

01149
8



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

EVOLUCIÓN DE LAS PROPIEDADES Y LA RESPUESTA SÍSMICA DE LA ARCILLA DEL EX- LAGO DE TEXCOCO POR EL HUNDIMIENTO REGIONAL

YESENIA DEL CARMEN CERRUD GONZÁLEZ

TESIS

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

MAESTRA EN INGENIERÍA
(GEOTECNIA)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MÉXICO DF, CIUDAD UNIVERSITARIA
NOVIEMBRE, 2002



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

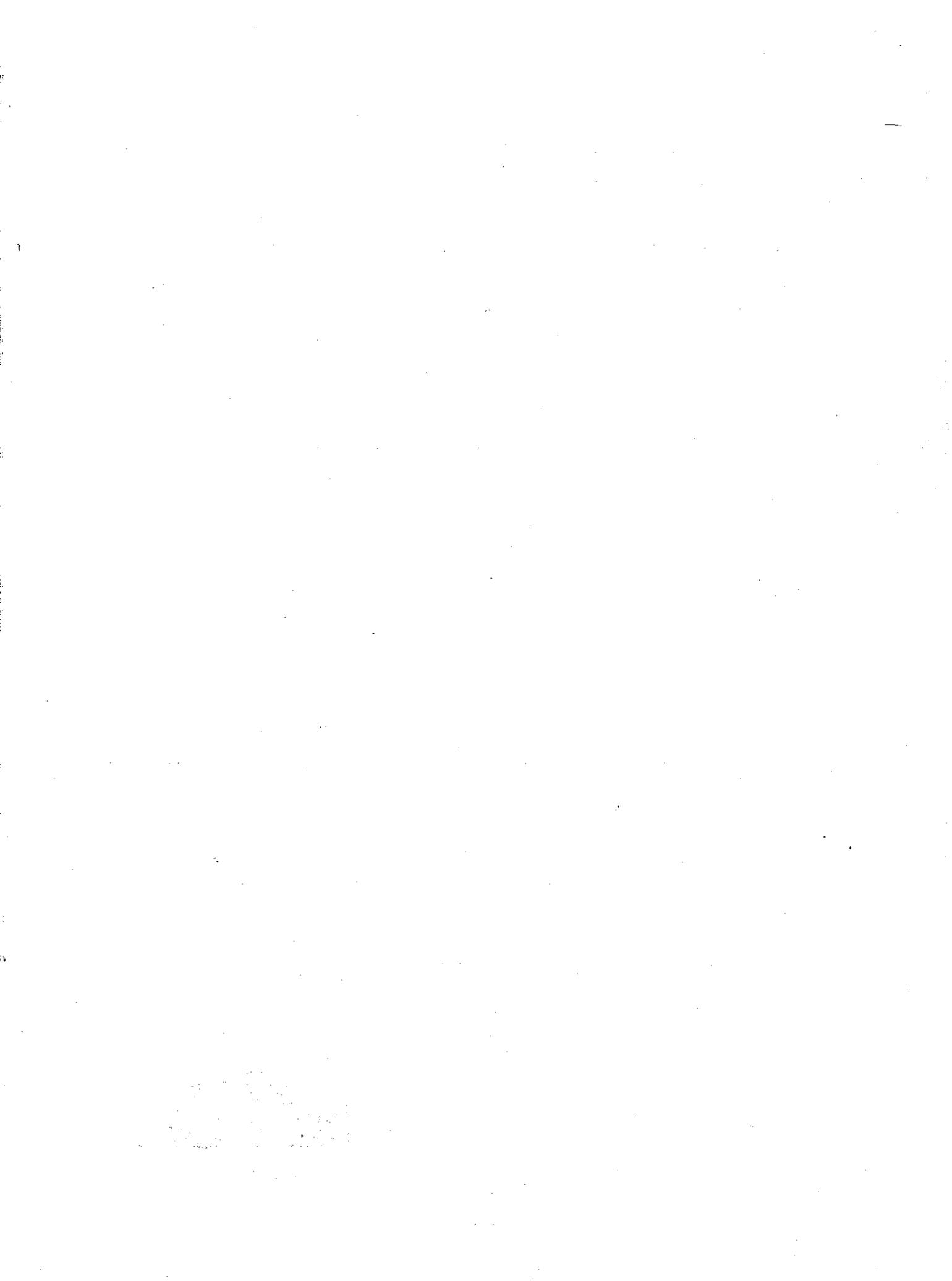
El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición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

Dedicatoria.

*A mi mamá Aurora, a mi papá Nelson , a mis
hermanos: Irina, Omayra, Nelson y Antonio y a mis
queridos sobrinos Yudex y Joseph por estar siempre
conmigo.*

*A Carlos Daniel, mi gran amor gracias por ser mi
apoyo y fortaleza en todo este tiempo.*

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



AGRADECIMIENTOS

Gracias a mi asesor, el Dr. Efraín Ovando Shelley por su apoyo y acertada dirección durante el desarrollo de este trabajo de tesis.

Un agradecimiento especial a los profesores:

Dr. Miguel Romo Organista
Dr. Rigoberto Rivera Constantino
Dr. Boris Simpser Dubovoy
Dr. Víctor Taboada Urtuzuastegui

por la revisión de este trabajo de tesis y por sus atinados comentarios.

Le agradezco a la Secretaría de Relaciones Exteriores (SRE) por la beca recibida durante el curso de materias y al Instituto de Ingeniería por la beca otorgada para la realización de este trabajo de tesis.

Le agradezco a todos mis compañeros del Instituto de Ingeniería del área de Geotecnia y en especial a Lorena Vega, Mario Flores, Ramona González, Neftalí Sarmiento, Patricia Valdez, Sergio Martínez y Eduardo Botero quienes de alguna forma colaboraron durante el desarrollo de este trabajo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

RESUMEN

Gran parte del subsuelo de la cuenca de México está constituido por depósitos de arcilla lacustre muy compresibles, con altos contenidos de humedad y de baja resistencia al esfuerzo cortante. Como resultado del bombeo de agua desde los acuíferos someros que yacen bajo la zona lacustre se han generado grandes asentamientos en la ciudad.

En este trabajo se estudian las implicaciones relacionadas al hundimiento regional en un área localizada en la parte oriental de la cuenca de México: el ex-lago de Texcoco. Se analiza la evolución de las propiedades mecánicas y dinámicas, en los depósitos arcillosos, producto de la consolidación. Para tal fin se reproduce un modelo estratigráfico del depósito de suelo estudiado a partir de los resultados de pruebas de laboratorio y de campo realizadas en el área. Con ayuda de un programa basado en la teoría de consolidación de Terzaghi se analizan los efectos del hundimiento regional debido al bombeo en dicho depósito, y se determinan aproximadamente los cambios en las propiedades índice y mecánicas del suelo.

Además, se realiza un análisis evolutivo de la respuesta sísmica en la superficie del depósito de suelo, utilizando el modelo unidimensional de propagación vertical de ondas de corte SH y se determinan las modificaciones en el período predominante debido a la rigidización del suelo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

100 200
1000 2000

ÍNDICE

1.	Introducción	1
1.1	Objetivos	2
1.2	Antecedentes	2
1.2.1	Hundimiento regional	2
1.2.2	Modificación del ambiente sísmico	6
1.3	Contenido de la Tesis	7
2.	Ambiente geotécnico	8
2.1	Ubicación	8
2.2	Recopilación de información	8
2.3	Modelo Estratigráfico	12
3.	Estudio del hundimiento regional	17
3.1	Aspectos teóricos	17
3.2	Características del modelo	18
3.3	Calibración del modelo	18
3.3.1	Resultados de la calibración	20
3.4	Aplicación del modelo de consolidación regional	21
3.5	Asentamientos	22
4.	Hundimiento regional	24
4.1	Evolución de la presión de poro	24
4.2	Evolución de las propiedades estáticas	28
4.3	Asentamientos	33
5.	Parámetros dinámicos y modelo evolutivo	41
5.1	Parámetros dinámicos en el depósito de suelo	41
5.2	Evolución de los parámetros dinámicos	45
6.	Calibración del modelo geodinámico	48
6.1	Calibración del modelo estratigráfico	48
6.1.1	Obtención del Modelo estratigráfico	48
6.1.2	Cálculo de espectros de respuesta	52
6.2	Eventos sísmicos utilizados para realizar el análisis evolutivo	55
6.2.1	Procedimiento para trasladar las señales de excitación	55
6.2.2	Procesamiento de registros acelerográficos	55

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6.2.3	Determinación de la excitación de diseño	56
7.	Análisis evolutivo de la respuesta sísmica	61
7.1	Condiciones generales	61
7.2	Disminución del periodo fundamental del depósito	62
7.3	Evolución de la respuesta sísmica para el sismo de Tehuacán	65
7.3.1	Discusión de resultados	66
7.3.2	Amplificación espectral	73
7.4	Evolución de la respuesta sísmica para el sismo de Michoacán	76
7.4.1	Discusión de resultados	78
7.4.2	Amplificación espectral	85
8.	Conclusiones	88
9.	Bibliografía y referencias	90

**TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN**

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE CALABAZA DE LA VIEJA
 CALABAZA DE LA VIEJA, QUERÉTARO, MÉXICO

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1. Hipótesis consideradas para la modelación.....	25
Tabla 4.2. Velocidades de abatimiento en las capas permeables.	25
Tabla 4.3. Asentamientos obtenidos en los 28 sitios estudiados.	34
Tabla 6.1. Columna de suelo para el sitio 1 condición inicial	51

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Asentamientos deducidos de nivelaciones realizadas en 1995 y en 2001. Fuente Auvinet et al, (2001).	3
Figura 1.2. Ubicación del pozo 106 en el ex-lago de Texcoco.	4
Figura 1.3. Evolución del contenido de agua en pozo 106.....	5
Figura 1.4. Evolución del espectro de respuesta.....	6
Figura 2.1. Imagen satelital de la cuenca del valle de México y el sitio de estudio.	13
Figura 2.2. Localización del polígono de estudio.	14
Figura 2.3. Ubicación de los sitios de estudio.....	15
Figura 2.4. Corte estratigráfico del lado noroeste del predio, pista 01D/19I.....	14
Figura 2.5. Corte estratigráfico a lo largo de la pista 01C/19C.....	15
Figura 2.6. Corte estratigráfico a lo largo de la pista 01I/19I.....	16
Figura 3.1. Localización de los sondeos de prueba de bombeo (1967-1968).....	19
Figura 3.2. Observaciones piezométricas en la estación EP-3 durante la prueba de bombeo.....	20
Figura 3.3. Isocronas calculadas durante la prueba de bombeo.....	22
Figura 3.4. Correlación del coeficiente de compresibilidad con la resistencia de punta....	23
Figura 4.1. Evolución de las isocronas para los sitios 1 y 2.....	26
Figura 4.2. Evolución de las isocronas para los sitios 4 y 8.....	26
Figura 4.3. Evolución de las isocronas para los sitios 9 y 14.....	27
Figura 4.4. Evolución las isocronas para los sitios 18 y 28.....	27
Figura 4.5. Aumento del peso volumétrico del año 2001 al 2051 en los sitios 1 y 4.	29
Figura 4.6. Evolución de la Relación de Vacíos.....	30
Figura 4.7. Evolución del contenido de agua.....	31
Figura 4.8. Aumento de los valores de q_c , entre el año 2001 al 2051.....	32
Figura 4.9. Asentamientos a lo largo de la pista 01D/19I.....	35
Figura 4.10. Asentamientos a lo largo de la pista 01C/19C.....	35
Figura 4.11. Asentamientos a lo largo de la pista 01I/19D.....	36
Figura 4.12. Asentamientos a lo largo del corte transversal norte.....	37
Figura 4.13. Asentamientos a lo largo del corte transversal central.....	37
Figura 4.14. Asentamientos a lo largo de la pista transversal sur.....	38
Figura 4.15. Curvas de nivel para el año 2001.....	39
Figura 4.16. Curvas de nivel para el año 2051.....	39
Figura 5.1. Gráficas de los parámetros A y B con el índice de plasticidad.....	43
Figura 5.2. Relación de la deformación de referencia con el índice de plasticidad.....	43
Figura 5.3. Curvas del Sitio 1 para una profundidad de 30.0 m.....	46
Figura 5.4. Curvas del Sitio 4 para una profundidad de 26.0 m.....	46
Figura 5.5. Curvas del Sitio 14 para una profundidad de 21.0 m.....	46
Figura 5.6. Curvas del Sitio 18 para una profundidad de 12 m.....	47
Figura 5.7. Incremento de G_{max} en el tiempo.....	47
Figura 6.1. Ubicación de la estación acelerográfica TXS1.....	48
Figura 6.2. Sondeo geotécnico del sitio 1.....	49
Figura 6.3. Velocidad de onda cortante inicial para el sitio 1 utilizado en el modelo.....	50
Figura 6.4. Curvas para el sitio 1 a una profundidad de 40.0 m.....	51
Figura 6.5. Sistema excitado con el movimiento del semiespacio que aflora.....	53
Figura 6.6. Comparación de los espectros de respuesta en la dirección NS.....	54

Figura 6.7. Comparación de los espectros de respuesta dirección EO	54
Figura 6.8. Espectros de respuesta de CU normalizados dirección N-S	57
Figura 6.9. Espectros de respuestas normalizados dirección EO	57
Figura 6.10. Cociente de aceleraciones espectrales dirección NS y EO	57
Figura 6.11. Espectros de respuesta del sismo de Tehuacán en el sitio TXCR	58
Figura 6.12. Comparación de los espectros de respuesta para el sismo de Tehuacán, dirección N-S.....	58
Figura 6.13. Comparación de los espectros de respuesta para el sismo de Tehuacán, dirección E-O.....	59
Figura 6.14. Espectro de respuesta del sismo del 19 de septiembre de 1985 para el sitio de TXCR dirección NS	59
Figura 6.15. Espectro de respuesta para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en el sitio TXCR, dirección EO	60
Figura 7.1. Ubicación de los sitios donde se calculó la respuesta sísmica	61
Figura 7.2. Características de la condición inicial de los sitios 4 y 8	62
Figura 7.3. Características iniciales para los sitios 9 y 14	63
Figura 7.4. Características iniciales para el sitio 18.....	63
Figura 7.5. Disminución del periodo fundamental del depósito a través de los años	64
Figura 7.6. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 1 dirección NS, sismo de Tehuacán.....	67
Figura 7.7. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 1 dirección EO, sismo de Tehuacán.....	68
Figura 7.8. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 4 dirección NS, sismo de Tehuacán.....	68
Figura 7.9. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 4 dirección EO, sismo de Tehuacán.....	69
Figura 7.10. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 8 dirección NS, sismo de Tehuacán.....	69
Figura 7.11. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 8 dirección EO, sismo de Tehuacán.....	70
Figura 7.12. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 9 dirección NS, sismo de Tehuacán.....	70
Figura 7.13. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 9 dirección EO, sismo de Tehuacán.....	71
Figura 7.14. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 14 dirección NS, sismo de Tehuacán	71
Figura 7.15. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 14 dirección EO, sismo de Tehuacán	72
Figura 7.16. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 18 dirección NS, sismo de Tehuacán	72
Figura 7.17. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 18 dirección EO, sismo de Tehuacán	73
Figura 7.18. Amplificación espectral a lo largo de 50 años en el sitio 1, sismo de Tehuacán	74
Figura 7.19. Amplificación espectral a lo largo de los 50 años para el sitio 4, sismo de Tehuacán.....	74
Figura 7.20. Amplificación espectral a lo largo de los 50 años en el sitio 8, sismo de Tehuacán.....	75
Figura 7.21. Amplificación espectral a lo largo de 50 años en el sitio 9, sismo de Tehuacán	75



Figura 7.22. Amplificación espectral a lo largo de 50 años en el sitio 14, sismo de Tehuacán.....	76
Figura 7.23. Amplificación espectral a lo largo de 50 años para el sitio 18, sismo de Tehuacán.....	76
Figura 7.24. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 1 dirección NS, sismo de Michoacán.....	79
Figura 7.25. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 1 dirección EO, sismo de Michoacán.....	79
Figura 7.26. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 4 dirección NS, sismo de Michoacán.....	80
Figura 7.27. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 4 dirección EO, sismo de Michoacán.....	80
Figura 7.28. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 8 dirección NS, sismo de Michoacán.....	81
Figura 7.29. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 8 dirección EO, sismo de Michoacán.....	81
Figura 7.30. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 9 dirección NS, sismo de Michoacán.....	82
Figura 7.31. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 9 dirección EO, sismo de Michoacán.....	82
Figura 7.32. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 14 dirección NS, sismo de Michoacán.....	83
Figura 7.33. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 14 dirección EO, sismo de Michoacán.....	83
Figura 7.34. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 18 dirección NS, sismo de Michoacán.....	84
Figura 7.35. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 18 dirección EO, sismo de Michoacán.....	84
Figura 7.36. Amplificación espectral a lo largo de 50 años para el sitio 1, sismo de Michoacán.....	85
Figura 7.37. Amplificación espectral a lo largo de 50 años para el sitio 4, sismo de Michoacán.....	85
Figura 7.38. Amplificación espectral a lo largo de 50 años para el sitio 8, sismo de Michoacán.....	86
Figura 7.39. Amplificación espectral a lo largo de 50 años para el sitio 9, sismo de Michoacán.....	86
Figura 7.40. Amplificación espectral a lo largo de 50 años para el sitio 14, sismo de Michoacán.....	87
Figura 7.41. Amplificación espectral a lo largo de 50 años para el sitio 18, sismo de Michoacán.....	87

Introducción

El doctor Nabor Carrillo solía decir que el lago de Texcoco era el paraíso de los especialistas en mecánica de suelo, ya que sus suelos son casi únicos en el mundo por sus características fisicoquímicas, gran compresibilidad, alto contenido de agua, alta plasticidad, baja resistencia al esfuerzo cortante, impermeabilidad y alta salinidad.

