pozo, se debe multiplicar por (-1).			
<i>Estación</i>	<i>Tiempo reportado de la primera muestra (GMT)</i>	<i>Tiempo real de la primera muestra (GMT)</i>	<i>Desfase con respecto al tiempo considerado de origen (s)</i>
CAO Oficinas	10:19:52.00	10:19:52.00	0.00
Pozo 12 m.	10:19:49.27	10:19:47.02	4.98
Pozo 30 m.	10:19:47.15	10:19:44.90	7.10
Pozo 60 m.	10:19:49.28	10:19:47.03	4.97

Tabla 4.3. Relación de tiempos reportados y reales de la primera muestra del evento 24/10/93 y desfase con respecto al tiempo de origen.

Número de muestras tomadas: 7000 (70 segundos) Tiempo considerado de origen (GMT): 7:53:22.00 Notas: El reloj de los instrumentos en el pozo se encuentra adelantado 2.25 s. con respecto al de superficie. Se les descontará este tiempo para encontrar el tiempo real y compararlos con el mismo origen. El registro original de CAO oficinas componente EW se encuentra invertido con respecto a los del pozo, se debe multiplicar por (-1).			
<i>Estación</i>	<i>Tiempo reportado de la primera muestra (GMT)</i>	<i>Tiempo real de la primera muestra (GMT)</i>	<i>Desfase con respecto al tiempo considerado de origen (s)</i>
CAO Oficinas	7:53:22.00	7:53:22.00	0.00
Pozo 12 m.	7:53:13.97	7:53:11.72	10.28
Pozo 30 m.	7:53:13.97	7:53:11.72	10.28
Pozo 60 m.	7:53:14.94	7:53:12.69	9.31

Tabla 4.4. Relación de tiempos reportados y reales de la primera muestra del evento 23/05/94 y desfase con respecto al tiempo de origen.

Número de muestras tomadas: 6000 (60 segundos) Tiempo considerado de origen (GMT): 1:42:27.91			
Notas: El reloj de CAO oficinas se encuentra atrasado 2.25 s. con respecto a los instrumentos de pozo. Se le aumentará este tiempo para encontrar el tiempo real y compararlos con el mismo origen. El registro original de CAO oficinas componente NS se encuentra invertido con respecto a los del pozo, se debe multiplicar por (-1).			
<i>Estación</i>	<i>Tiempo reportado de la primera muestra (GMT)</i>	<i>Tiempo real de la primera muestra (GMT)</i>	<i>Desfase con respecto al tiempo considerado de origen (s)</i>
CAO Oficinas	1:42:16.26	1:42:18.51	9.40
Pozo 12 m.	1:42:27.89	1:42:27.89	0.02
Pozo 30 m.	1:42:27.91	1:42:27.91	0.00
Pozo 60 m.	1:42:27.91	1:42:27.91	0.00

Tabla 4.5. Relación de tiempos reportados y reales de la primera muestra del evento 10/12/94 y desfase con respecto al tiempo de origen.

Número de muestras tomadas: 5000 (50 segundos) Tiempo considerado de origen (GMT): 16:18:40.72			
Notas: El reloj de CAO oficinas se encuentra atrasado 1.19 s. con respecto a los instrumentos de pozo. Se le aumentará este tiempo para encontrar el tiempo real y compararlos con el mismo origen. El registro original de CAO oficinas componente NS se encuentra invertido con respecto a los del pozo, se debe multiplicar por (-1). No existe registro a 60 metros de este evento.			
<i>Estación</i>	<i>Tiempo reportado de la primera muestra (GMT)</i>	<i>Tiempo real de la primera muestra (GMT)</i>	<i>Desfase con respecto al tiempo considerado de origen (s)</i>
CAO Oficinas	16:18:37.28	16:18:38.47	2.25
Pozo 12 m.	16:18:40.72	16:18:40.72	0.00
Pozo 30 m.	16:18:40.50	16:18:40.50	0.22

Tabla 4.6. Relación de tiempos reportados y reales de la primera muestra del evento 09/10/95 y desfase con respecto al tiempo de origen.

Número de muestras tomadas: 9000 (90 segundos) Tiempo considerado de origen (GMT): 15:38:5.50			
Notas: El reloj de los instrumentos en el pozo se encuentra adelantado 2.25 s. con respecto al de superficie. Se les descontará este tiempo para encontrar el tiempo real y compararlos con el mismo origen. El registro original de CAO oficinas componente NS se encuentra invertido con respecto a los del pozo.			
<i>Estación</i>	<i>Tiempo reportado de la primera muestra (GMT)</i>	<i>Tiempo real de la primera muestra (GMT)</i>	<i>Desfase con respecto al tiempo considerado de origen (s)</i>
CAO Oficinas	15:38:5.50	15:38:5.50	0.00
Pozo 12 m.	15:37:52.00	15:37:49.75	15.75
Pozo 30 m.	15:37:52.00	15:37:49.75	15.75
Pozo 60 m.	15:37:51.00	15:37:48.75	16.75

4.4.2 Ecuaciones para el sitio CAO.

Aunque existen al menos siete sitios en el valle de México que cuentan con arreglos acelerográficos en pozo y superficie al mismo tiempo, se decidió usar el arreglo de la Central de Abastos Oficinas debido a que es el que tiene mayor número de instrumentos. Además, su distribución geométrica es tal que permite registrar a 60 metros la respuesta de los depósitos profundos logrando que la distancia promedio entre instrumentos sea de apenas 20 metros.

Aplicando directamente las ecuaciones 4.4 a 4.7 al arreglo de CAO (figura 4.6) y asumiendo para la columna de suelo un valor promedio de densidad de masa igual a $1.2 \text{ kN}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$, se llega a las siguientes expresiones en las cuales los esfuerzos se dan en kPa y las deformaciones en porcentaje:

Para el nivel 6 metros:

$$\begin{aligned}\tau_6 &= 1.8(3a_{\text{sup}} + a_{12}) \\ \gamma_6 &= \frac{u_{12} - u_{\text{sup}}}{12}(-100)\end{aligned}\quad (4.1)$$

Para el nivel de 12 metros:

$$\begin{aligned}\tau_{12} &= 7.2(a_{\text{sup}} + a_{12}) \\ \gamma_{12} &= \frac{4u_{30} + 5u_{12} - 9u_{\text{sup}}}{180}(-100)\end{aligned}\quad (4.2)$$

Para el nivel de 21 metros:

$$\begin{aligned}\tau_{21} &= \tau_{12} + 2.78(3a_{12} + a_{30}) \\ \gamma_{21} &= \frac{u_{30} - u_{12}}{18}(-100)\end{aligned}\quad (4.3)$$

Para el nivel de 30 metros:

$$\begin{aligned}\tau_{30} &= \tau_{12} + 10.8(a_{12} + a_{30}) \\ \gamma_{30} &= \frac{9u_{60} + 16u_{30} - 25u_{12}}{720}(-100)\end{aligned}\quad (4.4)$$

Para el nivel de 45 metros:

$$\begin{aligned}\tau_{45} &= \tau_{30} + 4.5(3a_{30} + a_{60}) \\ \gamma_{45} &= \frac{u_{60} - u_{30}}{30}(-100)\end{aligned}\quad (4.5)$$

En las expresiones anteriores se tiene que:

u =desplazamiento absoluto obtenido mediante doble integración de la historia de aceleraciones.

α =aceleración horizontal en m/s

Además, en todos los casos el subíndice que acompaña a los símbolos de desplazamiento y aceleración, indica el nivel correspondiente a la aceleración o desplazamiento necesarios en la ecuación. Los niveles escogidos corresponden a los puntos medios entre cada par de acelerógrafos y a los niveles mismos en los cuales se localizan dichos instrumentos.

4.4.3 Evaluación de las historias de esfuerzos cortantes y deformaciones.

En las figuras 4.9 a 4.13 se presentan las historias originales de aceleración horizontal, tanto EW como NS, de los cinco eventos usados en el análisis.