La sobreexplotación de los acuíferos de la subcuenca de Texcoco ha ocasionado un paulatino abatimiento de la superficie piezométrica, provocando efectos colaterales como el hundimiento diferencial en el terreno, que ha afectado el lugar desde 1925. Los asentamientos diferenciales son el resultado más evidente del abatimiento de la presión de poro, pero no son los únicos efectos que produce la consolidación de los depósitos arcillosos. Las propiedades mecánicas, índice y dinámicas sufren una evolución producto de la consolidación, que las ha modificado a lo largo de los años hasta la actualidad. La consolidación del suelo, suscitada por el bombeo, disminuye su compresibilidad, contenido de agua y relación de vacíos y a la vez incrementa su resistencia, peso volumétrico y rigidez. Esto tiene efectos positivos en cuanto al incremento de la capacidad de carga y disminución gradual de la tasa de asentamientos. Sin embargo, desde el punto de vista sísmico, una de las consecuencias más importantes de la evolución del módulo de rigidez es la modificación de los períodos dominantes en los depósitos arcillosos. Por consiguiente, debido al incremento de la rigidez, la respuesta sísmica del terreno en las diversas zonas variará a través del tiempo. Por tal motivo, la zonificación sísmica que se proponga para el ex-Lago de Texcoco debe considerar este aspecto.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.1 Objetivos

Esta tesis tiene como objetivos los siguientes:

- Establecer un modelo estratigráfico para las arcillas del ex-lago de Texcoco, localizadas en la zona oriental de la Cuenca de México. El cual se basará en los resultados de pruebas de campo realizadas en el área de estudio: cono eléctrico, penetración estándar, sonda suspendida y refracción sísmica; también tomará en cuenta los resultados de pruebas de laboratorio a saber: pruebas índice, ensayos triaxiales, estáticas y cíclicas, pruebas de compresibilidad y ensayos de columna resonante, etc.
- Estimar los cambios de presión de poro y la magnitud de los asentamientos subsecuentes que se pudieran presentar en sitios representativos del ex-lago de Texcoco, para un intervalo de 50 años a partir del 2001 hasta el 2051. Se utilizará para tal fin, un programa de diferencias finitas que simula el proceso de consolidación de los estratos arcillosos por efecto del bombeo profundo [Blanchy y Ovando 1999].
- Por medio de las estimaciones de los cambios futuros de geometría (hundimientos) y de esfuerzo efectivo dentro de los depósitos de arcillas, se determinarán aproximadamente los cambios futuros en las propiedades índice y mecánicas de las arcillas. Para ello se utilizarán resultados de pruebas de campo y de laboratorio, además se hará uso de correlaciones entre algunos parámetros geotécnicos.
- Determinar también de manera aproximada, por medio de un modelo evolutivo de comportamiento dinámico del suelo, las propiedades dinámicas a esperar en las arcillas.
- Realizar un estudio sobre cómo evoluciona la respuesta sísmica en la superficie del modelo estratigráfico establecido, debido a la consolidación. Se considerará para este estudio, el modelo unidimensional de propagación de ondas verticales de corte SH y un análisis lineal equivalente. Se utilizarán dos tipos de eventos sísmicos de diferente contenido de frecuencias: uno de falla normal y otro de subducción. El estudio se realizará con la ayuda del programa RADSH [Bárcena y Romo, 1994] y además se utilizará el programa PROSHAKE

1.2 Antecedentes

1.2.1 Hundimiento regional

El hundimiento regional debido a la explotación de los acuíferos ha afectado la cuenca de México desde principios de siglo. En 1925 el ingeniero Roberto Gayol señaló como causa probable al drenaje de las aguas del subsuelo, considerando que el abatimiento del nivel freático era causado por la red de desagüe. Pero fue hasta 1947 cuando el doctor Nabor Carrillo [Carrillo, 1948], estableció la relación entre el desarrollo de la red de pozos municipales de extracción de agua, las disminuciones de la presión de poro medidas y el hundimiento observado. Carrillo expuso una explicación matemática del fenómeno,

basado en los conceptos de la teoría de consolidación de Terzaghi. Esto obligó al gobierno de la ciudad a aplicar restricciones sobre la explotación de los acuíferos dentro de la zona urbana y a establecer la veda desde 1954. Desgraciadamente, debido a la fuerte demanda de agua, estas restricciones no se han respetado en las últimas décadas.

Hay zonas en donde el hundimiento total de los últimos 100 años es cerca de 10 m [Mazari, 1996]. En la década de los cincuenta el hundimiento alcanzó más de 50 cm/año, en el período de 1973-1986 el hundimiento promedio fue de 8 cm/año, sin embargo, en algunas zonas fue mayor, por ejemplo en Xochimilco y Mixquic se midieron hundimientos de hasta de 40 cm/año. De acuerdo con datos recabados durante la última década por la Dirección General de Obras Hidráulicas del DF, en el centro de la zona lacustre se alcanzan velocidades de hundimiento de hasta 30 cm/año.

En particular, la zona norponiente del ex-lago de Texcoco sufrió durante muchos años los efectos de la extracción de agua por parte de la empresa Sosa Texcoco, en los suelos permeables localizados a profundidades de 30 y 60 m. En Texcoco se estima que los hundimientos totales entre 1940 y el año 2001 exceden los 8 m. Es interesante señalar que la mayor parte de este hundimiento ha ocurrido en los últimos treinta años, como se desprende del análisis de las distribuciones de presión de poro obtenidas por Marsal y Graue [1969] y las que se han obtenido recientemente.

Como evidencia de los cambios en las condiciones geotécnicas debido a la consolidación regional, la Figura 1.1 muestra los asentamientos superficiales a lo largo de 5 kilómetros de un área localizada en el ex-lago de Texcoco [Auvinet et al. 2001]. Otro ejemplo de los efectos del hundimiento regional se observa en la Figura 1.3, la cual muestra cómo el contenido de agua de un sitio ubicado en el ex-lago de Texcoco Figura 1.2, disminuye de un valor promedio de 350% en 1950 a 300% en el año de 1967. Esta información fue obtenida de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México de la antigua Secretaría de Recursos Hidráulicos.

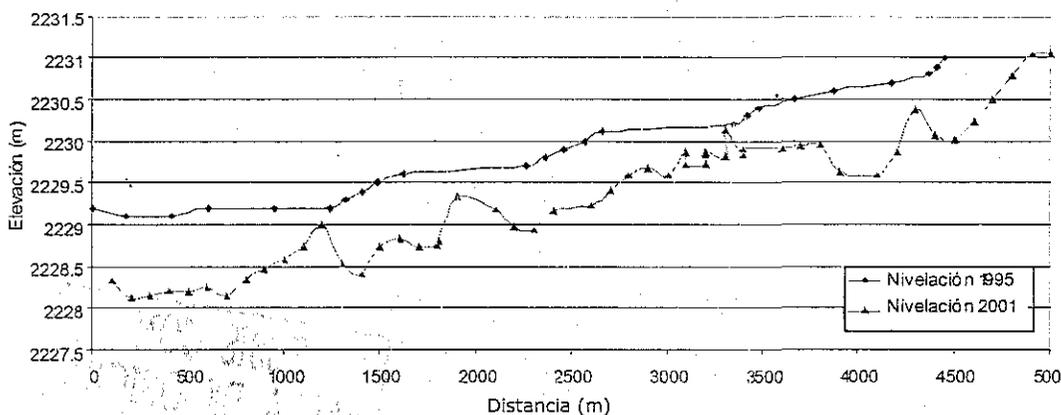


Figura 1.1 Asentamientos deducidos de nivelaciones realizadas en 1995 y en 2001. Fuente Auvinet et al, (2001).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

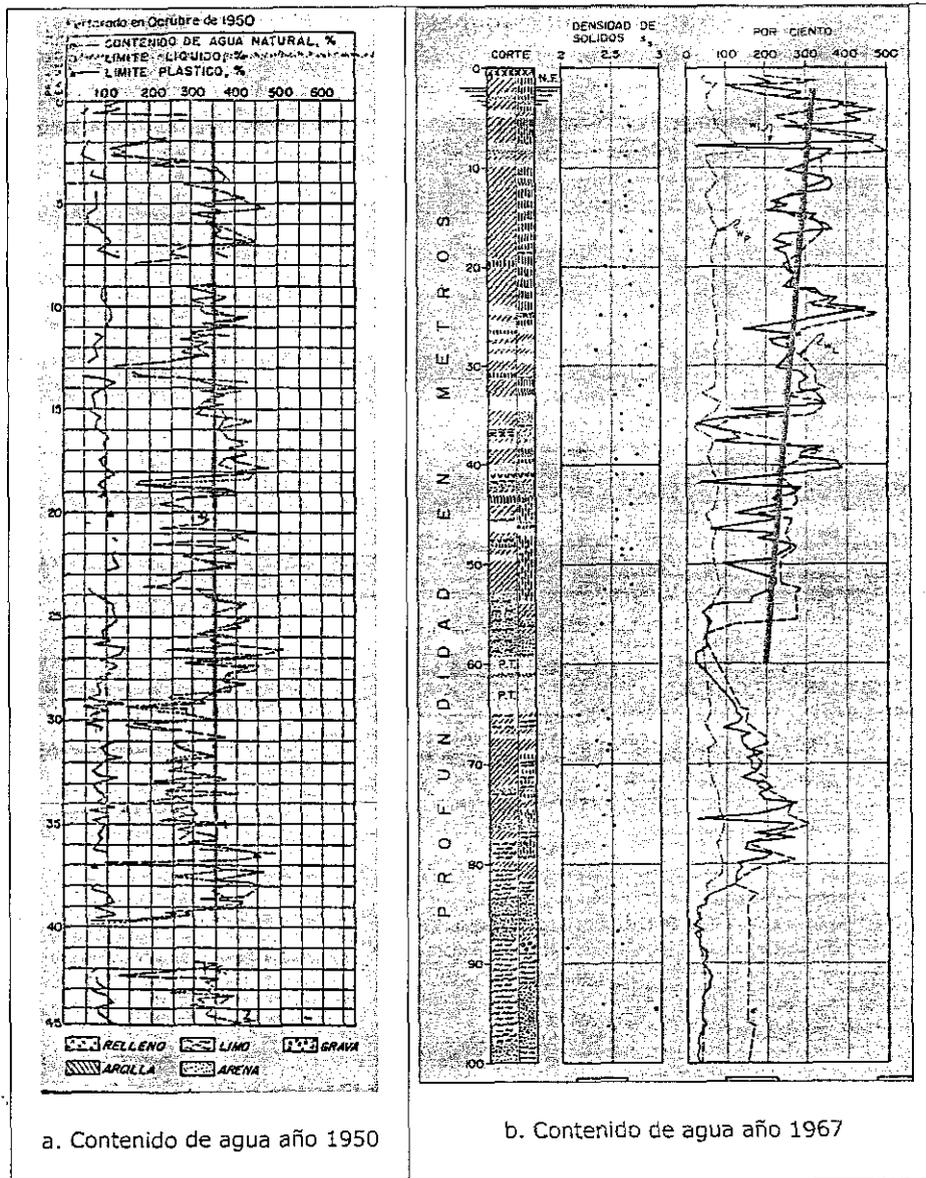


Figura 1.3. Evolución del contenido de agua en pozo 106

LIBRO DE OBRAS
 DEPARTAMENTO DE OBRAS
 DE CONSTRUCCIÓN

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

1.2.2 Modificación del ambiente sísmico

El hundimiento regional debido a la extracción de agua produce una rigidización en los depósitos arcillosos que modifica la respuesta sísmica del terreno. Ovando y Giralt [2001] realizaron un estudio del subsuelo de la Catedral Metropolitana de la ciudad de México, en el cual se evidencia la evolución de la respuesta sísmica inducida por el hundimiento regional. La Figura 1.4, resultado del estudio de Ovando y Giralt, muestra cómo el período predominante se desplaza hacia la izquierda, para el evento sísmico del 19 de septiembre de 1985.

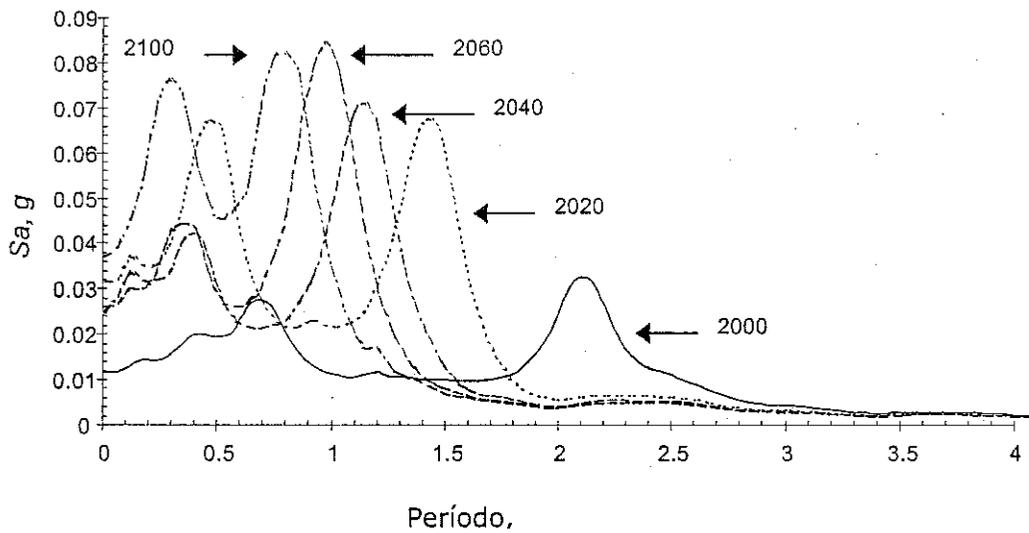


Figura 1.4. Evolución del espectro de respuesta.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

873 7500
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

1.3 Contenido de la Tesis

Este trabajo consiste en ocho capítulos que constan de la siguiente información:

En el segundo capítulo de este trabajo se expone el ambiente geotécnico del ex-lago de Texcoco con la ubicación del área de estudio y el modelo estratigráfico a utilizar. En el tercer capítulo se describe la metodología utilizada en el análisis de hundimiento regional. En el cuarto capítulo se aplica la metodología de la consolidación regional y se determina la evolución de las propiedades del depósito y los asentamientos. En el quinto se establece la metodología y el procedimiento analítico a utilizar en la determinación de los parámetros dinámicos y la respuesta sísmica. En el sexto capítulo se calculan los espectros de respuesta sísmica aplicando la metodología descrita en el capítulo anterior y se discuten los resultados obtenidos. En el séptimo capítulo se exponen las conclusiones globales y finalmente en el octavo capítulo se presenta la bibliografía y referencias del trabajo.

1977
1978
1979
1980
1981
1982
1983
1984
1985
1986
1987
1988
1989
1990
1991
1992
1993
1994
1995
1996
1997
1998
1999
2000
2001
2002
2003
2004
2005
2006
2007
2008
2009
2010
2011
2012
2013
2014
2015
2016
2017
2018
2019
2020
2021
2022
2023
2024
2025

Ambiente geotécnico

2.1 Ubicación

El área de estudio se encuentra en el vaso del ex-Lago de Texcoco, en la zona oriental de la Cuenca de México, la cual se ubica en la parte más alta y en el extremo sur del altiplano mexicano. En la Figura 2.1 se muestra una imagen satelital de la cuenca de México y la ubicación del área de estudio. La Figura 2.2 muestra el polígono que delimita el sitio de interés, el cual está ubicado aproximadamente entre los paralelos $19^{\circ}30'$ y $19^{\circ}34'$, y los meridianos $98^{\circ}55'$ al este y $99^{\circ}01'$ al oeste.

2.2 Recopilación de información

Toda la información referente a la exploración geotécnica (sondeos de campo y de laboratorio) utilizada para esta investigación fue obtenida de un estudio realizado por el Instituto de ingeniería de la Universidad Autónoma de México con el fin de investigar, desde el punto de vista de la ingeniería geotécnica, la viabilidad del sitio del ex-Lago de Texcoco para la construcción de un nuevo aeropuerto alternativo para la ciudad de México.

Para estimar las propiedades del subsuelo y realizar la caracterización estratigráfica se emplearon los resultados de ensayos de campo (cono eléctrico, SCE, penetración estándar, SPT, cono sísmico, y sonda suspendida) ejecutados en el área de estudio y a su vez se recurrió a estudios realizados con anterioridad [Marsal y Grau, 1969]. Además, esta información se complementó con ensayos de laboratorio que permitieron determinar las propiedades mecánicas de suelos. Para la caracterización de los depósitos profundos se utilizaron los resultados de refracción sísmica reportados por Marsal y Grau [1969].