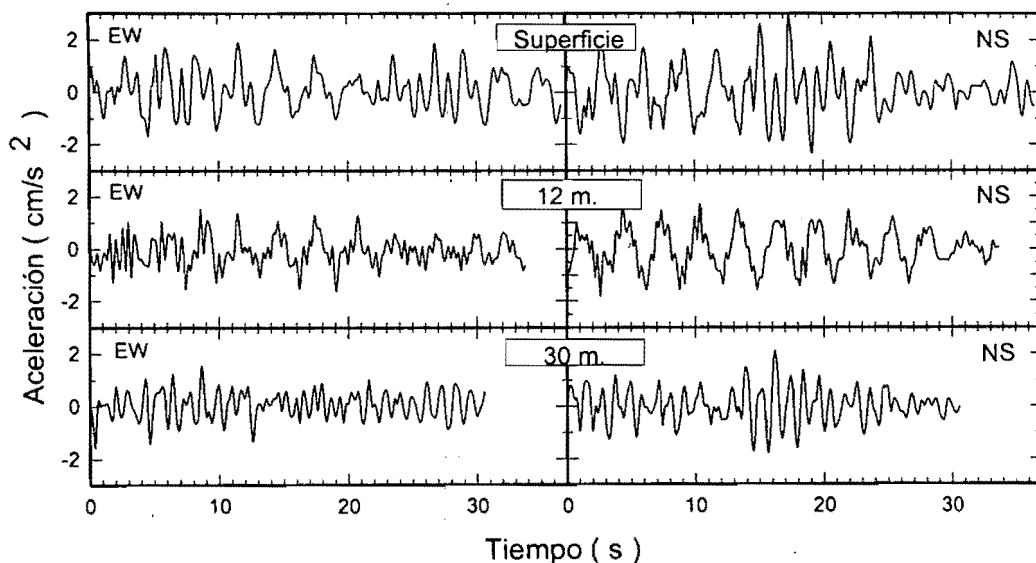


Figura 4.9. Registros de aceleración para el evento 31/03/93

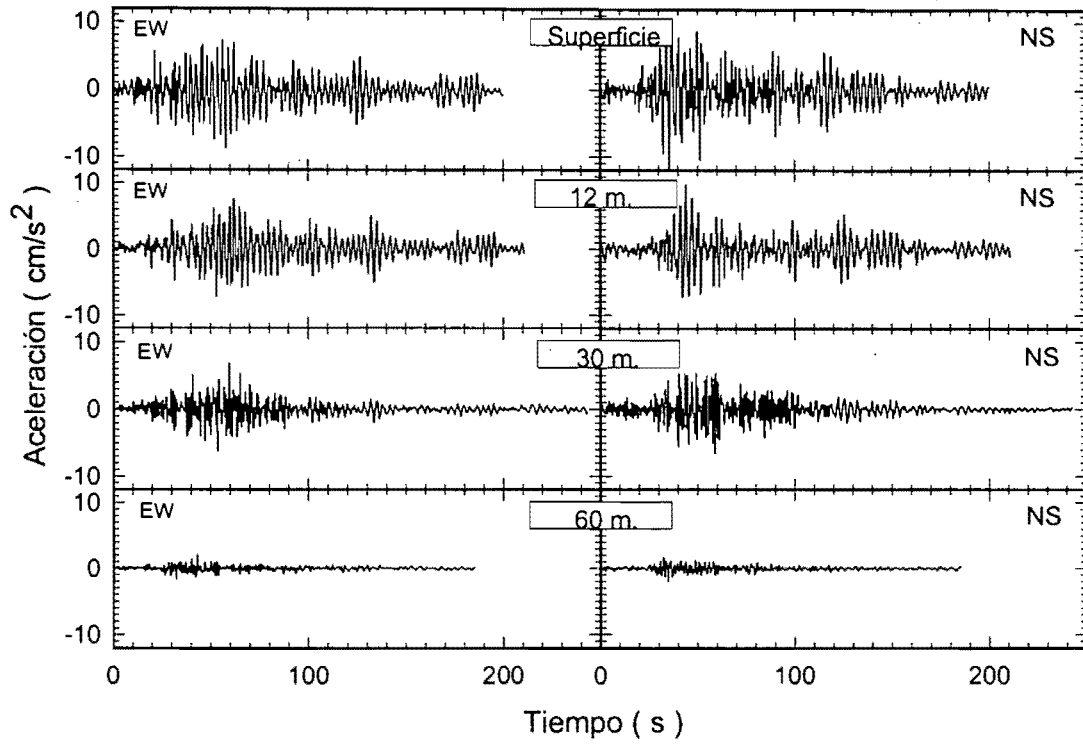


Figura 4.10. Registros de aceleración para el evento del 24/10/93

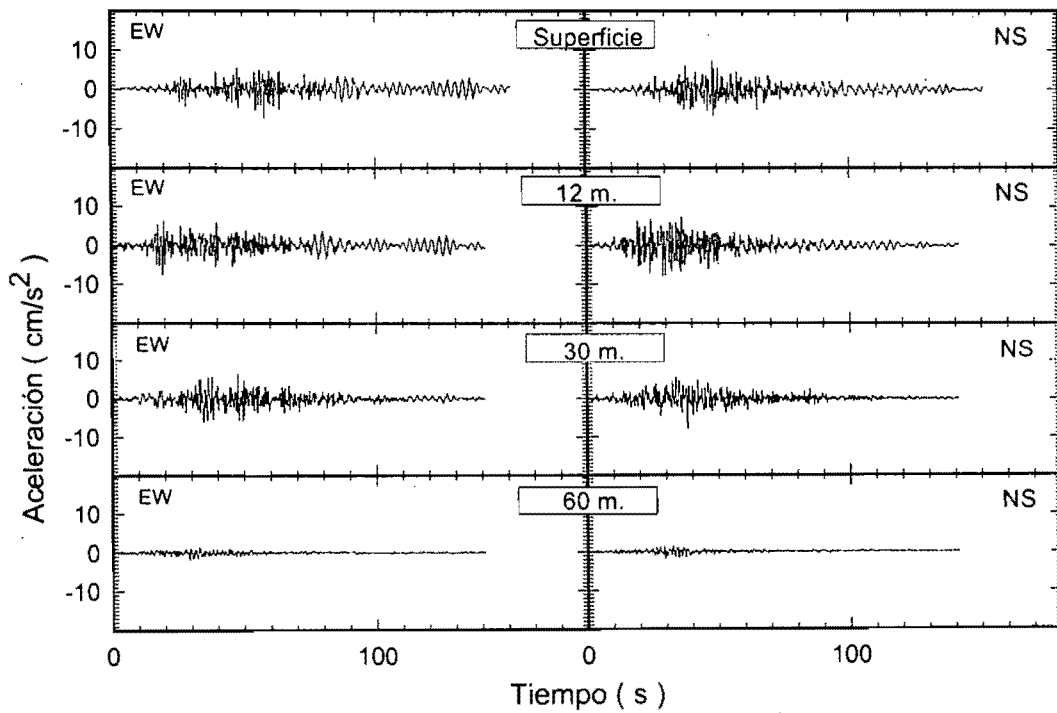


Figura 4.11. Registros de aceleración para el evento del 23/05/94

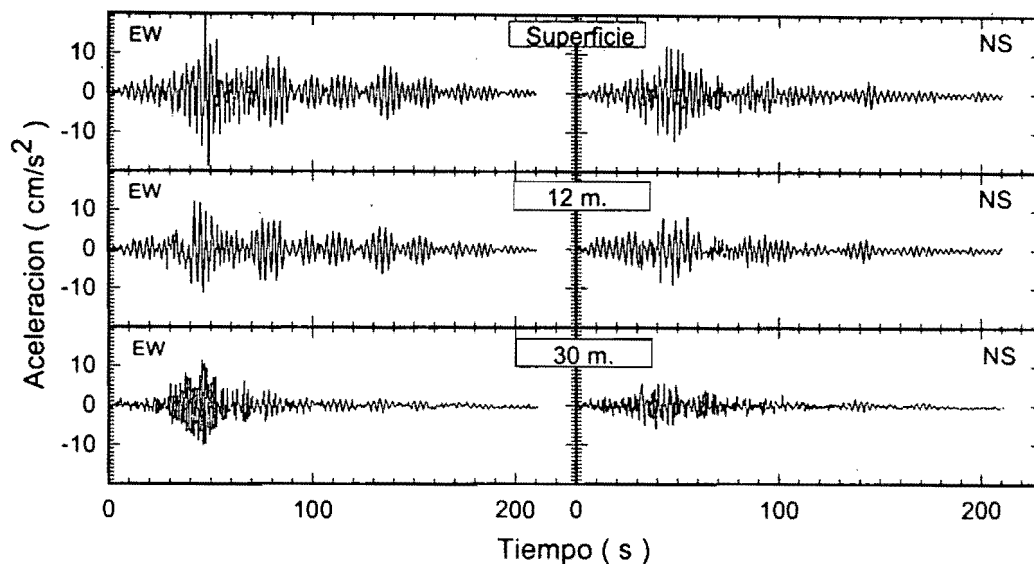


Figura 4.12. Registros de aceleración para el evento del 10/12/94

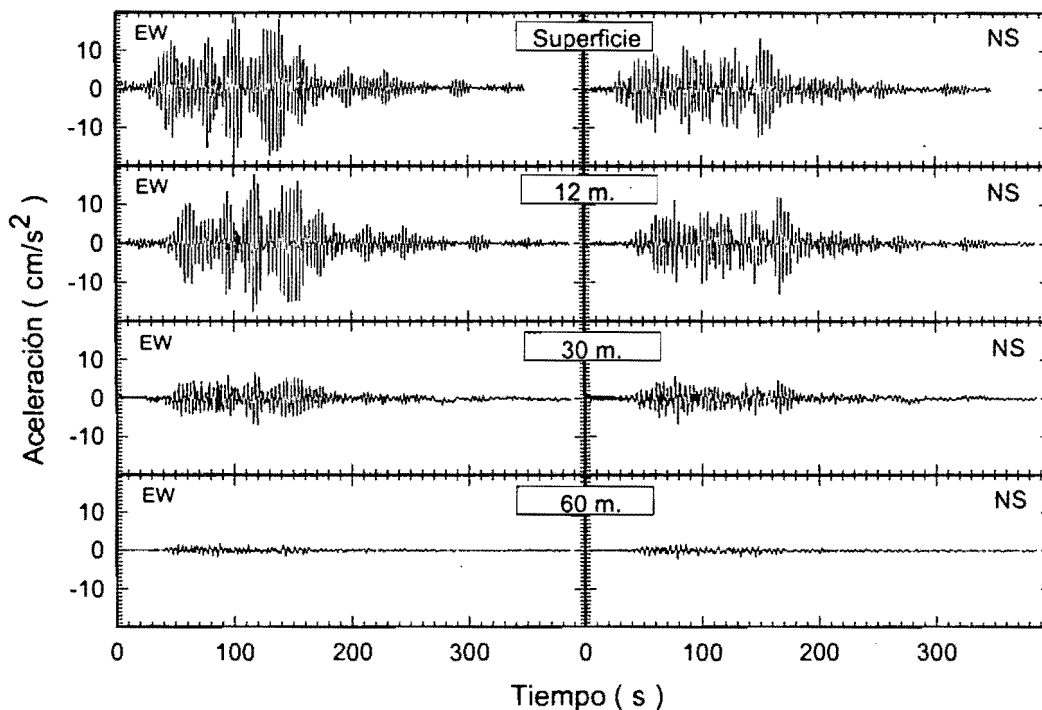


Figura 4.13. Registros de aceleración para el evento del 09/10/95

Como se puede apreciar en la información suministrada por las tablas 4.2 a 4.6, no se utilizó en el análisis la totalidad de los puntos de los registros de aceleración, sino los correspondientes a los primeros segundos. Con esto se pretende que en análisis solo se incluyan los arribos

de las ondas de cuerpo y se omitan los correspondientes a los demás tipos de ondas. De esta forma, la cantidad de tiempo usada, varía desde los 20 primeros segundos para el evento del 31/03/93 hasta 90 segundos para el evento del 09/10/95.

En las figuras 4.14 a 4.23 se presentan las historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para los cinco eventos sísmicos analizados y en cada una de las dos componentes horizontales.

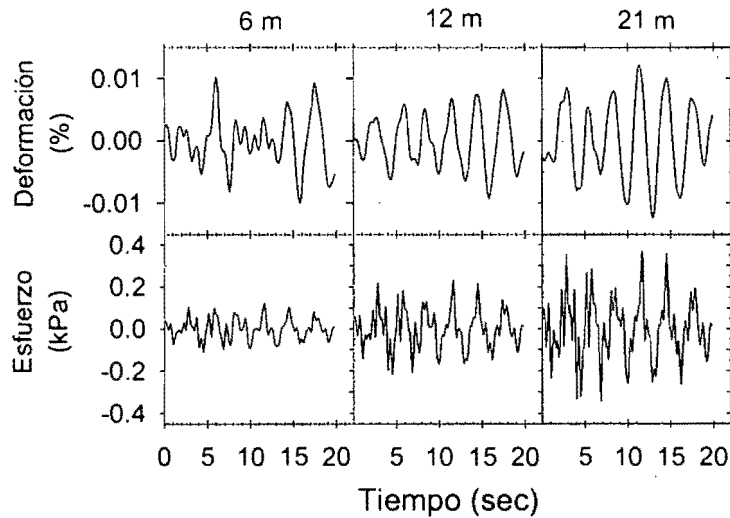


Figura 4.14. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 31/03/93 componente EW.

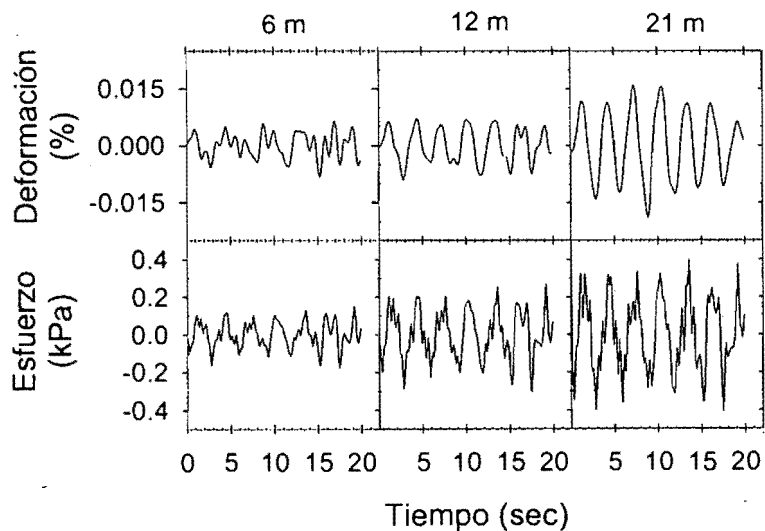


Figura 4.15. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 31/03/93 componente NS.

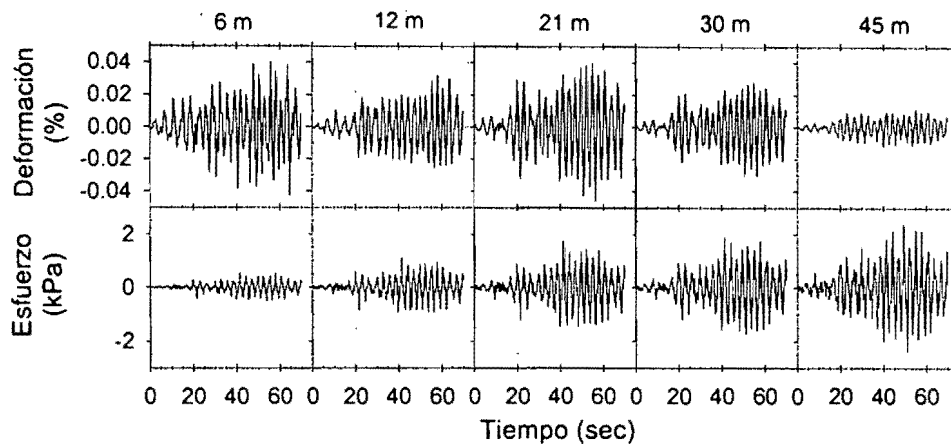


Figura 4.16. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 24/10/93 componente EW.

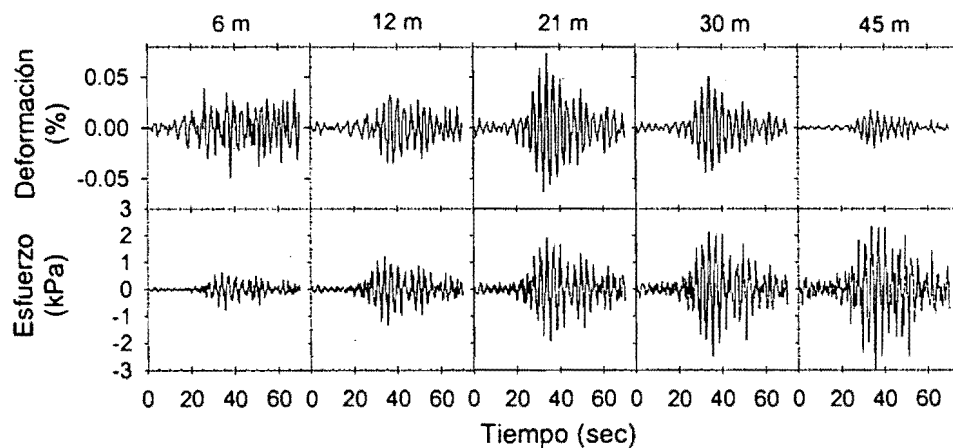


Figura 4.17. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 24/10/93 componente NS.

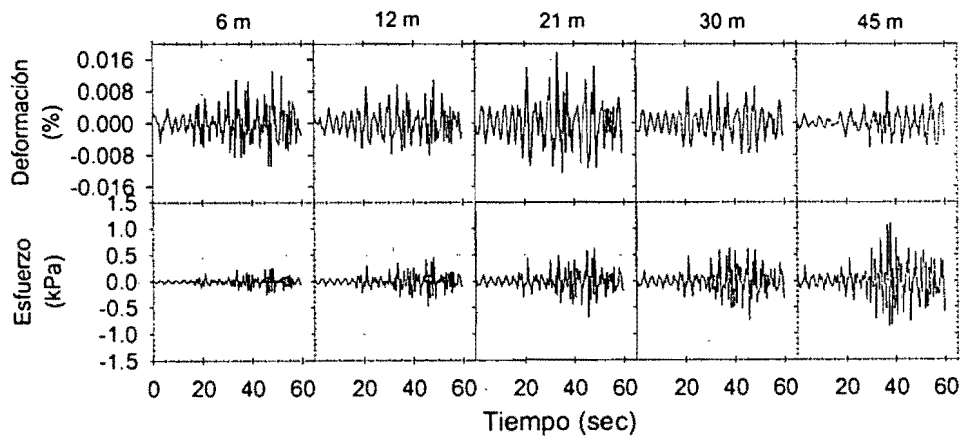


Figura 4.18. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 23/05/94 componente EW.

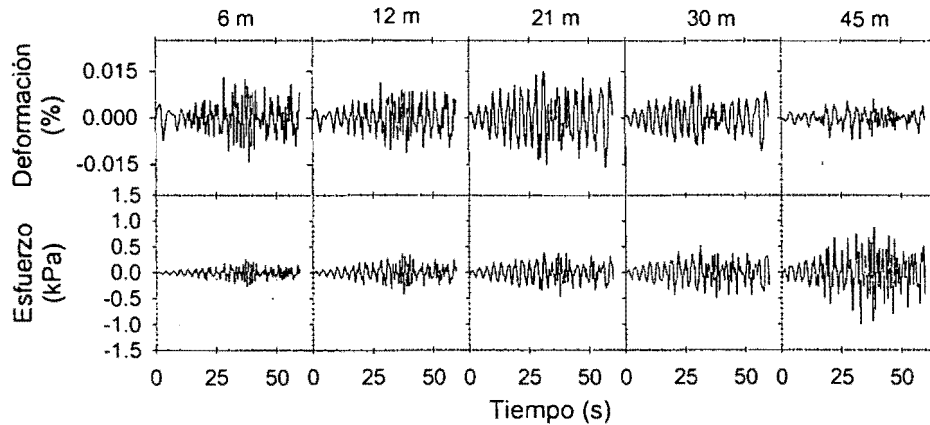


Figura 4.19. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 23/05/94 componente NS.

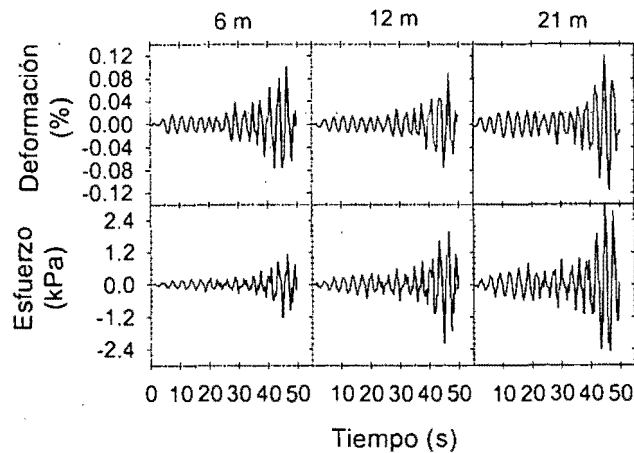


Figura 4.20. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 10/12/94 componente EW.

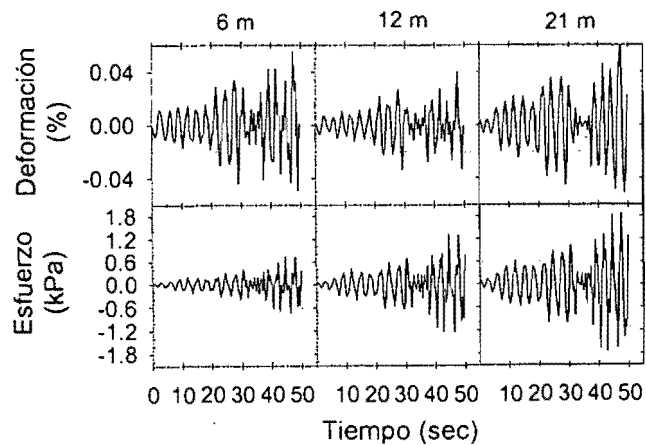


Figura 4.21. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 10/12/94 componente NS.

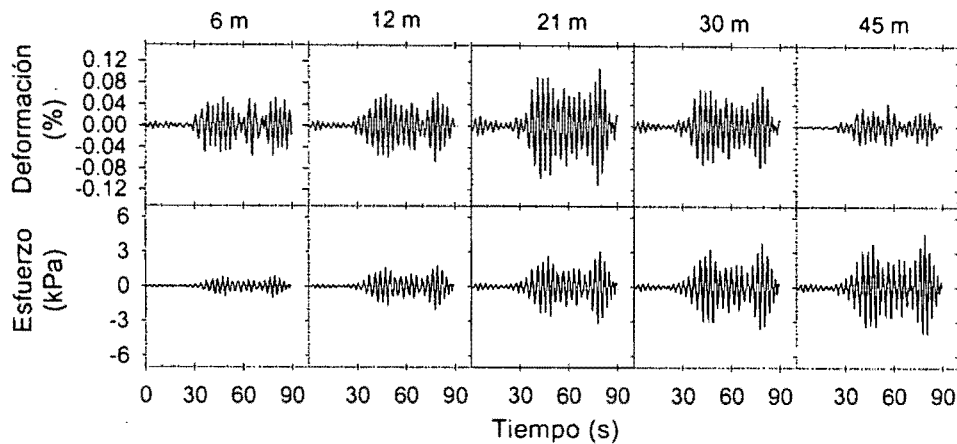


Figura 4.22. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 09/10/95 componente EW.

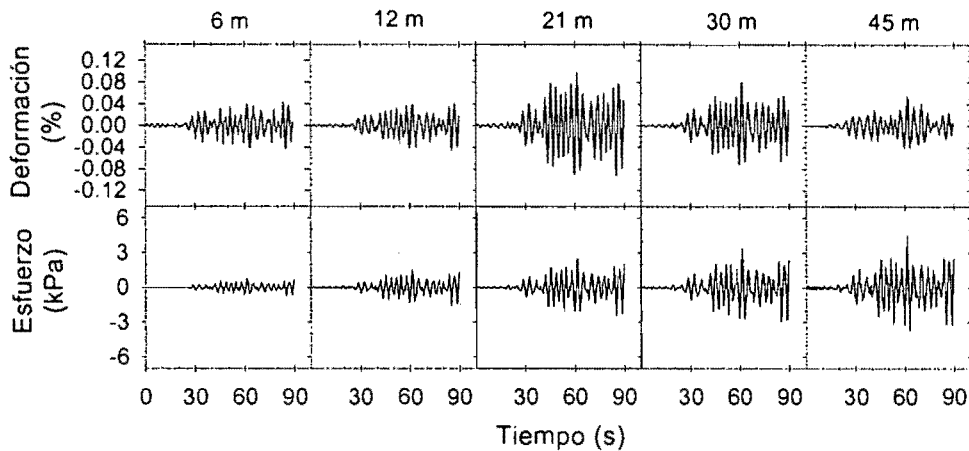


Figura 4.23. Historias de esfuerzos cortantes y deformaciones para el evento del 09/10/95 componente NS.

En el capítulo siguiente se usarán estas historias para estimar el valor del módulo dinámico de rigidez cortante y la relación de amortiguamiento del suelo; y observar su variación con el nivel de deformación.

CAPITULO 5

OBTENCION DE LAS PROPIEDADES DINAMICAS

En este capítulo se presentan las historias de esfuerzo cortante-deformación del suelo en el sitio CAO, a cuatro profundidades distintas (6, 12, 21, 30 y 45 metros). A partir de estas historias se obtendrán las propiedades dinámicas del suelo (G y β) y se observará el efecto de la deformación en ellas.