La Figura 2.3 muestra la ubicación de los 28 sitios dentro del predio de estudio que fueron analizados para la realización de este trabajo

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

RESIS CON
FALLA DE ORIGEN

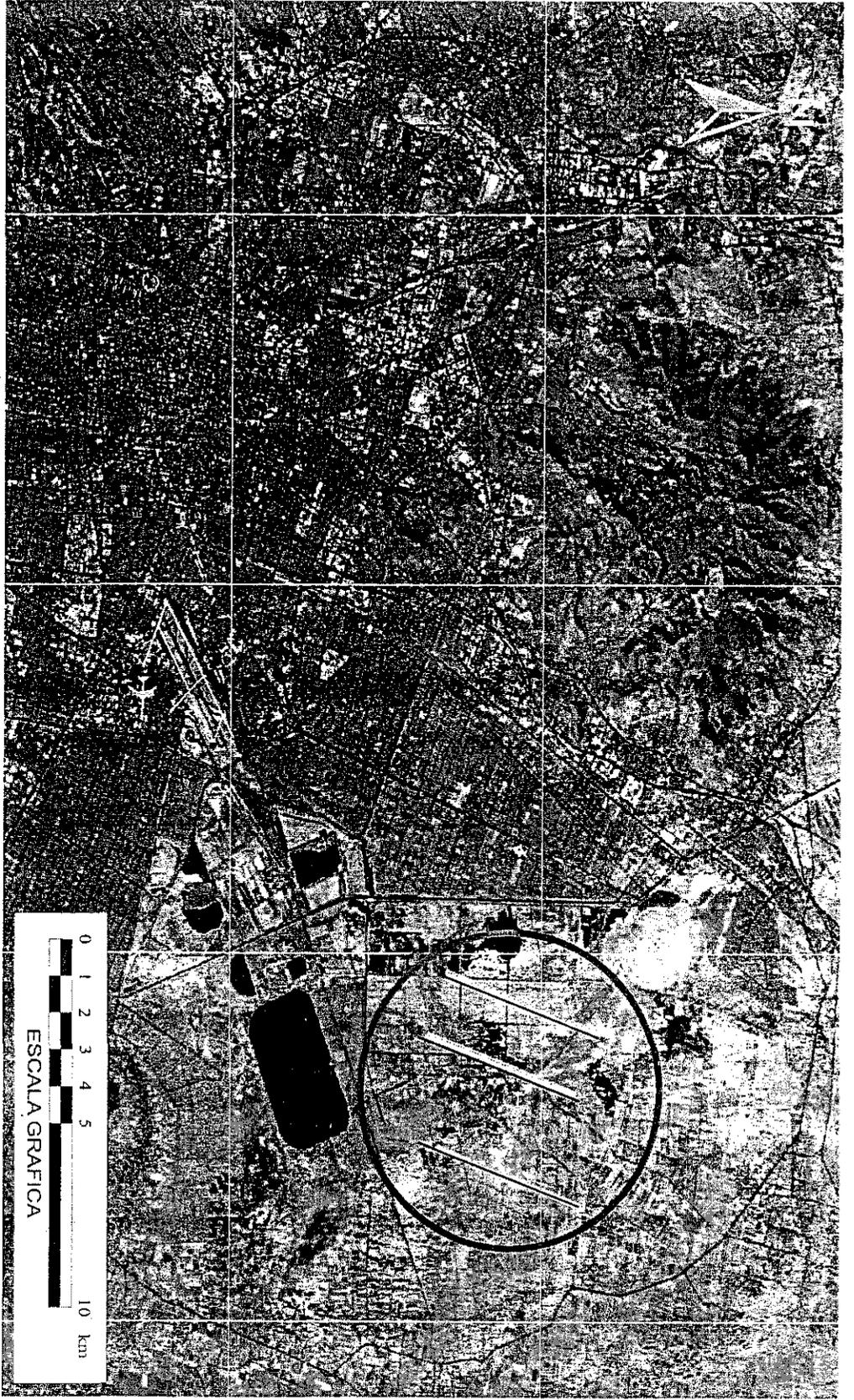


Figura 2.1. Imagen satelital de la cuenca del valle de México y el sitio de estudio.

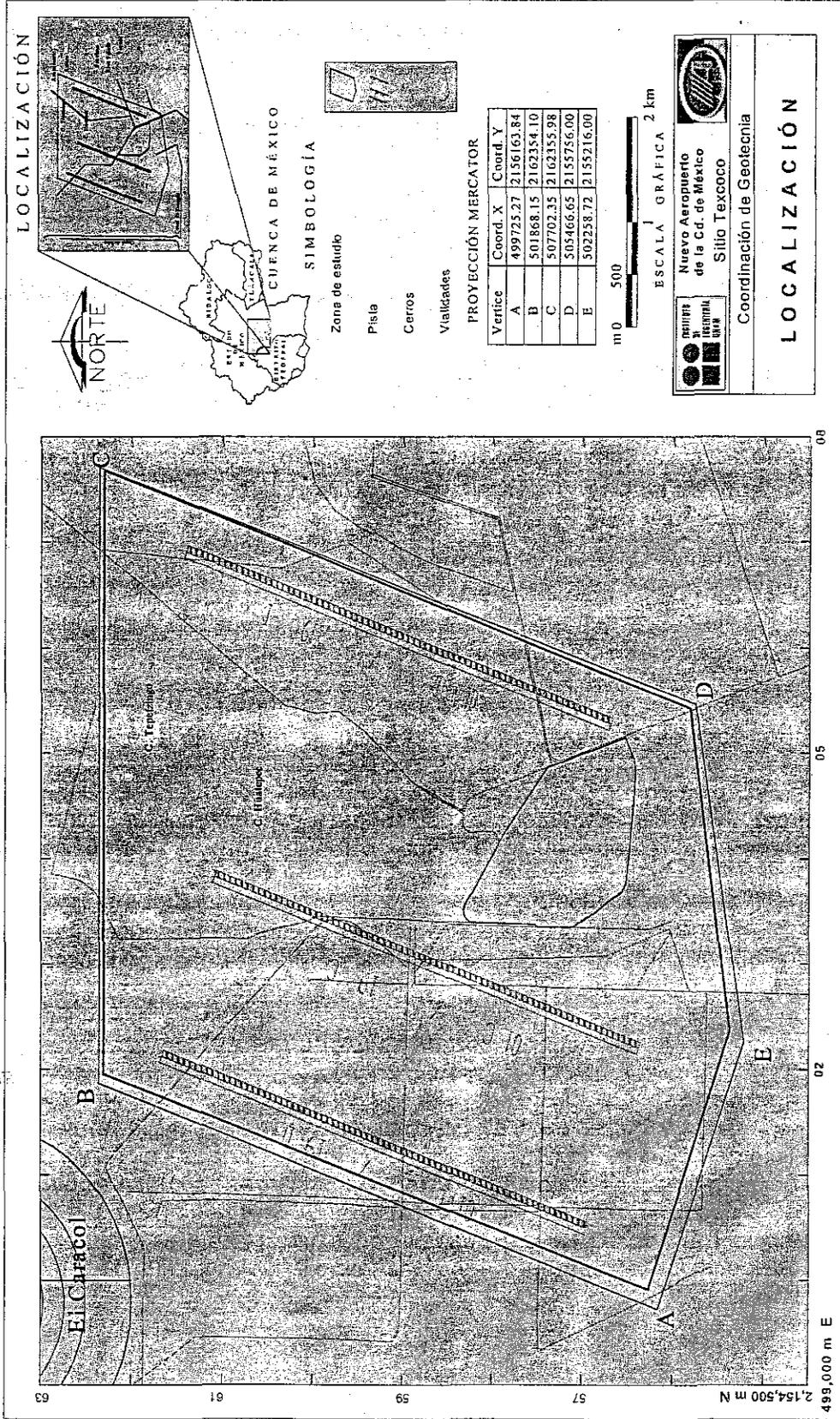


Figura 2.2. Localización del polígono de estudio.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