5.1 Historias Esfuerzo-Deformación cortantes.

En el capítulo anterior se presentaron las historias individuales de esfuerzos cortantes y de deformaciones obtenidas directamente a partir de las historias de aceleración registradas en el arreglo sísmico del sitio en estudio.

Con estas historias se obtienen las gráficas esfuerzo-deformación en cada punto analizado para observar en primer lugar, y de manera cualitativa, el comportamiento del módulo de rigidez G .

En las figuras 5.1 a 5.10 se presentan dichas gráficas esfuerzo-deformación para los cinco eventos sísmicos analizados en cada una de sus dos componentes horizontales.

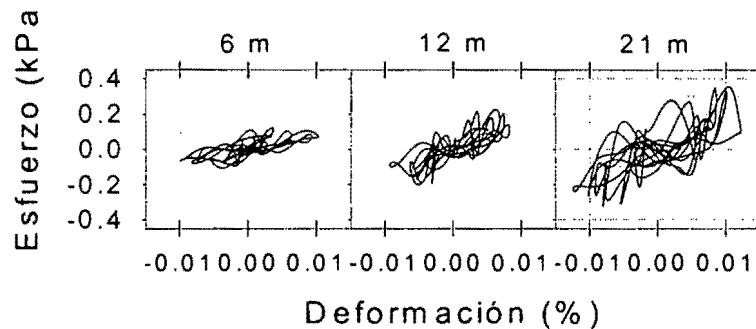


Figura 5.1. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento 31/03/93, componente EW.

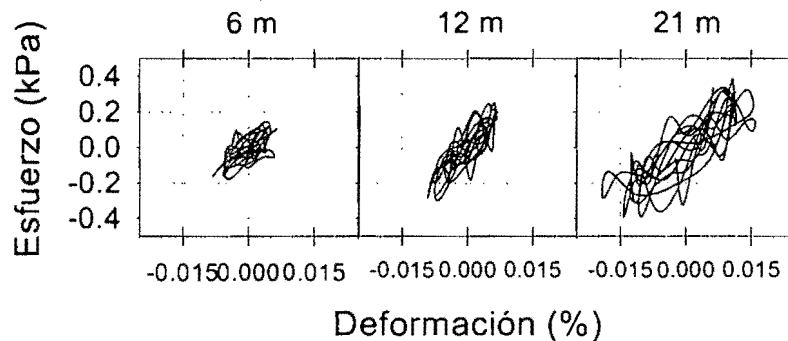


Figura 5.2. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento 31/03/93, componente NS.

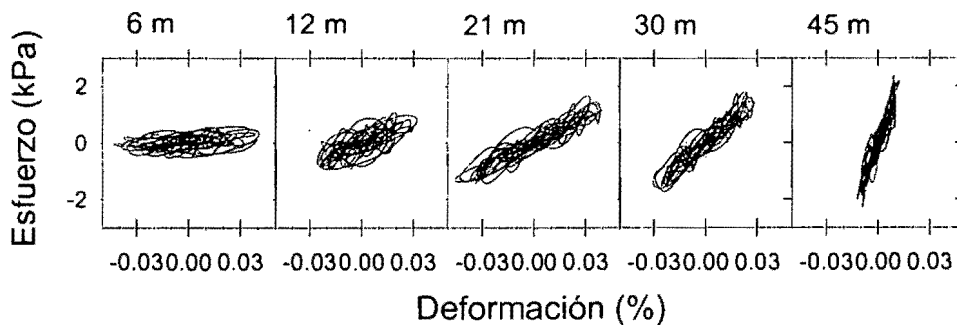


Figura 5.3. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento 24/10/93, componente EW.

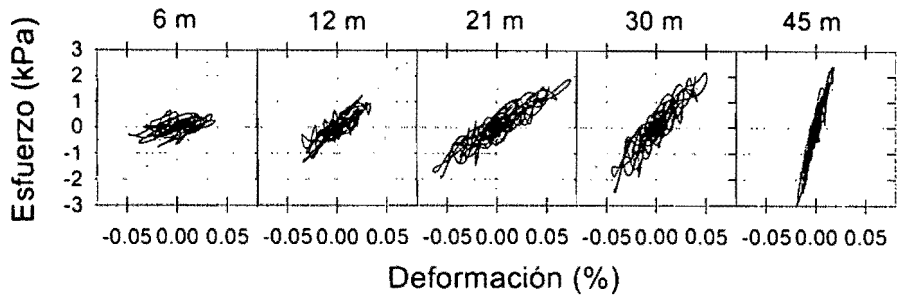


Figura 5.4. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento 24/10/93, componente NS.

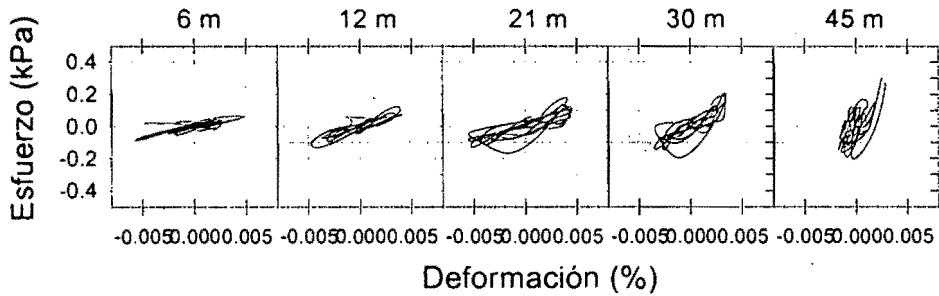


Figura 5.5. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento 23/05/94, componente EW.

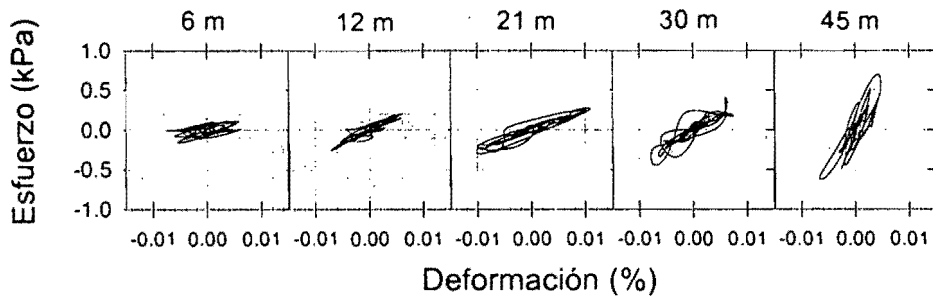


Figura 5.6. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento 23/05/94, componente NS.

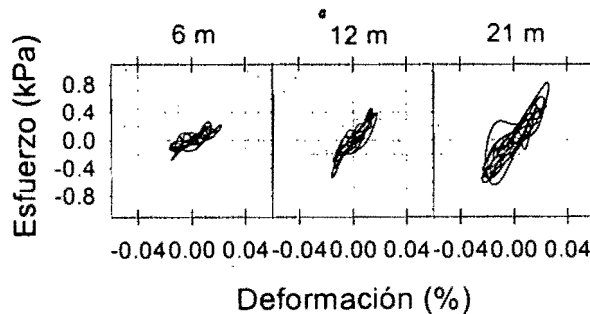


Figura 5.7. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento 10/12/94, componente EW.

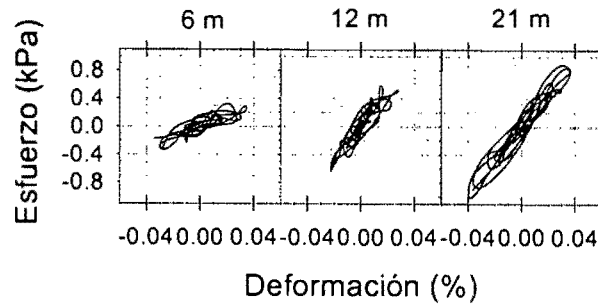


Figura 5.8. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento 10/12/94, componente NS.

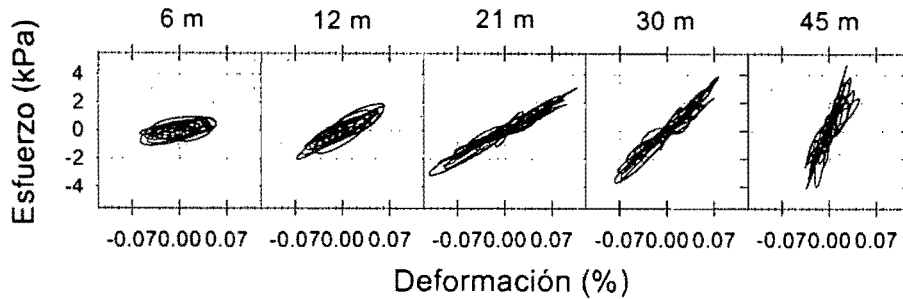


Figura 5.9. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento 09/10/95, componente EW.

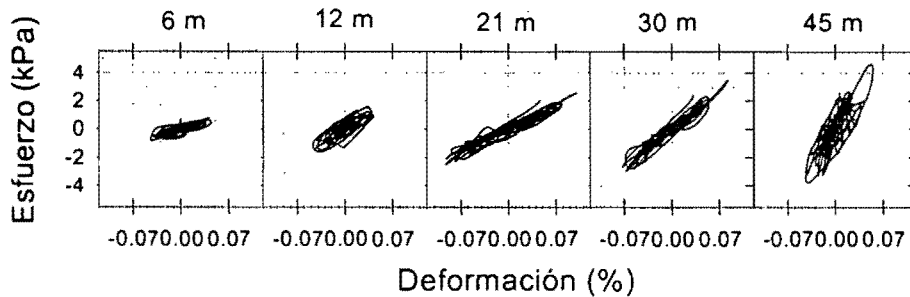


Figura 5.10. Historias esfuerzo cortante-deformación para el evento 09/10/95, componente NS.

Estas gráficas dan en primer lugar una idea de la magnitud de la deformación alcanzada en cada caso, la cual estuvo en general dentro del rango de 10^{-3} y 10^{-1} por ciento. En segundo lugar permiten apreciar mediante la simple observación de la pendiente promedio de las gráficas, como el módulo de rigidez aumenta significativamente con la profundidad. Este efecto era de esperarse debido a la reconocida influencia del esfuerzo de confinamiento en el módulo de rigidez y por consiguiente también en la velocidad de propagación de las ondas S.

Nótese además que algunas de las gráficas presentan formas algo erráticas, sin embargo, en general sus formas promedio son bastante aproximadas a la elíptica. La calidad de estas gráficas depende fundamentalmente del contenido frecuencial de la historia de aceleración original y de las frecuencias de corte que se usan en los filtros de pasa bajas y pasa altas. Algunos eventos como el de 31/03/93 tienen rangos de frecuencia de respuesta significativa bastante amplios, mientras que otros eventos como el de 10/09/95 presentan rangos más estrechos (tabla 4.1). Esto tiene como consecuencia que las bandas de los filtros usados sean mayores en el primer caso que en el segundo, es decir, habrá mas aporte de frecuencias altas en el primer evento mencionado que en el segundo de ellos. Estas frecuencias altas producen, especialmente en las historias de esfuerzos, patrones con abundantes irregularidades. Este fenómeno se aprecia bien en las figuras 4.15 y 4.16, correspondientes al evento del 31/03/93. En contraste, el patrón que presentan las historias de esfuerzos de las figuras 4.22 y 4.23, correspondientes al evento del 09/10/95, carece de tales irregularidades.

Este fenómeno se hace más evidente cuando se observan los ciclos individuales aislados de carga y descarga de cada historia de esfuerzo-deformación. En las figuras 5.11 a 5.20 se presentan algunos ciclos aislados seleccionados de cada evento y profundidad, los cuales cubren intervalos de tiempo variables entre 2.5 y 3.5 segundos. Nótese nuevamente la marcada irregularidad de los ciclos correspondientes a los eventos con bandas amplias de frecuencias como el de 31/03/93 (figuras 5.11 y 5.12) en contraste con la forma de los ciclos correspondientes al evento 09/10/95 (figuras 5.19 y 5.20) con una banda estrecha. Sin embargo, en todos los casos se aprecia el fenómeno de reducción del módulo de rigidez al disminuir la profundidad.

Un posible método para remediar esta situación sería aplicar un nuevo filtrado a las historias de esfuerzos cortantes, sin embargo esto produce de inmediato una disminución significativa de los valores máximos del esfuerzo y por consiguiente una disminución apreciable en los valores de los módulos que se obtienen de ellos. Esta situación es indeseable porque al mantenerse intactas las historias de deformación, se relacionarían módulos reducidos a deformaciones aparentemente grandes, lo cual produciría resultados completamente equivocados.

Se decide entonces dejar las historias de esfuerzos sin modificación alguna y realizar los análisis posteriores sobre las gráficas esfuerzo-deformación así obtenidas.

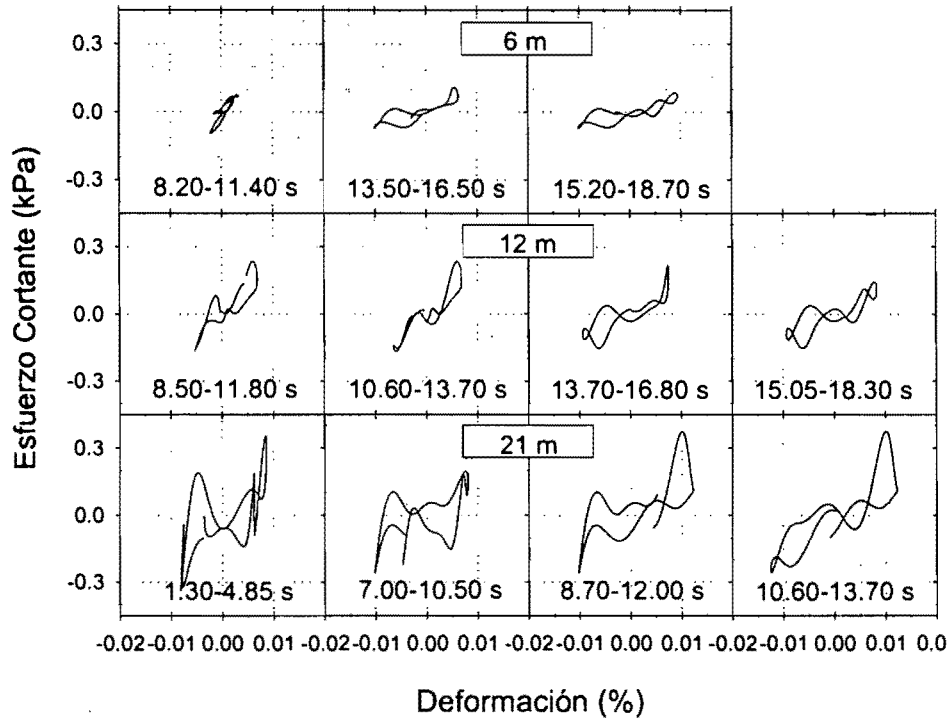


Figura 5.11. Ciclos aislados para el evento del 31/03/93, componente EW

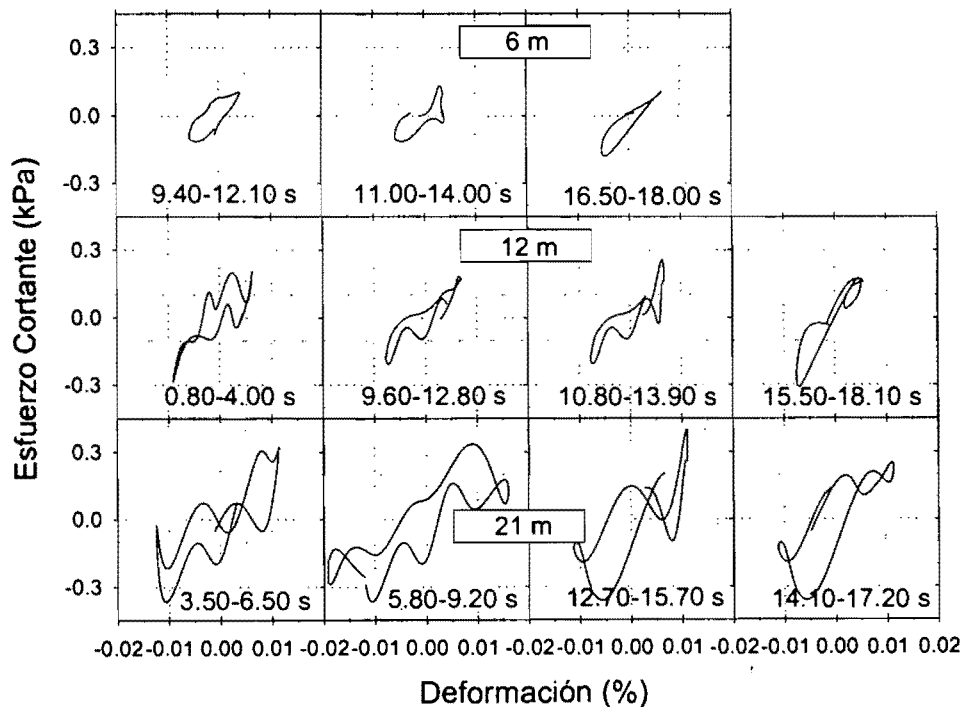


Figura 5.12. Ciclos aislados para el evento del 31/03/93, componente NS

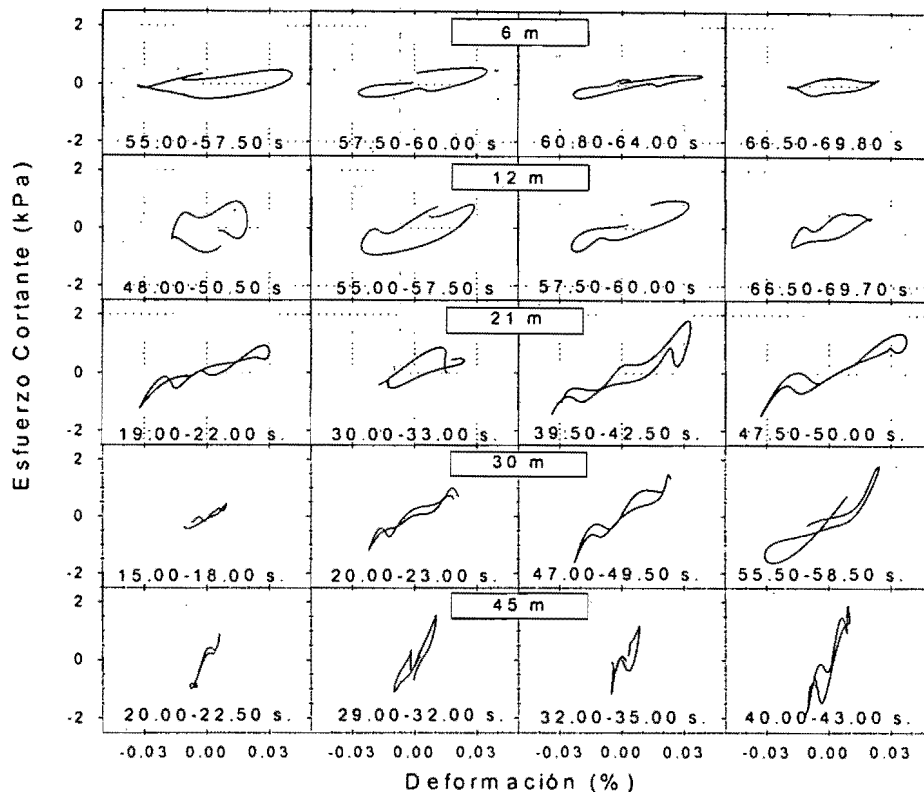


Figura 5.13. Ciclos aislados para el evento del 24/10/93, componente EW

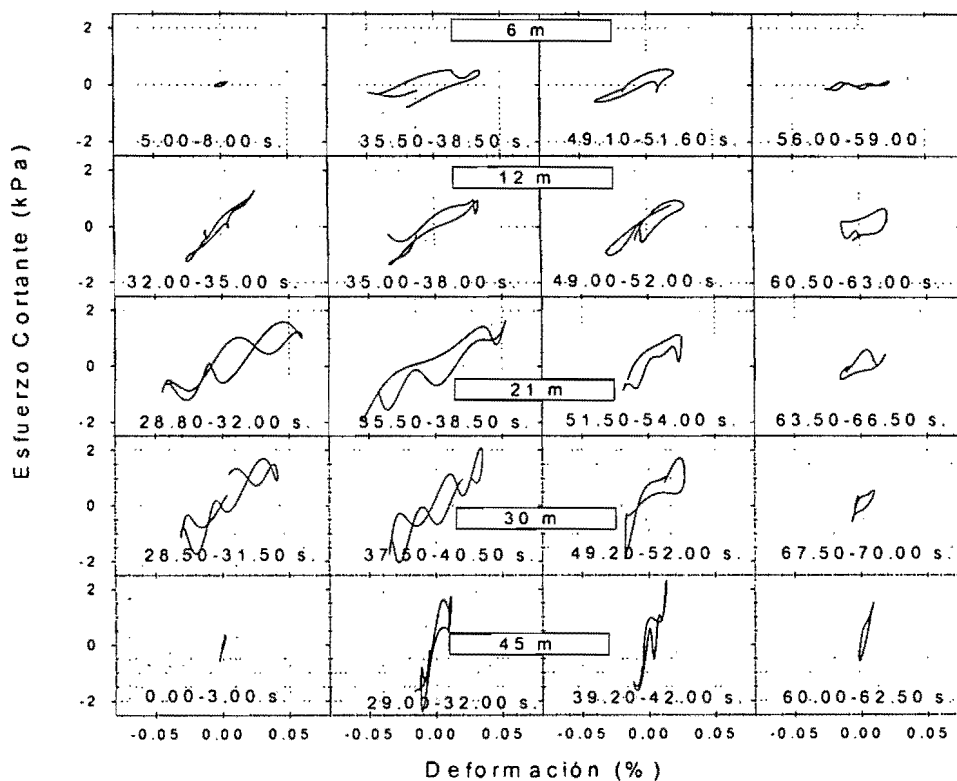


Figura 5.14. Ciclos aislados para el evento del 24/10/93, componente NS

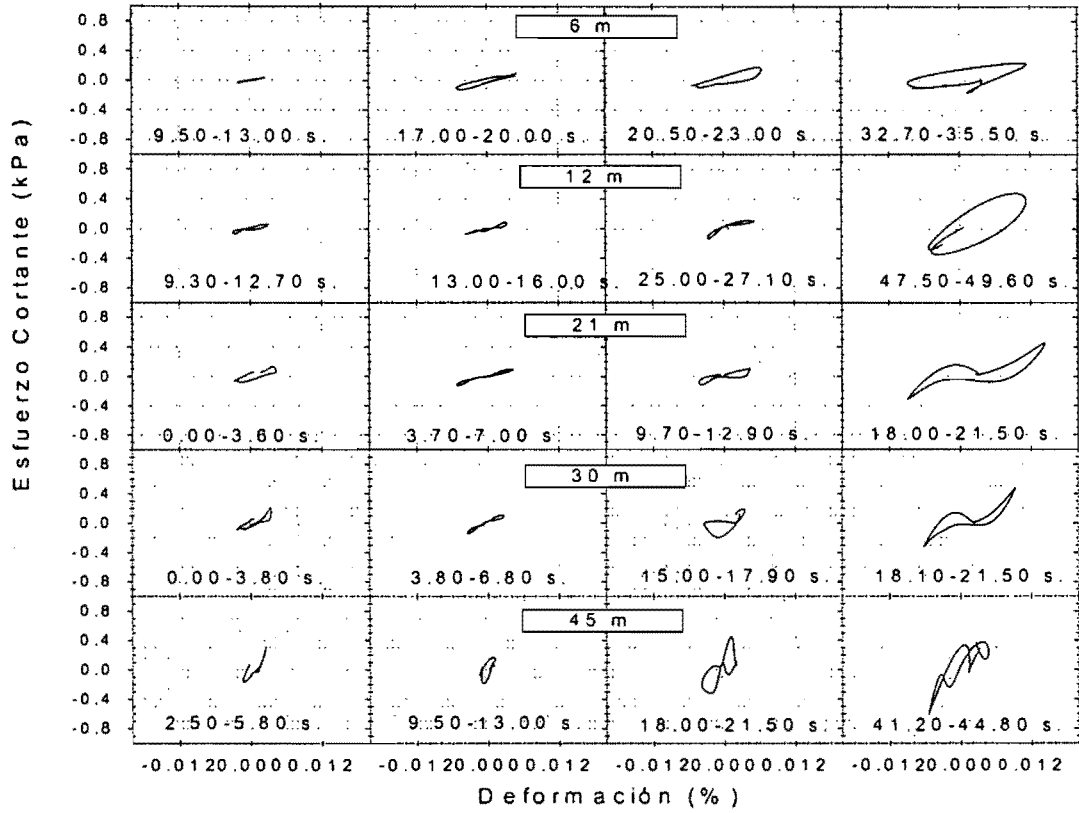


Figura 5.15. Ciclos aislados para el evento del 23/05/94, componente EW

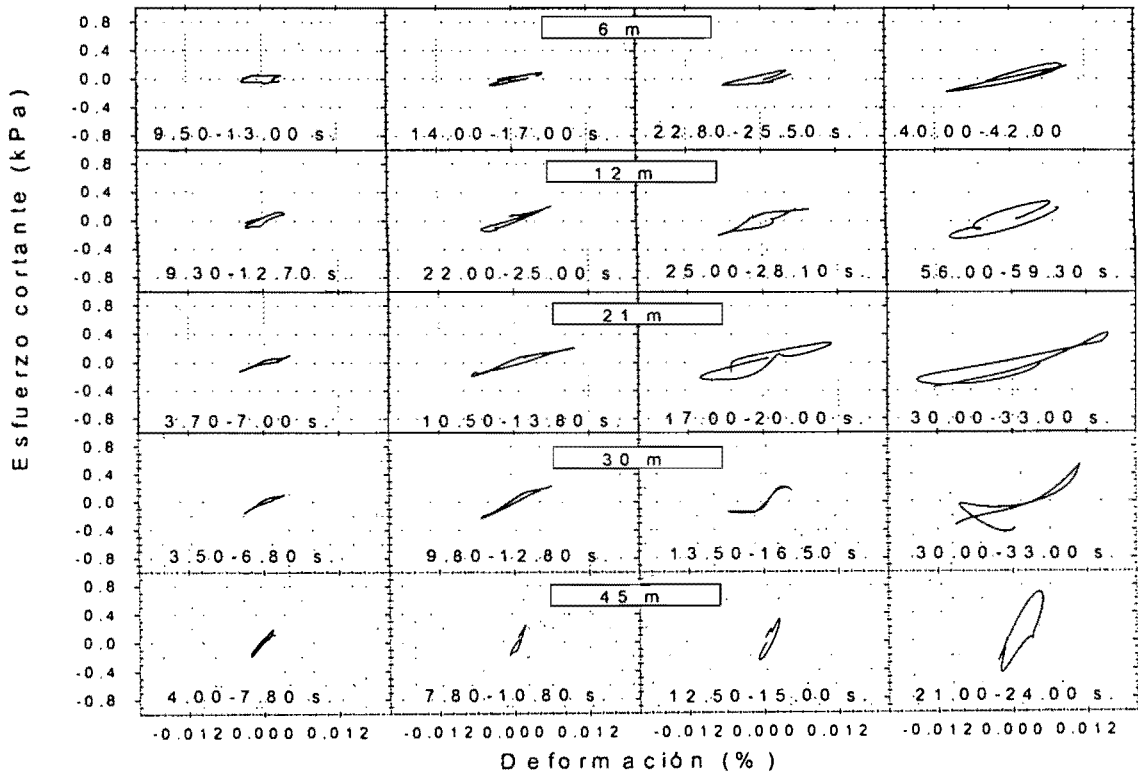


Figura 5.16. Ciclos aislados para el evento del 23/05/94, componente NS

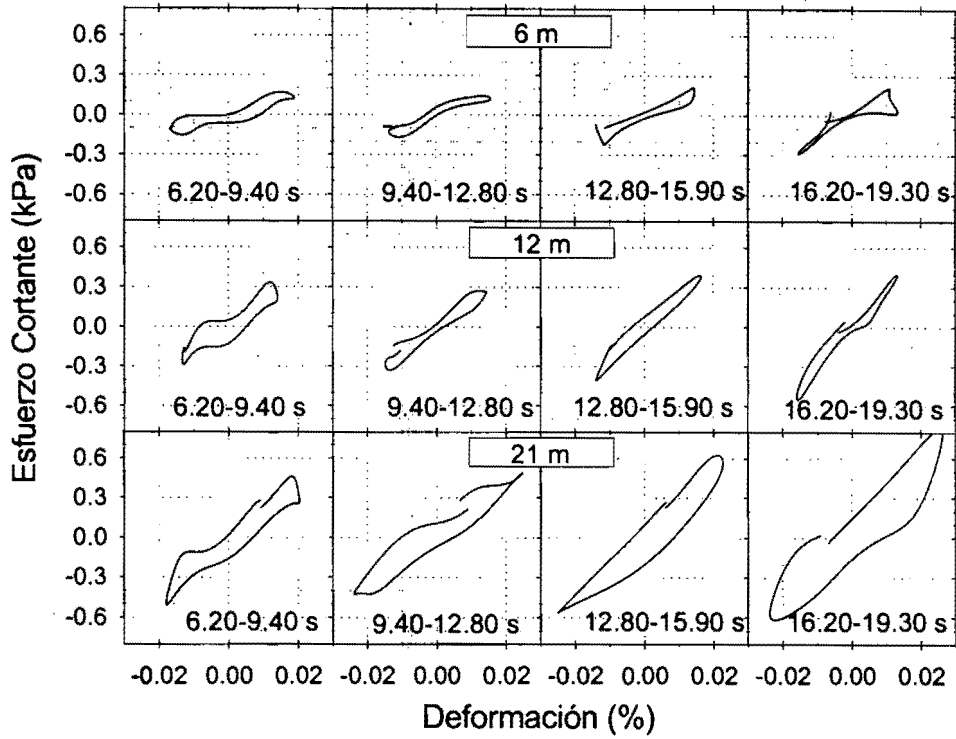


Figura 5.17. Ciclos aislados para el evento del 10/12/94, componente EW

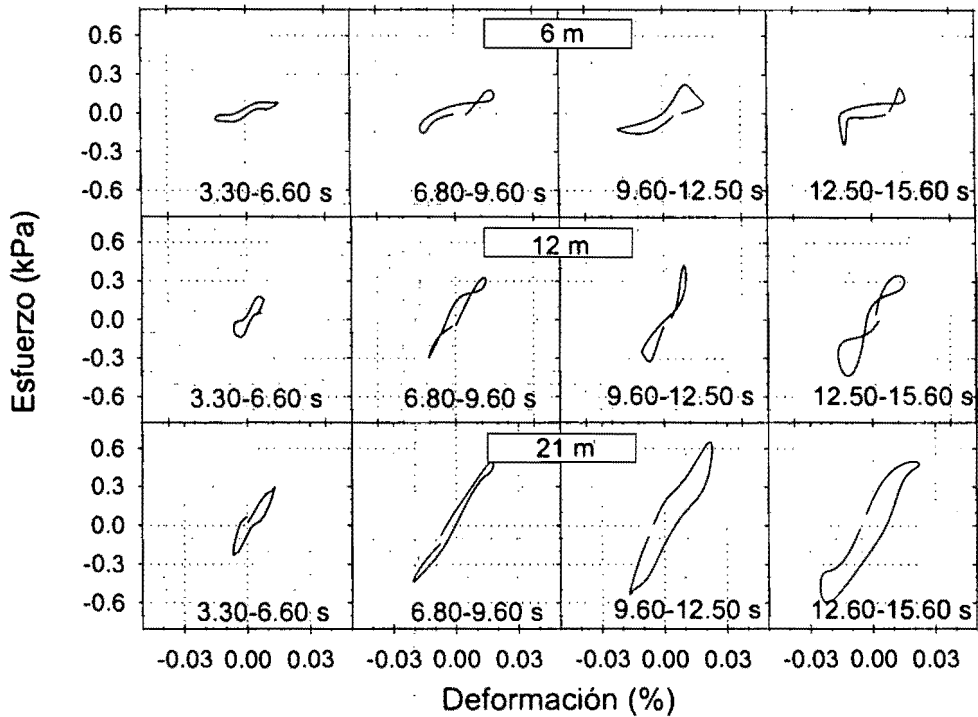


Figura 5.18. Ciclos aislados para el evento del 10/12/94, componente NS

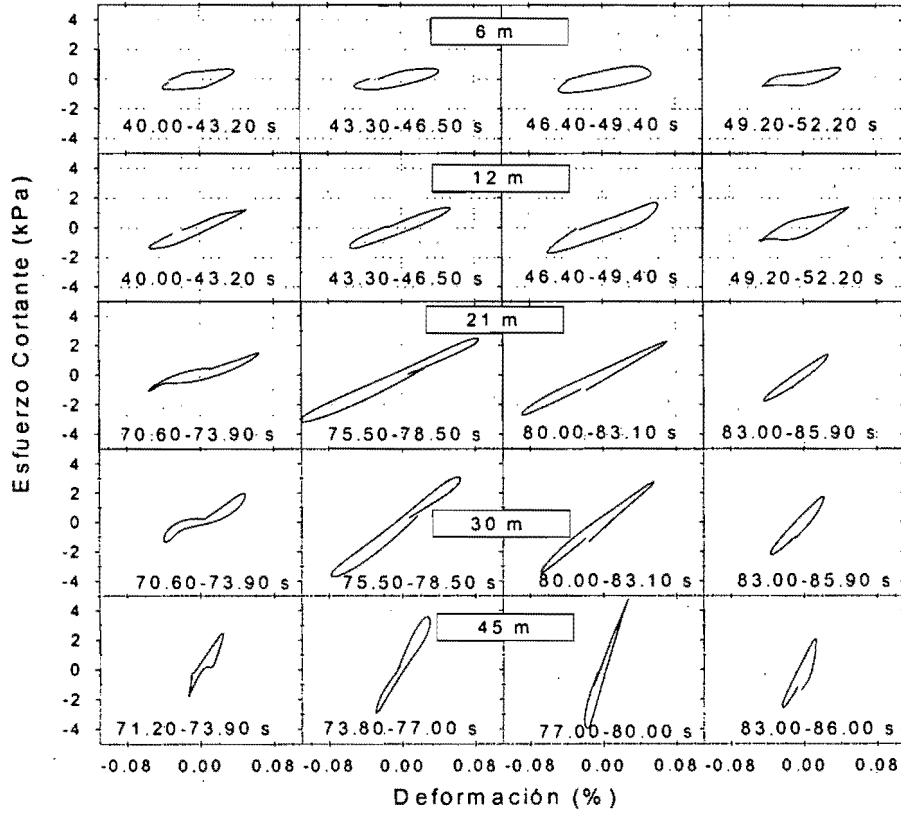


Figura 5.19. Ciclos aislados para el evento del 09/10/95, componente EW

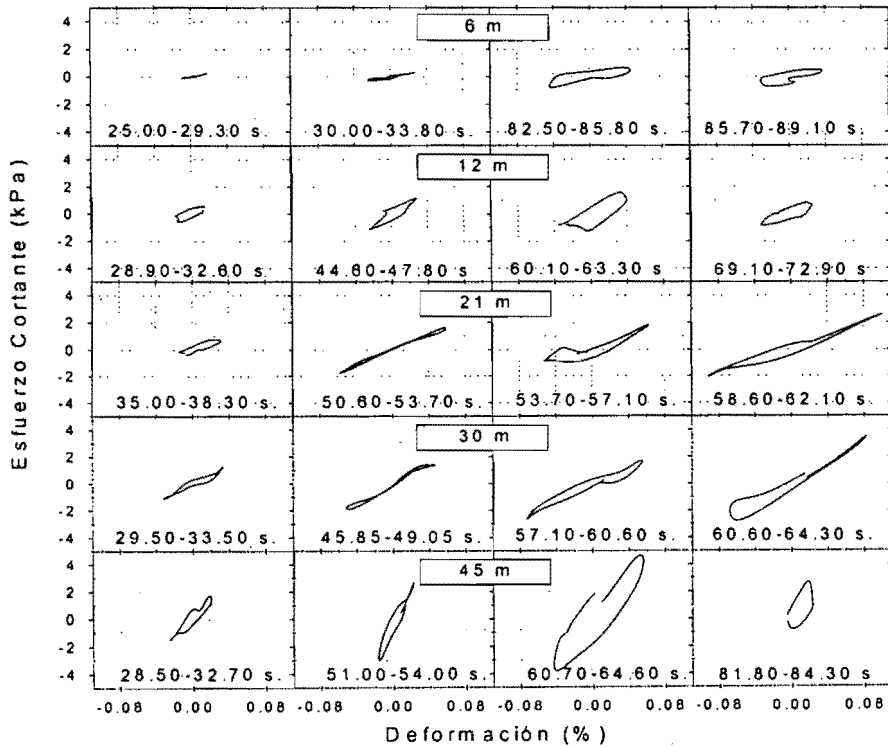


Figura 5.20. Ciclos aislados para el evento del 09/10/95, componente NS

5.2. Obtención del módulo cortante, G , y de la relación de amortiguamiento, β .

En el capítulo 2 se definió tanto el módulo de rigidez cortante como la relación de amortiguamiento a partir de un ciclo completo de carga y descarga (figura 2.1). Esta misma definición se aplicará a las gráficas de esfuerzo-deformación obtenidas en este estudio, las cuales fueron presentadas en el punto anterior. En vista de las irregularidades naturales que presentan los ciclos de histéresis obtenidos, y ante la imposibilidad de aplicar nuevos procesos de filtrado sin modificar los valores de los esfuerzos máximos ocurridos en el suelo; se ha optado por analizar grupos de ciclos seleccionados en lugar de ciclos aislados individualmente. Lo que se pretende es analizar el comportamiento de varios ciclos con características semejantes para obtener una respuesta promedio, en lugar de aplicar al suelo el resultado del análisis de un ciclo individual. El criterio de agrupamiento más razonable es la deformación. Se considerará entonces que varios ciclos consecutivos son agrupables si corresponden a niveles de deformación similares. Este agrupamiento se puede hacer observando con detalle las historias individuales de deformaciones de las figuras 4.14 a 4.23. Para el caso del evento del 09/10/95, componente EW (figura 4.22 y figura 5.27) se seleccionaron los siguientes periodos de tiempo que abarcan ciclos semejantes:

- A 6 metros de profundidad se tiene un grupo de ciclos entre 0.00 y 20.00 segundos con deformaciones promedio del orden de 0.006%. Además se tiene otro grupo importante entre 35.00 y 55.00 segundos, el cual presenta deformaciones del orden de 0.05%.
- A 12 metros de profundidad se tienen un primer intervalo entre 0.00 y 20.00 segundos y otro entre 40.00 y 50.00 segundos. Las deformaciones promedio son de 0.008% y 0.06% respectivamente.
- A 21 metros de profundidad se separaron tres grupos de ciclos entre los periodos de tiempo de 10.00 a 25.00 segundos, 40.00 a 50.00 segundos y 60.00 a 70.00 segundos. Las deformaciones son 0.01%, 0.085% y 0.055% respectivamente.
- A 30 metros se seleccionaron nuevamente tres grupos de ciclos en los siguientes periodos de tiempo y amplitudes de deformación. 10.00-25.00 segundos para 0.006%; 40.00-50.00 segundos para 0.06% y finalmente 75.00-85.00 segundos para 0.08%.
- A 45 metros se tiene un primer grupo de ciclos entre 35.00 y 50.00 segundos, correspondientes a una deformación de 0.035%; y un segundo grupo entre 70.00 y 85.00 segundos para una deformación de 0.025%.

En las figuras 5.21 a 5.28 se presentan las gráficas de esfuerzo-deformación de los diferentes grupos de ciclos aislados para los intervalos de tiempo en los cuales presentan valores de deformación semejantes. En

todos los casos se intentó tener la mayor variedad posible en los niveles de deformación de los grupos de ciclos seleccionados, de manera que se pudiera cubrir de una manera mas o menos continua el rango completo de deformaciones, comprendido como ya se mencionó entre 10^{-3} y $10^{-1}\%$.

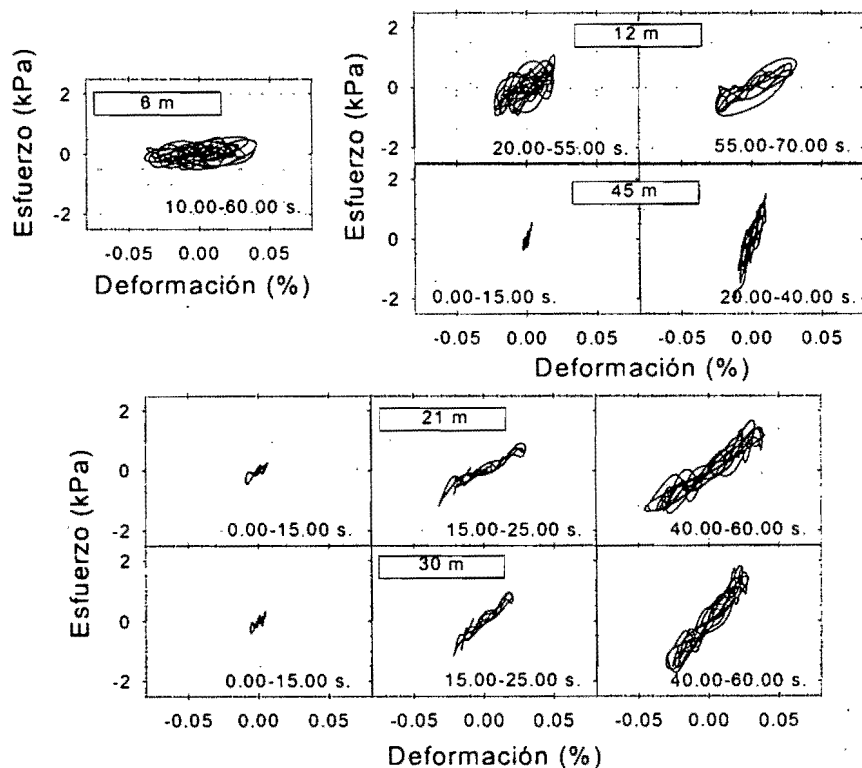


Figura 5.21. Grupos de ciclos aislados para el evento del 24/10/93 (EW)

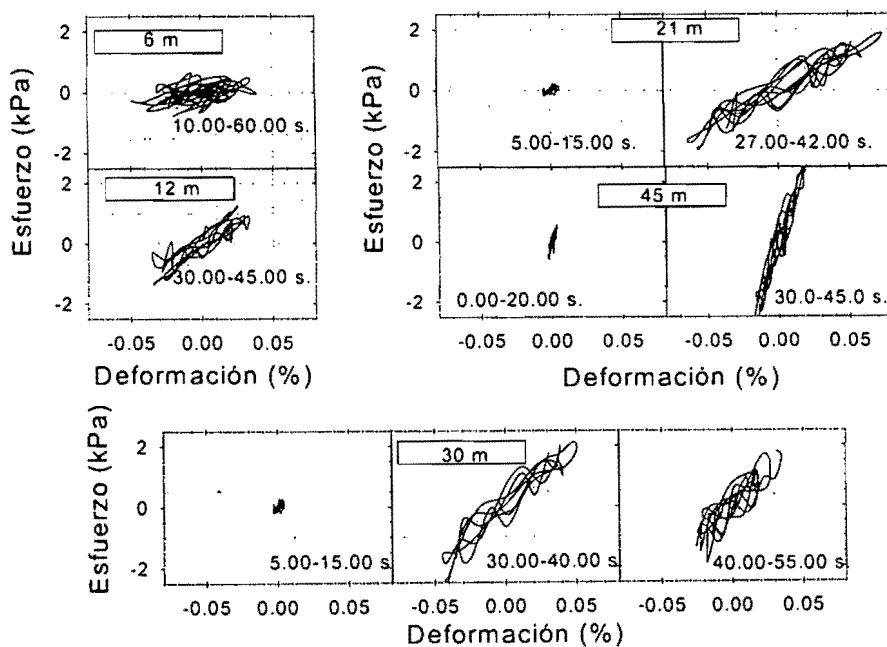


Figura 5.22. Grupos de ciclos aislados para el evento del 24/10/93 (NS)

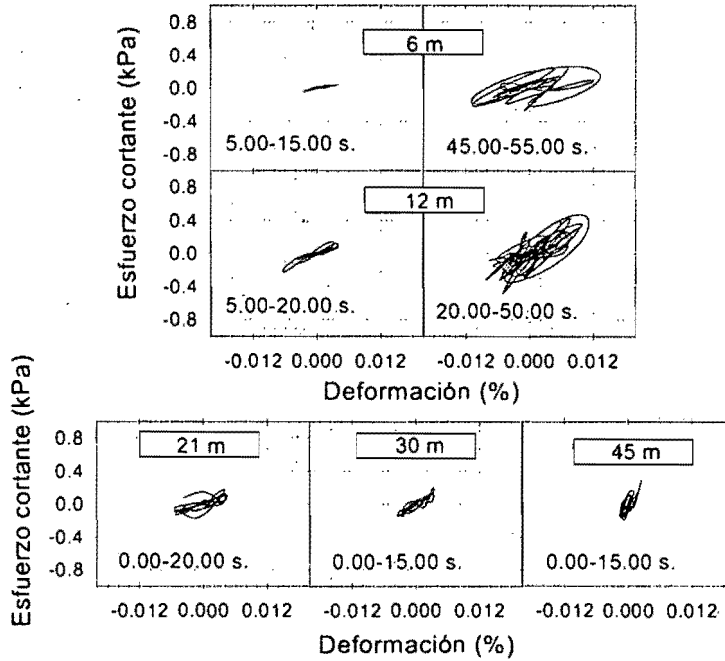


Figura 5.23. Grupos de ciclos aislados para el evento del 23/05/94 (EW)

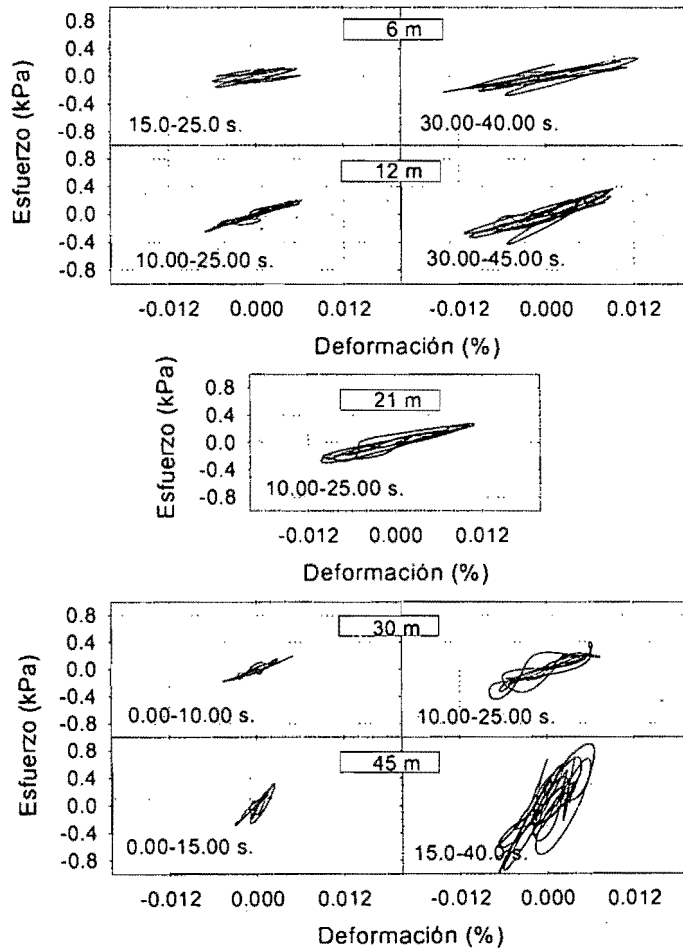


Figura 5.24. Grupos de ciclos aislados para el evento del 23/05/94 (NS)

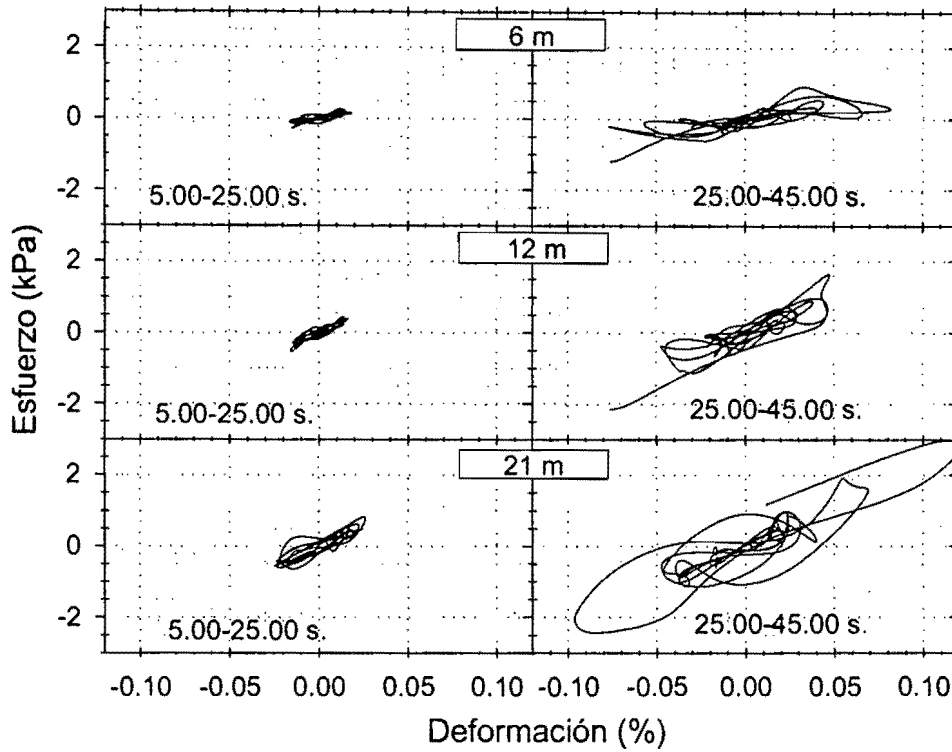


Figura 5.25. Grupos de ciclos aislados para el evento del 10/12/94 (EW)