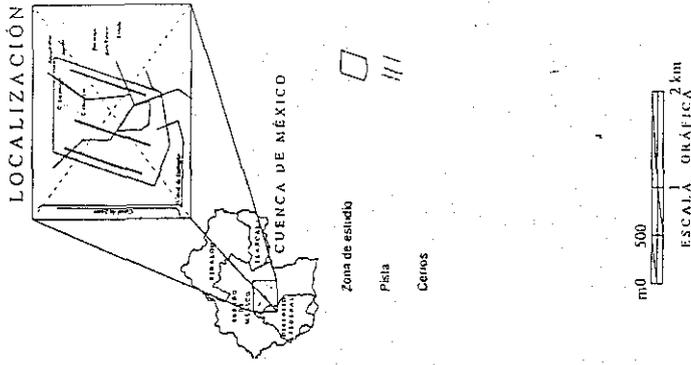
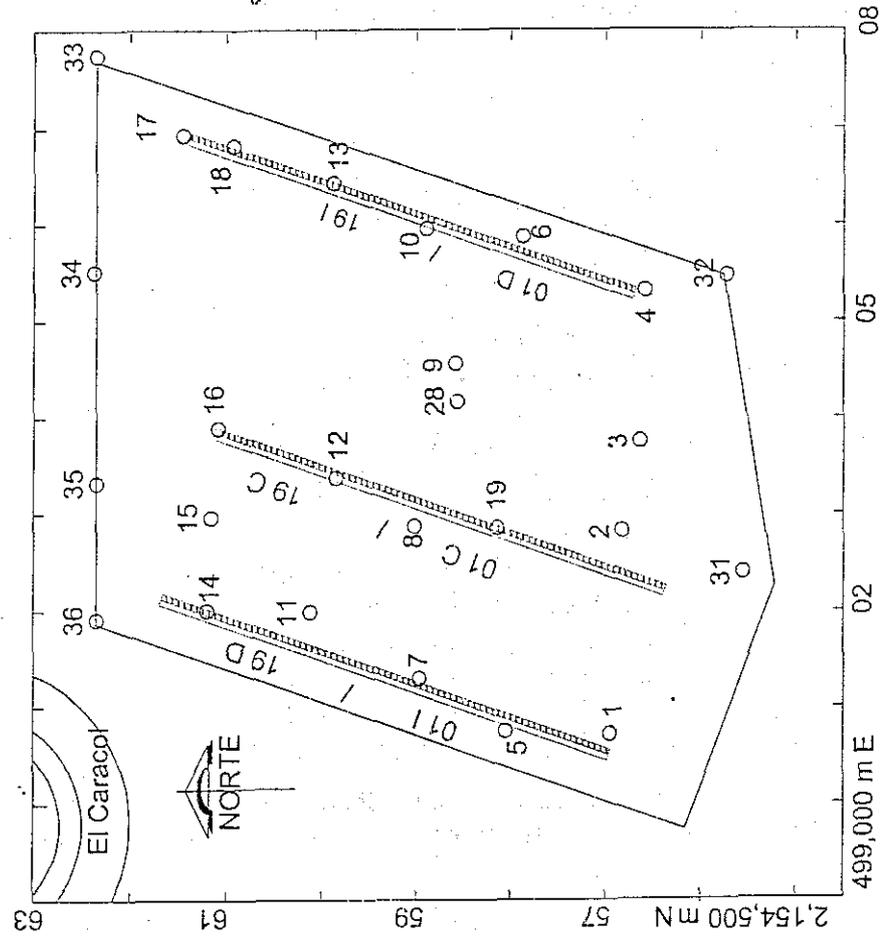


Figura 2.3. Ubicación de los sitios de estudio.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

2.3 Modelo Estratigráfico

Las características del subsuelo de la zona del ex-Lago de Texcoco se conocen en forma general a partir de la información geotécnica publicada durante los estudios del proyecto Texcoco [Marsal y Grau, 1969; Murillo, 1978] y a partir de estudios recientes, como el proyecto para el aeropuerto de Texcoco [Romo et. al, 2001].

Esta zona, que corresponde al sector oriente del lago, a la subcuenca de Texcoco está caracterizada por grandes espesores de arcilla blanda lacustre, la cual subyace a una costra endurecida por secado solar cuyo espesor varía en cada sitio dependiendo de su historia de cargas.

La estratigráfica típica encontrada en el ex-Lago de Texcoco se puede describir *groso modo* como sigue [Murillo, 1978]:

- *Costra superficial*. Es una cubierta de suelo limo-arenoso relativamente firme, producto de la desecación, con espesores que varían de 0.20 m a 3.00 m. El espesor de este estrato es apreciable en el extremo oriente del predio, pero en las zonas bajas inundadas o recientemente expuestas al secado su espesor es pequeño.
- *Formación arcillosa superior (FAS)*. Constituida por depósitos de arcilla de origen lacustre, de alta plasticidad, que muestra espesores y resistencias variables, además de un gran número de intercalaciones de estratos limo arenosos de origen volcánico o aluvial en la porción oriente o nororiental del lago. Estas arcillas pueden tener espesores que varían de 18 a 25 metros. Su resistencia de punta medida con el cono eléctrico, q_0 , varía de 3 kg/cm² a 8 kg/cm².
- *Primera capa dura*. Es una secuencia de lentes de arena y de limos arenosos con limos arcillosos, la cual se localiza a profundidades variables, desde los 13 m hasta los 30 m y tiene un espesor que varía de 2 a 4 metros. Esta capa presenta resistencias a la penetración del cono eléctrico mayores a 30 kg/cm², aunque se observan algunas intercalaciones de suelo arcilloso blando entre los estratos de suelo duro.
- *Formación arcillosa inferior (FAI)*. Estas arcillas son menos compresibles, de consistencia media a alta y presentan un esfuerzo cortante mayor que en la formación arcillosa superior. Sus espesores varían de 6 a 9 m y está caracterizada por intercalaciones continuas de suelos limo arenosos. Los valores de q_c son del orden de 12 kg/cm².
- *Segunda Capa Dura*. También llamada depósitos profundos superiores, está formada por arenas compactas con cierta cementación y limos de mediana a alta compacidad, en su mayoría de naturaleza granular aunque con gran contenido de finos. Presenta espesores que varían de 5 a 7 m y valores de resistencia a la penetración estándar mayores a 100 golpes.
- *Tercera formación arcillosa (3ºFA)*. Estos depósitos arcillosos son más consistentes que las arcillas de la FAI, y exhiben valores de resistencias a la penetración del cono eléctrico muy variables. Se encuentra hasta una profundidad de 50 metros con espesores de 7 a 10 m.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- Depósitos profundos inferiores. Se trata de suelos granulares muy compactos, parcialmente cementados. En este estudio se consideró para fines del análisis de respuesta sísmica que los depósitos profundos se extendían hasta 1000 m de profundidad, de acuerdo con la información geológica de Hiriart y Graue, [1969]

A continuación se muestran los cortes estratigráficos de las tres pistas proyectadas para el nuevo aeropuerto, en los cuales se identifican las tres formaciones arcillosas comentadas anteriormente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