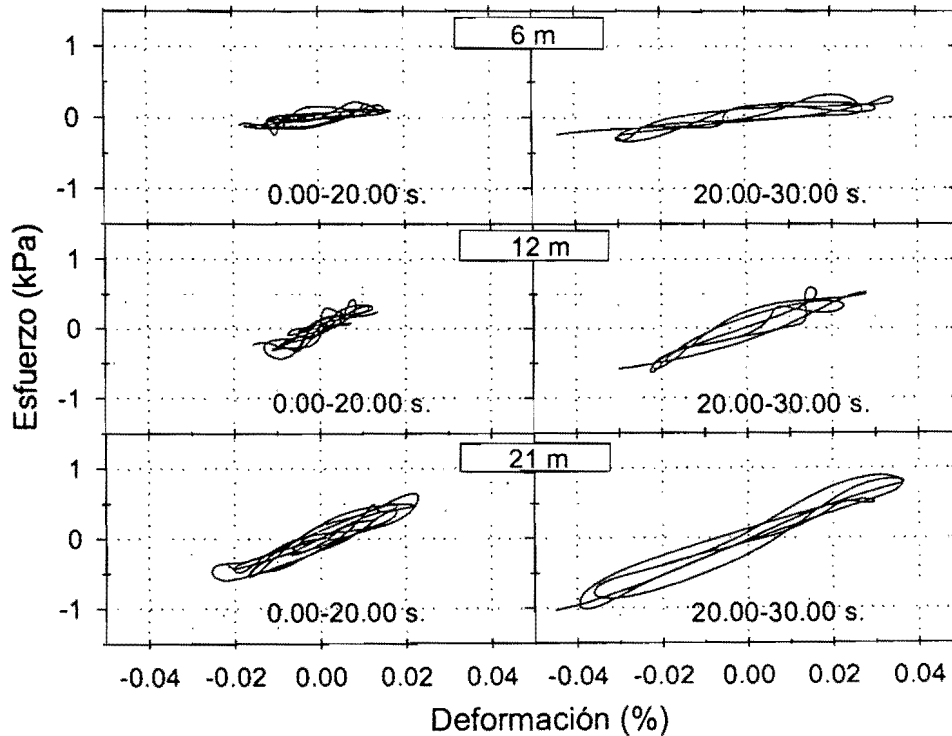


Figura 5.26. Grupos de ciclos aislados para el evento del 10/12/94 (NS)

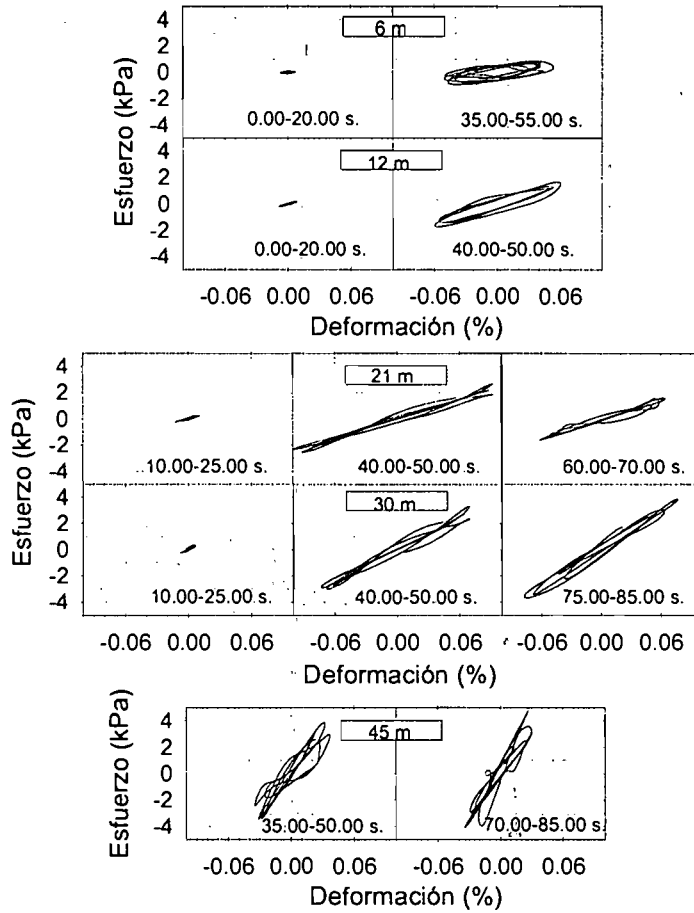


Figura 5.27. Grupos de ciclos aislados para el evento del 09/10/95 (EW)

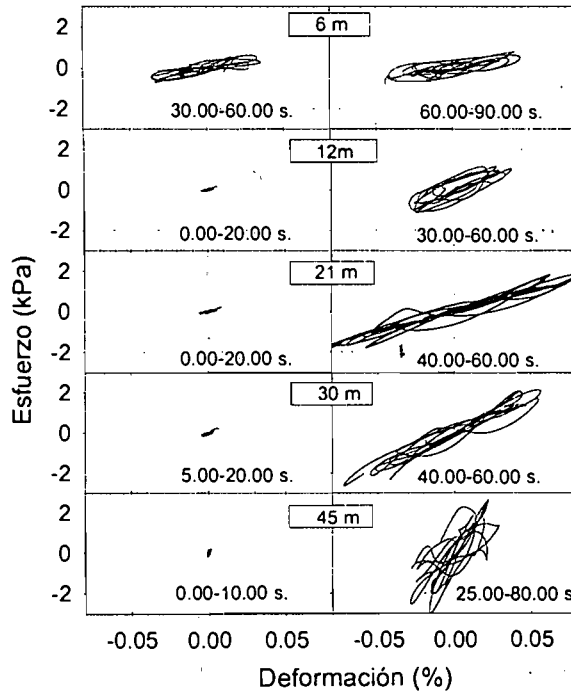


Figura 5.28. Grupos de ciclos aislados para el evento del 09/10/95 (NS)

Para determinar el valor del módulo de rigidez se ajusta una elipse sobre cada uno de los grupos de ciclos seleccionados y se aplica directamente la definición presentada en el capítulo 2 (figura 2.1). En la figura 5.29 se presenta, a manera de ejemplo, la elipse ajustada al grupo de ciclos comprendido entre 40.00 y 50.00 segundos del evento 09/10/95, a 12 metros de profundidad. De esta manera se obtiene tanto el valor del módulo de rigidez como el valor de la relación de amortiguamiento, asociados a la correspondiente deformación por cortante.

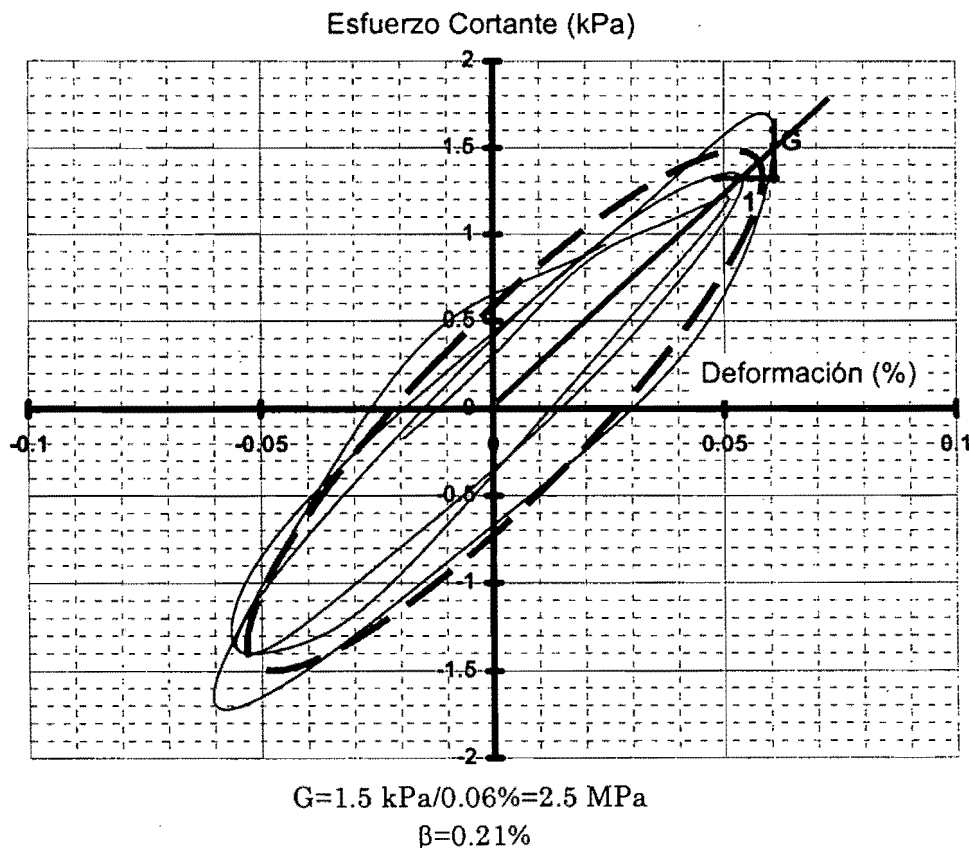


Figura 5.29. Módulo de rigidez y amortiguamiento para el grupo de ciclos comprendido entre 40.00-50.00s del evento 09/10/95, a 12m. de profundidad.

5.3. Resumen y comparación de resultados.

En la tabla 5.1 se presentan la totalidad de los valores obtenidos para el módulo de rigidez, G , y la relación de amortiguamiento, β , de todos los grupos de ciclos y para los cinco eventos sísmicos analizados.

Tabla 5.1. Resumen de los resultados obtenidos para los cinco eventos sísmicos analizados

Evento		6 metros		12 metros		21 metros			30 metros			45 metros		
31/03/93	EW	G(Mpa)	1.6		3.3		2.9							
		B(%)	0.27		0.22		0.24							
		γ (%)	0.007		0.006		0.011							
	NS	G(Mpa)	1.8		3.3		2.3							
		B(%)	0.44		0.34		0.31							
		γ (%)	0.005		0.006		0.012							
24/10/93	EW	G(Mpa)	1.15		3.3	2.5	3.2	2.4		5.0	4.5	4.6	14.5	12.2
		B(%)	0.47		0.39	0.28	0.27	0.18		0.26	0.17	0.16	0.35	0.28
		γ (%)	0.04		0.021	0.032	0.0075	0.031		0.005	0.02	0.028	0.0022	0.009
	NS	G(Mpa)	1.2		2.9		3.0	2.3		5.5	4.4	1.25	14.7	12.6
		B(%)	0.41		0.27		0.33	0.19		0.35	0.17	0.25	0.28	0.16
		γ (%)	0.034		0.024		0.006	0.07		0.004	0.048	0.025	0.003	0.019
23/05/94	EW	G(Mpa)	1.8	1.8	3.3	3.3	2.8		5.4			15		
		B(%)	0.21	0.36	0.25	0.24	0.29		0.2			0.34		
		γ (%)	0.002	0.01	0.0036	0.0085	0.004		0.0026			0.0012		
	NS	G(Mpa)	1.8	1.8	3.2	3.2	2.9		5.4	5.0		14.5	15.5	
		B(%)	0.35	0.23	0.12	0.17	0.21		0.16	0.21		0.26	0.24	
		γ (%)	0.005	0.009	0.005	0.008	0.009		0.0026	0.006		0.0016	0.004	
10/12/94	EW	G(Mpa)	1.2	0.9	2.7	2.6	2.6							
		B(%)	0.25	0.21	0.19	0.21	0.21							
		γ (%)	0.02	0.07	0.018	0.042	0.023							
	NS	G(Mpa)	1.0	1.3	2.8	3.3	2.4							
		B(%)	0.25	0.29	0.19	0.18	0.21							
		γ (%)	0.028	0.015	0.021	0.011	0.02							
09/10/95	EW	G(Mpa)	1.7	1.25	3.0	2.5	2.7	2.3	2.4	4.9	4.0	4.5	10.3	10.8
		B(%)	0.48	0.41	0.21	0.21	0.17	0.11	0.12	0.1	0.1	0.1	0.13	0.19
		γ (%)	0.006	0.048	0.008	0.06	0.0095	0.085	0.055	0.0065	0.065	0.075	0.035	0.026
	NS	G(Mpa)	1.3	1.2	3.0	2.8	2.8	2.1		5.1	4.0		14.6	10.8
		B(%)	0.3	0.34	0.23	0.28	0.27	0.12		0.29	0.16		0.28	0.55
		γ (%)	0.032	0.044	0.005	0.032	0.005	0.08		0.0035	0.05		0.0013	0.024

Sin embargo, esta clase de información se aprecia mucho mejor si se observa en gráficas. En la figura 5.30 se presentan las gráficas de módulo cortante, en MPa, contra deformación en porcentaje. En la figura 5.31 se presenta lo correspondiente a la relación de amortiguamiento, β ; y finalmente en la figura 5.32 se presentan los módulos normalizados, G/G_{\max} .

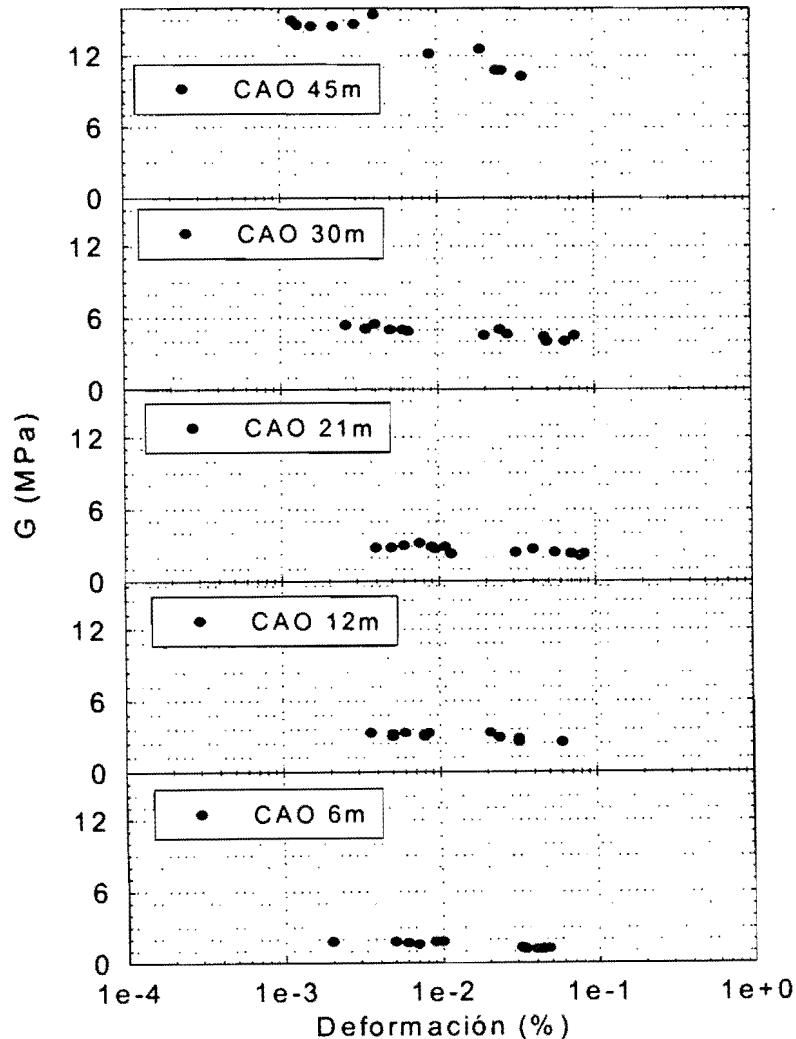


Figura 5.30. Módulos de rigidez vs. Deformación

En la figura 5.32 se han incluido los resultados de laboratorio (triaxial cíclica) reportados por Taboada, 1989, realizados sobre muestras inalteradas del mismo sitio a presiones efectivas de confinamiento de 0.3 MPa y 0.15 MPa, tanto en condición isotrópica como anisotrópica ($k=0.5$). Adicionalmente, se presentan los extremos de la banda de valores de módulo normalizado de Seed e Idriss, 1970.

Por otro lado, tanto en la figura 5.31 como en la figura 5.32 se han incluido los extremos de las bandas de las curvas de relación de

amortiguamiento y de módulo normalizado, respectivamente, extractadas de Romo, 1995.