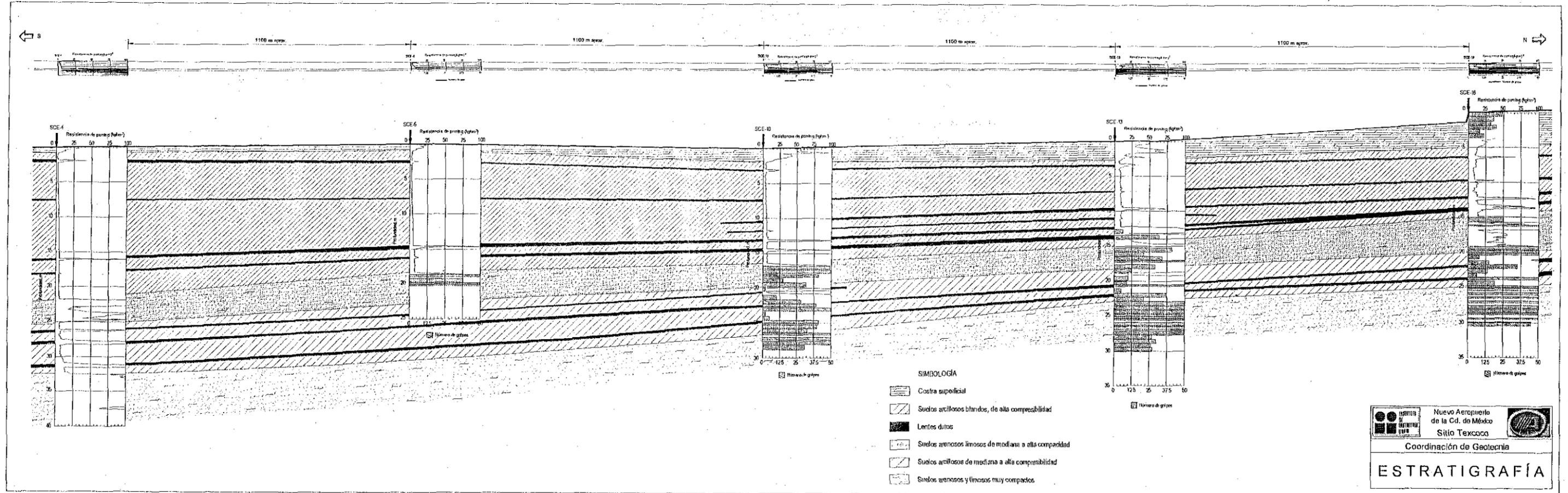


Figura 2.4. Corte estratigráfico del lado noroeste del predio, pista 01 01D/19I

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

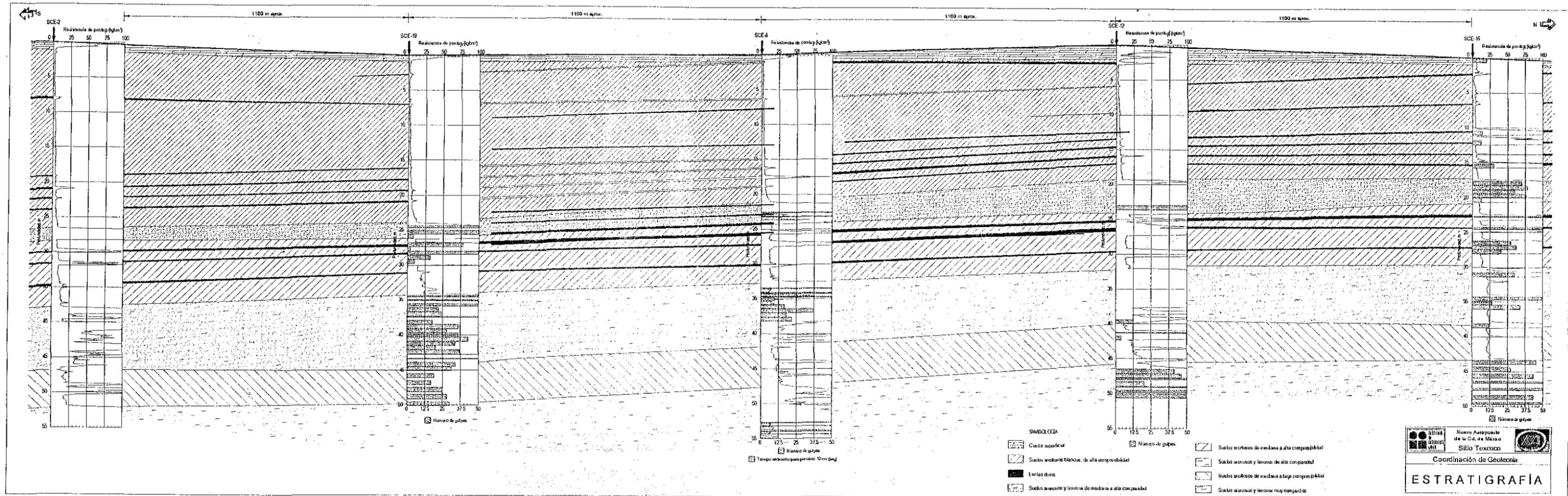


Figura 2.5. Corte estratigráfico a lo largo de la pista 01C/19C

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

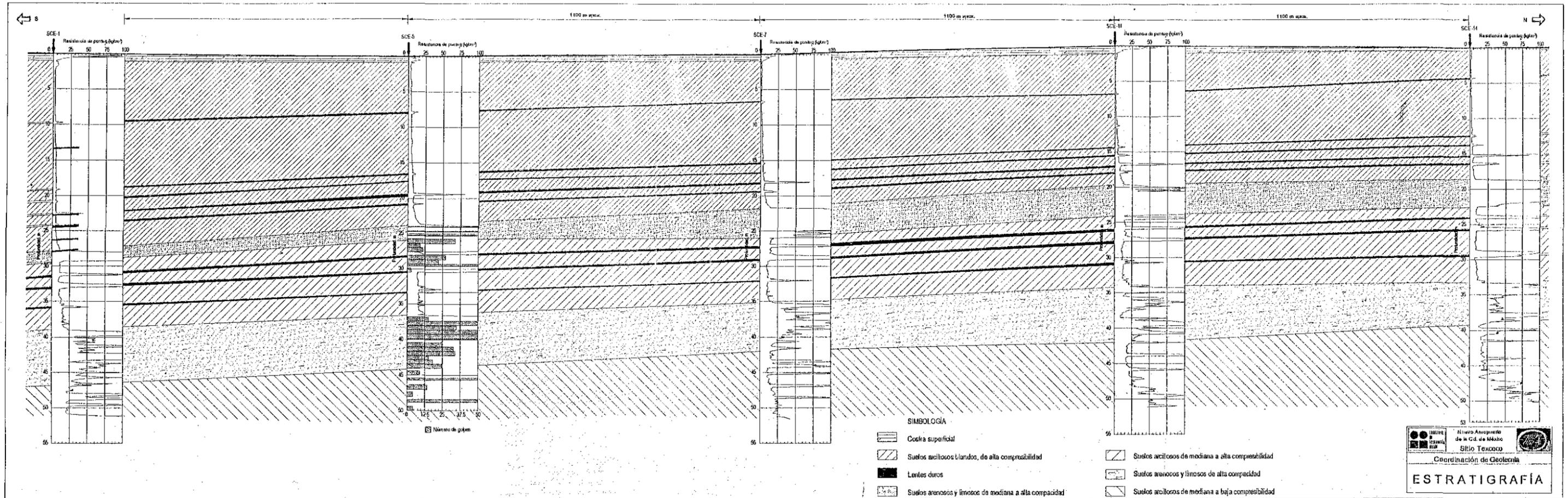


Figura 2.6. Corte estratigráfico a lo largo de la pista 01I/19D

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Estudio del hundimiento regional

3.1 Aspectos teóricos

El marco de referencia teórico en donde se apoya el estudio del hundimiento regional en ex-lago de Texcoco es la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi, la cual se ha usado en la ciudad de México para obtener estimaciones suficientemente aproximadas de los asentamientos diferidos en muchos problemas prácticos, [Marsal y Mazari, 1969], [Ovando, et al 2000]. A pesar de que se trata de la formulación más simple del problema, con ella se han obtenido resultados razonablemente buenos. En este estudio además se incorporan condiciones de frontera dependientes del tiempo.

El fenómeno de consolidación regional en el ex-Lago de Texcoco se modela considerando la explotación de los acuíferos en el subsuelo con el modelo estratigráfico descrito en el segundo capítulo. Este modelo supone que el subsuelo está formado, según el sitio analizado, por dos o tres estratos homogéneos de arcillas (FAS, FAI y segunda formación arcillosa) separados por una capa de material más permeable (la primera y segunda capa dura). Para fines prácticos, la consolidación del subsuelo se estudia simplificada, analizando por separado los dos o tres estratos de arcilla según sea el caso, y estableciendo la condición inicial y la variación de la presión de poro en las fronteras de los estratos a partir de observaciones piezométricas de campo, medidas en los diferentes sitios de estudio.

La ecuación diferencial básica a resolver es la siguiente:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3.1)$$

Para la solución numérica del modelo se emplea el trabajo realizado por Blanch [1999], quien resuelve la ecuación diferencial básica con el método implícito de diferencias finitas de Crank-Nicholson [Isaacson y Keller, 1996] utilizando el lenguaje de programación de FORTRAN. Por medio del modelo se obtienen las distribuciones del exceso de presión de poro, u , con la profundidad, para diferentes intervalos de tiempo.

Para obtener resultados es necesario especificar las condiciones iniciales y de frontera y, también, conocer el valor del coeficiente de consolidación el cual depende de la permeabilidad, k , y del coeficiente de compresibilidad volumétrica, m_v .

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (3.2)$$

3.2 Características del modelo

Geometría. La frontera superior del estrato superior de arcilla la define el nivel freático y su frontera inferior es la primera capa dura. Las fronteras del segundo y del tercer estrato de arcilla son estratos permeables.

Condiciones iniciales y de frontera. El programa de cómputo con el que se resuelve la ecuación de consolidación permite introducir las condiciones iniciales de los estratos principales de arcilla a partir de lecturas piezométricas tomadas en el campo, las cuales se expresan matemáticamente como:

$$u(z,0) = f_i(z) \quad (3.3)$$

en donde $f_i(z)$ es un polinomio ajustado a los valores de la presión de poro medidos en el tiempo inicial y z es la coordenada vertical (la profundidad en m).

Las condiciones de frontera se pueden especificar como funciones del tiempo que se definen a partir de las tasas de abatimiento de la presión de poro en los extremos superior e inferior del estrato de arcilla considerado, de la siguiente manera:

$$u(0,t) = g(0,t) \quad (3.4)$$

$$u(2H,t) = g(2H,t) \quad (3.5)$$

en donde $2H$ es el espesor del estrato de arcilla considerado. Las condiciones dadas por estas últimas expresiones son las leyes de variación de la presión de poro con el tiempo en las fronteras del modelo.

3.3 Calibración del modelo

Entre septiembre de 1967 y julio de 1968 se llevó a cabo una prueba de bombeo en un terreno cercano al sitio donde hoy se localiza el lago Nabor Carrillo, como se indica en la Figura 3.1 [Marsal, 1969]. Se perforaron 16 pozos de bombeo hasta 60 m de profundidad, repartidos en una superficie cuadrada de 100 m de lado. Durante la prueba se efectuaron nivelaciones de precisión para determinar los hundimientos inducidos; asimismo, se registraron las variaciones de la presión de poro mediante tres estaciones compuestas por cinco o seis piezómetros.