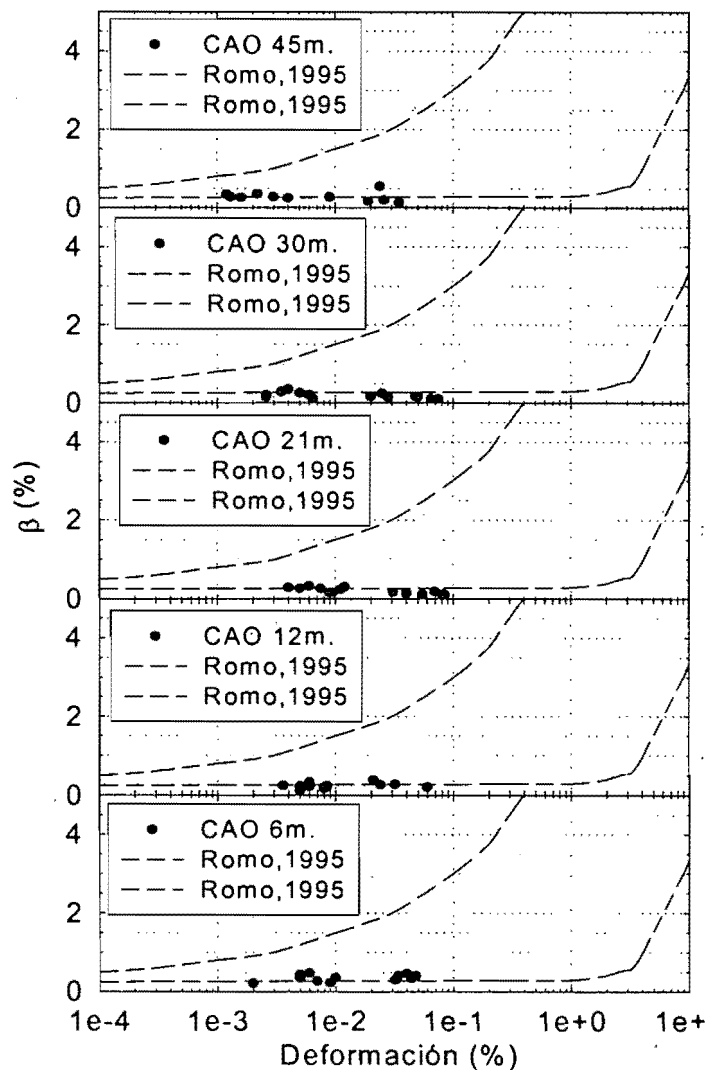


Figura 5.31. Relación de amortiguamiento vs. deformación

De las anteriores figuras, nótese en primer lugar que los valores de la relación de amortiguamiento se mantienen siempre sobre la envolvente inferior de la banda de Romo, 1995; para todo el rango de deformaciones observado (figura 5.31).

Los módulos de rigidez, por su parte, presentan una tendencia un poco mayor a disminuir cuando se aumenta la amplitud de la deformación. Los valores oscilaron entre 10 y 15 MPa aproximadamente para 45 metros; entre 3.5 y 5.5 MPa para 30 metros; entre 2 y 3.5 MPa para 21 y 12 metros; y finalmente, entre 1 y 2 MPa para 6 metros de profundidad. Lo anterior para deformaciones entre 10^{-3} y 10^{-1} % en todos los casos.

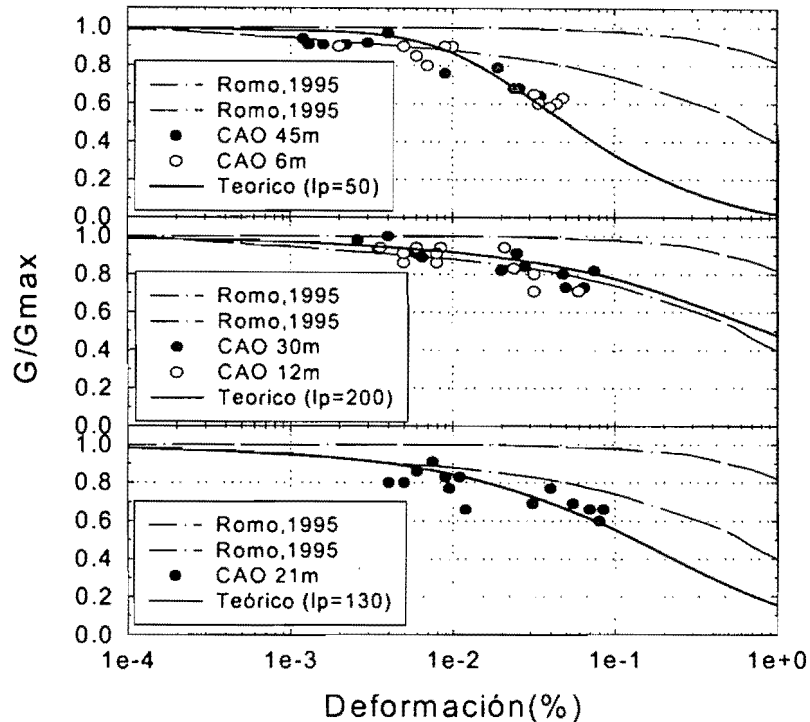


Figura 5.32. Módulo normalizado vs, Deformación

A partir de la información anterior se estimaron los siguientes módulos máximos, G_{max} , tanto para calcular el valor de la velocidad de propagación de ondas S, como para normalizar los módulos G:

- $G_{max}=16$ MPa para 45 metros.
- $G_{max}=5.5$ MPa para 30 metros.
- $G_{max}=3.5$ MPa para 21 metros y 12 metros.
- $G_{max}=2.0$ MPa para 6 metros.

En el primer caso se aplicó directamente la ecuación 2.1 considerando una densidad de masa igual a $1.2 \text{ kN s}^2/\text{m}^4$; obteniéndose los siguientes valores de velocidad, V_s :

- $V_s=105$ m/s para 45 metros.
- $V_s=62$ m/s para 30 metros.
- $V_s=49$ m/s para 21 y 12 metros.
- $V_s=37$ m/s para 6 metros.

En el perfil estratigráfico presentado en la figura 3.2 y repetido en la figura 5.33 se han incluido, en la columna de la derecha, los valores anteriormente obtenidos de velocidad de onda S, así como el perfil completo de velocidad obtenido en el sitio mediante la técnica de sonda suspendida.

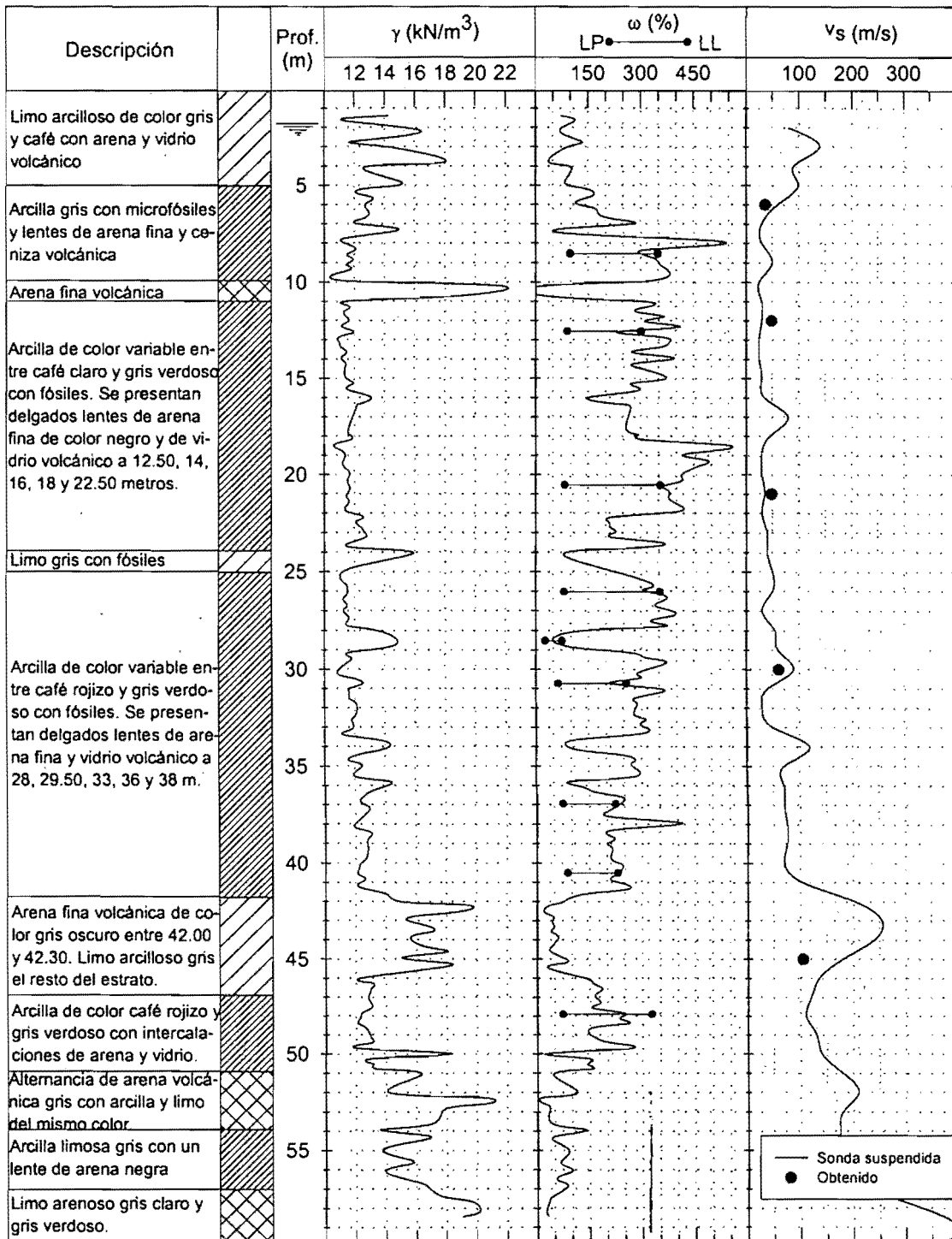


Figura 5.33. Perfil estratigráfico del sitio CAO.

En dicha figura se puede apreciar la buena aproximación de los valores obtenidos con el perfil del sitio, para las cinco profundidades analizadas. Sin embargo, en lo referente a los módulos normalizados (figura 5.32) se han presentado diferentes tendencias, tal como se menciona a continuación.

Tanto a 6 metros como a 45 metros de profundidad, se observa que los puntos calculados tienen una tendencia bien definida a localizarse por debajo de la banda de Romo, 1995 especialmente para deformaciones mayores a 0.005%. Lo anterior es comprensible si se tiene en cuenta que a estas dos profundidades el suelo presenta una fracción importante de limo y valores bajos de contenido natural de agua. Por consiguiente se asume que su índice de plasticidad está muy por debajo del promedio típico de la arcilla de la ciudad de México.

En contraste, los puntos obtenidos para 12, y 30 metros se ajustan bien al límite inferior de Romo, 1995. Los puntos correspondientes a 21 metros presentan una mayor dispersión y una tendencia no muy bien definida, tal vez con inclinación a caer por debajo del límite inferior de la banda de Romo, 1995.

Es bien conocido el hecho que tanto la forma como la magnitud de las curvas de degradación del módulo de rigidez, son fuertemente afectadas por el índice de plasticidad y el esfuerzo de confinamiento efectivo. Estos dos factores son especialmente importantes para la arcilla de la ciudad de México. Nótese en la descripción estratigráfica presentada en la figura 5.33 que el suelo a 6m y 45m de profundidad es prácticamente un limo arcilloso con un bajo contenido natural de agua del orden de 100%, y consecuentemente un bajo índice de plasticidad (80% o menos). En contraste, el suelo localizado en los otros niveles analizados presenta valores de I_p y humedad mucho más altos. Por lo anterior, se decidió calcular un grupo de curvas teóricas aplicando la ecuación y los parámetros del modelo tipo Masing de Romo, 1995; usando tres valores de I_p (50%, 130% y 200%) que estuviesen de acuerdo con los verdaderos valores del sitio. Estas curvas se presentan en la figura 5.32, notándose una buena aproximación entre ellas y los valores estimados en este estudio para las diferentes profundidades analizadas. En esa misma figura, los valores estimados mediante la técnica de identificación fueron agrupados de acuerdo a las características físicas y de respuesta dinámica del suelo en cada nivel considerado.

En la tabla 5.2 se presenta un resumen de las deformaciones máximas observadas a cada profundidad y para cada uno de los eventos analizados, en sus dos componentes horizontales. Se ha resaltado la

columna correspondiente a 21 metros por ser ésta la que sistemáticamente presentó los mayores valores de deformación.

Tabla 5.2. Deformaciones cortantes máximas (%) observadas en los cinco eventos sísmicos analizados

Evento	6 m	12 m	21 m	30 m	45 m
31/03/93 EW	0.0103	0.0094	0.0125		
31/03/93 NS	0.0083	0.0092	0.0192		
24/10/93 EW	0.0433	0.0325	0.0460	0.0309	0.0127
24/10/93 NS	0.0492	0.0357	0.0746	0.0512	0.0207
23/05/94 EW	0.0134	0.0113	0.0182	0.0108	0.0083
23/05/94 NS	0.0144	0.0117	0.0163	0.0111	0.0073
10/12/94 EW	0.1037	0.0919	0.1213		
10/12/94 NS	0.0560	0.0409	0.0657		
09/10/95 EW	0.0590	0.0686	0.1128	0.0781	0.0451
09/10/95 NS	0.0453	0.0474	0.1009	0.0832	0.0557

Se reconoce que existen ciertos efectos dañinos que se manifiestan a partir de la ocurrencia de grandes deformaciones del subsuelo, y que pueden ser más importantes que las aceleraciones mismas. Por ejemplo, estructuras enterradas como túneles y drenajes se deforman como respuesta a las deformaciones del subsuelo. Las fuerzas de inercia asociadas a las estructuras mismas pueden generalmente ser despreciadas (Clough y Penzien, 1993; Ariman y Hamada, 1981). La importancia de las deformaciones sísmicas en el daño producido sobre estructuras enterradas es evidente y ha sido reconocido desde hace varias décadas. Por ejemplo, el daño extensivo sufrido por las instalaciones de suministro de agua de la ciudad de México a causa del terremoto de septiembre de 1985 ($M_s=8.1$), dejó a un tercio de los 18 millones de habitantes del área metropolitana sin agua (Bodin et al, 1997). Este daño ha sido atribuido a las deformaciones axiales en las tuberías enterradas (Ayala y O'Rourke, 1989).

El análisis detallado de la información obtenida de varios sismos de gran magnitud en el arreglo acelerográfico de la colonia Roma (Bodin et al, 1997), mostró que cerca de la superficie se presentan deformaciones muy pequeñas; mientras que en el intervalo entre 10 y 20 metros se presentan grandes de formaciones. Es por lo tanto en este rango de profundidades en el que se pueden esperar deformaciones permanentes, las cuales tal vez ocurrieron en el evento de 1985. Esta observación es parcialmente sustentada en la observación de obstrucciones generalizadas de los piezómetros de tubo flexible a profundidades que excedieron los 5-10 metros (Durazo, 1994). Las obstrucciones fueron detectadas durante la realización de trabajos de campo días después del terremoto, al intentar descender cables dentro de los piezómetros. De acuerdo con Durazo, 1994,



DEPEI

las obstrucciones no se relacionan con fenómenos de subsidencia sino que su explicación está relacionada con la respuesta sísmica general de la cuenca.

En la tabla 5.2 se observa como la diferencia que existe entre las deformaciones a 6 y 12 metros es muy pequeña comparada con las deformaciones encontradas para 21 metros. Se puede considerar entonces que los últimos 10, tal vez 15 metros de la columna de suelo en el sitio, permanecen con deformaciones muy pequeñas, mientras que la deformación máxima ocurre en el intervalo entre 15 y 25 metros de profundidad. A 30 metros de profundidad las deformaciones son, en promedio, prácticamente similares o un poco menores a las presentadas a 6 y 12 metros.

Tal como ya se mencionó anteriormente, el sismo de Michoacán causó daños extensivos en todo el sistema de suministro de agua del valle de México. Varios miles de fugas de agua fueron detectadas en la red de acueducto (Rosenblueth y Ovando, 1991). En contraste, el sistema de drenaje y el metro permanecieron prácticamente sin daños. Las uniones rígidas del sistema de suministro de agua fueron consideradas la causa principal de tal diferencia (Ayala y O'Rourke, 1991; Rosenblueth y Ovando, 1991). Se propone entonces tomar en cuenta mas detalladamente la distribución de las deformaciones por cortante con la profundidad, lo cual puede ser estudiado teniendo en cuenta que herramientas tan poderosas como la identificación de sistemas pueden contribuir de manera valiosa para ello.

CAPITULO 6

CONCLUSIONES

Aunque los procedimientos tradicionales de campo y laboratorio ofrecen herramientas de comprobada confiabilidad para la determinación de las propiedades dinámicas del suelo, se debe tener siempre en mente que también presentan limitaciones especialmente en lo relacionado con los niveles de deformación alcanzados, la magnitud de los esfuerzos inducidos, el inevitable remoldeo durante la etapa de muestreo y manipulación de las muestras y las dificultades mismas que implica el tratar de reproducir el estado de esfuerzos "in situ" y la historia de cargas cíclicas del suelo. Por todo lo anterior se hace adecuado tratar de explorar nuevas técnicas como las de identificación de sistemas que permitan en primer lugar estudiar y comprender mejor el comportamiento dinámico del suelo, y en segundo lugar ofrecer un nuevo patrón de comparación para verificar la credibilidad de los modelos establecidos.

La sencilla técnica de identificación de sistemas usada en este estudio constituye una herramienta poderosa para obtener las historias de esfuerzos y deformaciones cortantes del suelo, a partir de las historias de aceleración registradas en él a diferentes profundidades, como producto de una excitación natural, es decir, un sismo. La observación de sistemas instrumentados constituye, tal vez, la mejor fuente de datos experimentales ya que permiten cubrir un amplio rango de amplitudes y no interfiere de manera alguna con la respuesta del sistema.

Un problema importante que se presenta en todos los casos es que no existe un valor correcto contra el cual se puedan comparar los resultados obtenidos. Es imposible, en el campo de la geotecnia, construir un sistema similar al que se está pretendiendo estudiar. Esta limitación resalta uno de los puntos más fuertes de la técnica de identificación de sistemas, debido a que no existe otra forma de medir "in situ" los parámetros de respuesta del suelo, mas que aquella en la que se usa directamente la información registrada durante un terremoto.

Aunque existen ya algunos antecedentes que reportan la aplicación de esta técnica para el estudio del comportamiento dinámico del suelo, tanto en observaciones "in situ" como de laboratorio en centrífuga y mesa vibradora; la comunidad geotécnica no ha utilizado, como podría, la técnica de la identificación de sistemas, especialmente en el campo de las señales no estacionarias.

En este estudio se analizaron las historias de aceleración registradas por el arreglo acelerográfico de la Central de Abastos Oficinas para cinco eventos sísmicos de diversas magnitudes. Se evaluaron en primer lugar las historias individuales de esfuerzos cortantes y de deformaciones y con esto se obtuvieron las correspondientes gráficas esfuerzo-deformación. Se estimaron posteriormente los valores del módulo de rigidez y de la relación de amortiguamiento en diferentes momentos de cada uno de los eventos analizados, y para diferentes niveles de deformación. Todo el procedimiento se realizó para las dos componentes horizontales de los registros de aceleración, y no se encontró en los resultados finales diferencias significativas entre ambas.

Los valores encontrados se compararon con las curvas tradicionalmente aceptadas de degradación del módulo y de amortiguamiento, para la arcilla de la ciudad de México. En el primer caso se encontró que para las profundidades de 12, y 30 metros el ajuste es bastante bueno con la curva del límite inferior de Romo, 1995; mientras que los valores correspondientes a 21 metros presentan una mayor dispersión y caen un poco por debajo de dicha curva. Por otro lado, los valores encontrados para las profundidades de 6 y 45 metros están marcadamente por debajo de la

banda de la arcilla de la ciudad de México. El carácter predominantemente limoso con fracciones importantes de arena de los materiales encontrados a 6 y 45 metros, y sus características de humedad natural e índice de plasticidad se toman como la causa de este comportamiento. De hecho, las curvas teóricas calculadas con la ecuación y los parámetros del modelo tipo Masing de Romo, 1995, usando índices de plasticidad similares a los del suelo en el sitio; mostraron una excelente aproximación con los valores estimados en este estudio para todas las profundidades analizadas. Adicionalmente, los valores de la velocidad de propagación de onda S calculados a partir de los módulos obtenidos en este estudio, se ajustan de manera satisfactoria con el perfil de velocidades medido en el sitio.

En cuanto a los valores de la relación de amortiguamiento, todos los encontrados en este estudio se acomodaron satisfactoriamente al límite inferior de la banda de valores de Romo, 1995.

Una mejor instrumentación de los arreglos de acelerógrafos de pozo existentes en la ciudad, que permita un menor espaciamiento entre instrumentos y garantice la sincronización en el tiempo entre todos ellos, permitiría llevar a cabo investigaciones similares a ésta en otros sitios del valle de México. Con esto se verificaría en varios puntos la aplicabilidad de las curvas de laboratorio tradicionalmente aceptadas para la arcilla del valle de México. Además se podrían investigar en detalle fenómenos como la gran amplitud de deformación observada a unos metros por debajo de la superficie en el rango comprendido entre 15 y 25 metros de profundidad aproximadamente. Algunos análisis teóricos (Romo, Archivo Personal) han mostrado este fenómeno. Esto es debido posiblemente a la presencia de una capa de arcilla muy blanda entre 12m y 20m de profundidad, la cual presenta alto contenido de humedad (>450%) e índice de plasticidad del orden de 300%. Una mayor investigación de este fenómeno podría proporcionar información adicional que ayudaría a comprender mejor los procesos que causan los grandes daños y eventualmente fallas en el subsuelo de la ciudad de México.

REFERENCIAS

1. Abdel-Ghaffar, A. M., and Scott, R. F. (1978). *"Investigation on the Dynamic Characteristics of an Earth Dam"*. Rep. No. EERL 78-02, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, Calif.
2. Abdel-Ghaffar, A. M., and Scott, R. F. (1979). *"Shear Moduli and Damping factors of Earth Dam"*. J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 105(12), 1405-1426.
3. Anderson, D. G., and Richart, F. E. (1976). *"Effects of Straining on Shear Modulus of Clays"*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 102(GT9), 975-987.
4. Anderson, D. G., and Stokoe, K. H. (1978). *"Shear Modulus: A Time dependent Soil Property"*. Dynamic Geotechnical Testing, ASTM, STP654, 66-90.
5. Ariman, T. and Hamada, M. (1981). *"Experimental Investigations on Seismic Behavior of Buried Pipelines"*. In Lifeline Earthquake Engineering, D. J. Smith (Editor), ASCE, NY, 48-64.

6. Ayala, A. G. and O'Rourke, M. J. (1989). "*Effects of the 1985 Michoacan Earthquake on Water Systems and other Buried Lifelines in Mexico*". National Center of Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-89-0009, ~120 pp.
7. Bodin, P., Gomberg, J., Singh, S. K., and Santoyo, M. (1997). "*Dynamic deformation of Shallow Sediments in the Valley of Mexico, Part I: Three Dimensional Strains and Rotations Recorded*". Bull. Of the Seismological Society of America, 87(3), 528-539.
8. Chang, C. Y., Power, M. S., Tang, Y. K., and Mok, C. M. (1989). "*Evidence of Nonlinear Soil response During a Moderate Earthquake*". Proceedings of the Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 3 Rio de Janeiro, (1927-1930). Rotterdam: Balkema.
9. Chang, C. Y., Mok, C. M., Power, M. S., Tang, Y. K., Tang, H. T., and Stepp, J. C. (1990). "*Equivalent Linear versus Nonlinear Ground Response Analysis at Lotung Seismic Experiment Site*". Proceedings of the Fourth u. s. National Conference on Earthquake Engineering. 3 Palm Springs, CA. (327-336). Oakland, CA.:EERI:
10. Chang, C. Y., Mok, C. M., Power, M. S., Tang, Y. K., Tang, H. T., and Stepp, J. C. (1991). "*Development of Shear Modulus Reduction curves based on Lotung Downhole Ground Motion Data*". Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. I St. Louis, MO. (111-118). Rolla, MO.:University of Missouri-Rolla.
11. Clough, R. W. And Penzien, J. (1993). "*Dynamycs of Structures*". B. J. Clrk (Editor), Chap. 27, McGraw-Hill New York, 704-710.
12. Dobry, R., Oweis, I., and Urzua, A. (1976). "*Simplified Procedures for Estimating the Fundamental period of a Soil Profile*". Bulletin of the Seismological Society of America, 66(4), 1293-1321.
13. Dobry, R., and Vucetic, M. (1989). "*Dynamic Properties and Seismic Response of Soft Clay Deposits*". Proc. Of the International Symposium on Geotech. Engrg. Of Soft Soils, Mexico City, Vol. 2.
14. Durazo, J. (1994). "*Corrimiento dentro del Subsuelo lacustre de la Cuenca de México*". Geofisica Internacional, 33, 625-634.
15. Elgamal, A.-W., Zeghal, M., Tang, H. T., and Stepp, J. C. (1995). "*Evaluation of Low Strain Site Characteristics using the Lotung Seismic Array*". J. Geotech. Engrg., ASCE, 121(4), 350-362.

16. Elgamal, A.-W., Zeghal, M., Taboada, V., and Dobry, R. (1996). "*Analysis of Site Liquefaction and Lateral Spreading Using Centrifuge testing Records*". Soils and Found., 36(2), 111-121.
17. Florin, V. A., and Ivanov, P. L. (1961). "*Liquefaction of Saturated Sandy Soils*". Proceedings of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Paris, 107-111.
18. Glaser, S. (1993). "*Estimating Soil Parameters Important for Lifeline Siting Using System Identification Techniques*". Building and Fire Research Laboratory. National Institute of Standards and Technology. U.S. Department of Commerce. Gaithersburg, MD.
19. Gutenberg, B. (1957). "*Effects on Ground of Earthquake Motion*". Bull. Of Seismological Society of America, Vol. 47, 221-250.
20. Hardin, B. O., and Black, W. L. (1968). "*Vibration modulus of Normally consolidated Clay*". Journal of the Soil mechanics and Foundation Division, ASCE, 98(SM6), 353-369.
21. Hardin, B. O., and Black, W. L. (1969). "*Clousure to vibration modulus of Normally consolidated Clay*". Proceedings of the ASCE, 95(SM6), 153-157.
22. Hardin, B. O., and Drnevich, V. P. (1972). "*Shear Modulus and damping in Soils: I. Measurement and Parameter Effects, II. Design Equations and Curves*". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 102(SM6 and SM7).
23. Idriss, I., Dobry, R., and Singh, R. (1978). "*Non-Linear Behavior of Soft Clays During Cyclic Loading*". Journal of the Soil mechanics and Foundation division, ASCE, 104(12), 1427-1447.
24. Jaime, A. (1987). "*Características Dinámicas de la Arcilla del Valle de México*". Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM, México D. F.
25. Jaime, A., Romo, M.P., and Ovando, E. (1987). "*Carácterísticas del suelo en el sitio Central de Abastos Oficinas.*" Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
26. Kawase, H., and Aki, K. (1989). "*A Study on the Response of a Soft Basin for Incident S, P and Rayleigh Waves with Special Reference to the Long Duration Observed in Mexico City*". Bull, Seism. Soc. Am., 79, 1361-1382.

27. Koga, Y., and Matsuo, O. (1990). "*Shaking Table Tests of Embankments resting on Liquefiable sandy Ground*". Soil and Found., 30(4), 162-174.
28. Kokusho, T., Yoshida, Y., and Esashi, Y. (1982). "*Dynamic Properties of Soft Clay for Wide Strain Range*". Soils and Foundations, 22(4), 1-18.
29. Marcuson, W. F., and Wahls, H. E. (1972). "*Time Effects on the Dynamic Shear modulus of Clays*". Journal of the Soil mechanics and Foundation Division, ASCE, 98(SM2), 1359-1373.
30. Nazarian, S., and Desai, M. (1993). "*Automated Surface Wave Method: Field Testing*". J. Geotech. Engrg., ASCE, 119(7), 1094-1191.
31. Oppenheim, A. V., and Shafer, R. W. (1989). "*Discrete-Time signal Processing*". Prentice Hall
32. Ovando, E., Romo, M. P., and Díaz, L. (1993). "*Ground Movements in Mexico City During Recent Earthquakes*". Proceedings of the Third International Conference on case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis Missouri, June 1-4, paper No. 14.23.
33. Pearson, E. C. (1986). "*Numerical Methods in Engineering and Science*". Van Nostrand Reinhold Company.
34. Reid, H. F. (1910). "*The California Earthquake of April 18, 1906*". The Mechanics of the Earthquake, Vol. 2, Report of the State Earthquake Investigation Commission, Carnegie Institute of Washington, Publication 87, Washington D. C.
35. Romo, M. P. (1986). Archivo personal.
36. Romo, M. P. (1991). "*Comportamiento Dinámico de la Arcilla de la Ciudad de México y sus Repercusiones en la Ingeniería de Fundaciones*". Sismodinámica, 2, 125-143.
37. Romo, M. P. (1995). "*Clay Behavior, Ground Response and Soil-Structure Interaction Studies in Mexico City*". Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis Missouri.
38. Romo, M. P., y Ovando, E. (1993). "*Propiedades y Curvas p-y Dinámicas de los Suelos Típicos de la Sonda de Campeche*". Informe del Instituto de Ingeniería elaborado para PEMEX, Noviembre.

39. Romo, M. P., y Ovando, E. (1994). "*Comportamiento Dinámico y Estático de los Suelos del Sitio Proyecto Alameda*". Informe del Instituto de Ingeniería elaborado para Reichman International, junio.
40. Romo, M. P., y Seed, H. B. (1986). "*Analytical Modeling of the Dynamic Soil Response in the Mexican Earthquake of Sept. 19, 1985*", Proc. of the Int. Conference on the 1985 Mexico Earthquake, Factors Involved and Lessons Learned, 19-21 September, 1986, Mexico City.
41. Romo, M. P, y Taboada, V. M. (1988). "*Comportamiento Cíclico de la Arcilla Normalmente Consolidada de la Ciudad de México*". Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
42. Rosenblueth, E. (1953). "*Teoría del Diseño Sísmico sobre Mantos Blandos*". Ediciones ICA, Serie B, 14, 3-12, México.
43. Rosenblueth, E. and Ovando, E. (1991). "*Geotechnical Lessons Learned from Mexico and other Recent Earthquakes*". Proceedings of the Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, March, St. Louis Missouri.
44. Sánchez-Sesma, F. J., Chávez-García, F. J., Suárez, M., Bravo, M. A., and Pérez-Rocha, L. E. (1988). "*On the Seismic Response of the Valley of Mexico*". Earthquake Spectra, 4, 569-589.
45. Santoyo, E. (1969). "*Cambios en la Resistencia al Corte de las Arcillas del lago Texcoco debido a Consolidación y a Explosiones*". Volumen Nabor Carrillo: El Hundimiento de la Ciudad de México y Proyecto Texcoco, Mexico.
46. Schnabel, P. B., and Lysmer, J. (1970). "*SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites*". Rep. EERC72-12, Earthquake Research Center, University of California, Berkeley, California.
47. Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1970). "*Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses*". Rep. EERC. 70-10, Earthquake Research center, Univ. Of California, Berkeley, Calif.
48. Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., and Tokimatsu, T. (1984). "*Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils*". Rep. EERC 84-14, Earthquake Research center, Univ. Of California, Berkeley, Calif.

49. Singh, S. K., Mena, E., y Castro R. (1988a). "*Some Aspects of the Source Characteristics and Ground Amplification in and near Mexico City from Acceleration Data of the September, 1985, Michoacan, Mexico Earthquakes*" Bull. Of the Seism. Soc. Of Am. , 78, 451-477.
50. Singh, S. K., Lermo, J., Dominguez, T., Ordaz, M., Espinosa, J. M., Mena, E., y Quaas, R. (1988b). "*A Study of Amplification of Seismic Waves in the Valley of Mexico with respect to the Hill Zone site*". Earthquake Spectra 4.
51. Singh, S. K., Santoyo, M., Bodin, P., and Gomberg, J. (1997). "*Dynamic Deformations of Shallow Sediments in the Valley of Mexico, Part II: Single-Station Estimates*". Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 87(3), pp. 540-550, June, 1997.
52. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. (1996). "*Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes*". México D. F., México.
53. Stokoe, K. H., and Nazarian, S. (1985). "*Use of Rayleigh Waves in Liquefaction Studies*". Proc., Measurement and Use of Shear Wave Velocity for Evaluating Soil Properties, Geotechnical Engineering Division, ASCE, New York, 1-14.
54. Taboada, V. M. (1989). "*Degradación de la Arcilla de la Ciudad de México por Carga Dinámica*". Tesis de Maestría, División de Estudios de Postgrado, Fac. de Ingeniería, UNAM, México D. F.
55. Tang, H. T. (1987). "*Large-Scale Soil-Structure Interaction*". (NP-5513-SR). Palo Alto, CA.: Electric Power Research Institute.
56. Vucetic, M., and Zorapapel, G. T. (1991). "*The Effects of Liquefaction Process on the Spectral Content of Strong Ground Motion*". Proceedings from the Third Japan-U. S. Workshops on Earthquake Resistant Design on Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction. Technical Report NCEER-91-0001, San Francisco, CA. (403-418). Buffalo: National Center of Earthquake Engineering Research.
57. Zeghal, M. (1990). "*System Identification of the Nonlinear Seismic Response of Earth Dams*". Dissertation, Department of Civil Engineering and Operation Research, Princeton University, June.
58. Zeghal, M., and Elgamal, A.-W. (1993). "*Lotung Site: Downhole seismic data analysis*". Rep., Electric Power research Institute, Palo Alto, Calif.