Los hundimientos superficiales y la evolución de las presiones de poro registrados durante la prueba en una de las estaciones piezométricas, la estación EP-3, permitieron calibrar el

modelo de consolidación empleado en el presente estudio. Para tal efecto se supuso que el subsuelo en el sitio está constituido por dos estratos de arcilla separados por una lente permeable. Los espesores de dichos estratos arcillosos fueron 35.5 m en el más somero (entre la superficie y 35.5 m de profundidad) y 13.85 en el más profundo (entre 41.15 y 51.5 m de profundidad).

Las condiciones iniciales se tomaron de las lecturas piezométricas que se tenían antes de la prueba, las cuales exhibieron una distribución muy cercana a la hidrostática. Las leyes de variación en las fronteras permeables se dedujeron a partir de las lecturas piezométricas a 35.5; 45.5 y 59.35 m de profundidad, tal y como se indica en la Figura. 3.2. Las tasas de abatimiento piezométrico registradas durante la prueba se idealizaron como funciones lineales del tiempo, en las profundidades de las fronteras consideradas. También se supuso que el nivel freático permaneció estático durante toda la prueba, la cual tuvo una duración de 300 días aproximadamente. Las curvas isócronas, es decir las curvas que definen las distribuciones de presiones de poro a diferentes tiempos y a diferentes profundidades, se calcularon para varios valores del coeficiente de consolidación. En el estrato superior los valores de c_v fueron 0.003, 0.006, 0.007 y 0.00864 $m^2/día$ y en el estrato inferior se tomaron valores diez veces más pequeños, 0.0003, 0.0006, 0.0007 y 0.000864 $m^2/día$. Los valores 0.00864 y 0.000864 $m^2/día$ son los que se supusieron para el diseño de la prueba de bombeo [Marsal, 1969].

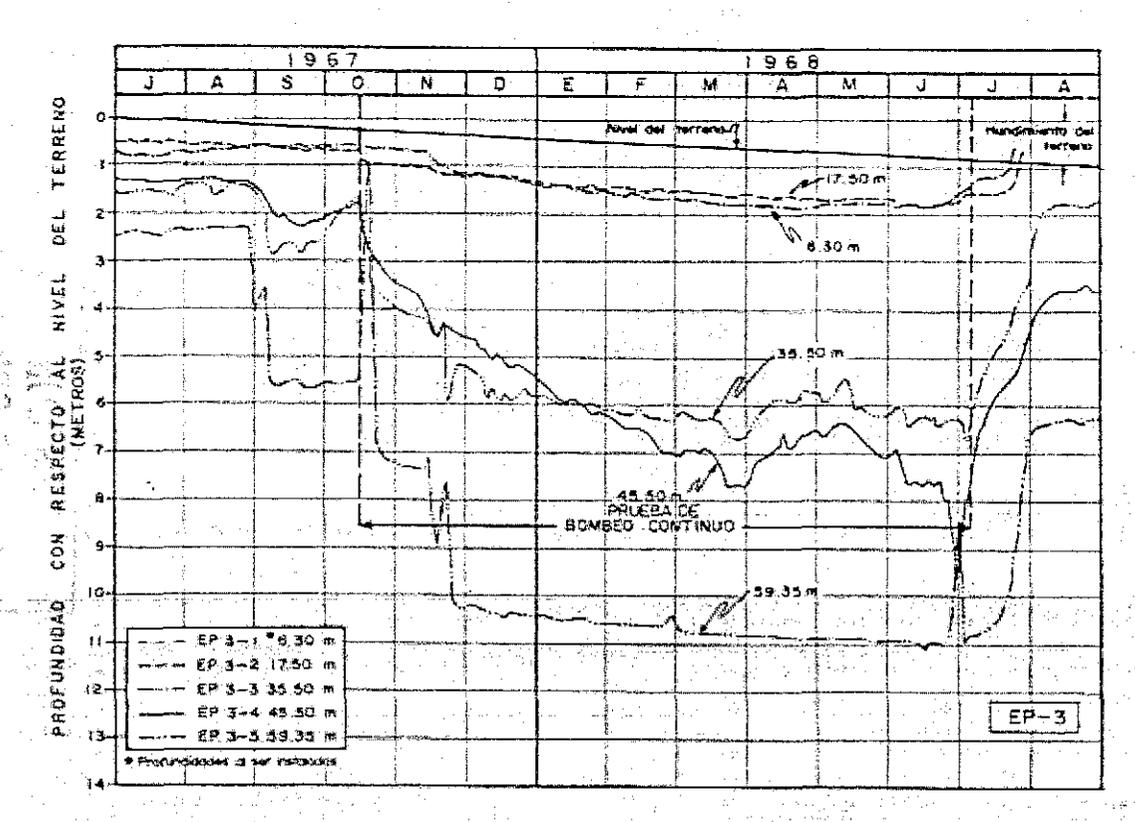


Figura 3.1. Localización de los sondeos de prueba de bombeo (1967-1968)

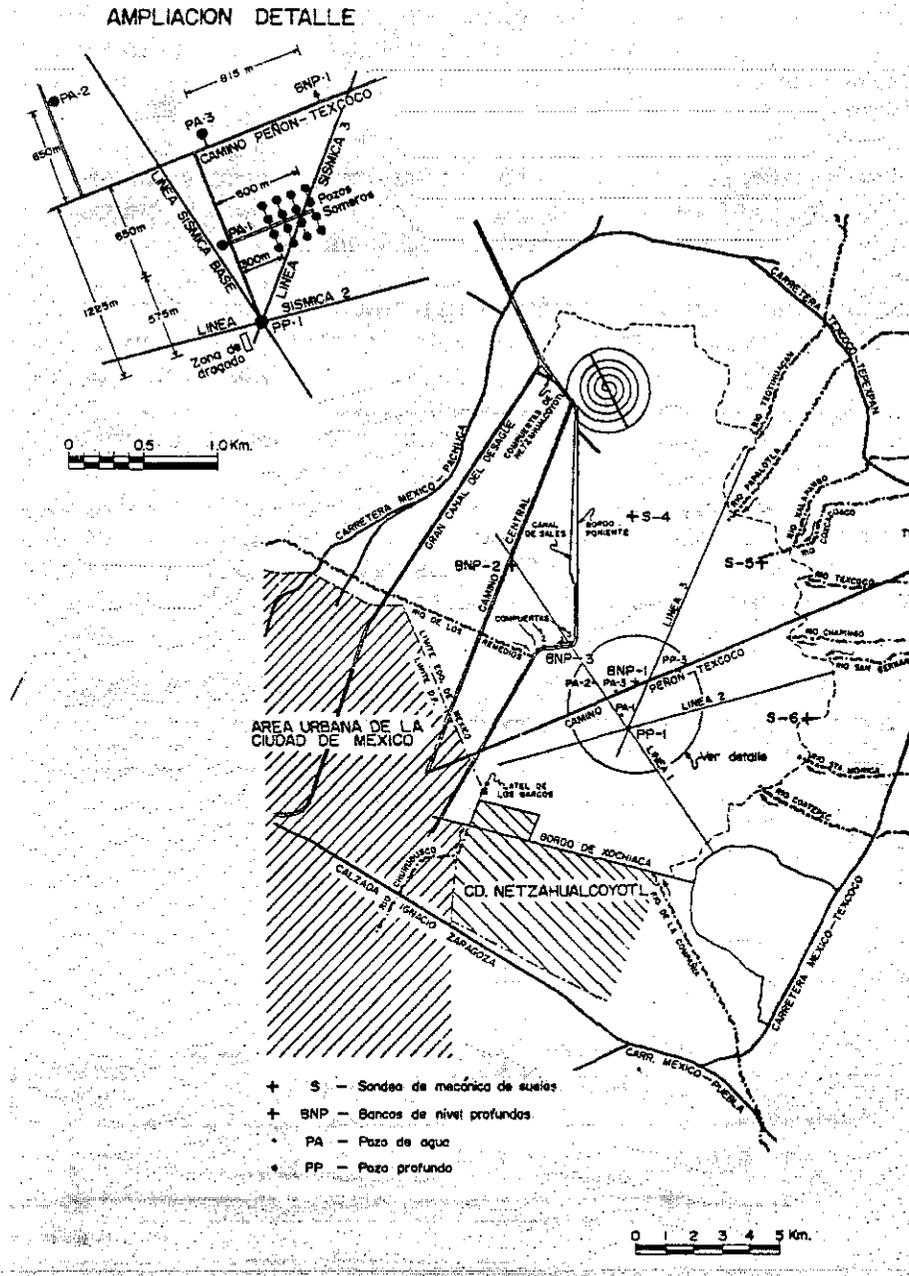


Figura 3.2. Observaciones piezométricas en la estación EP-3 durante la prueba de bombeo.

3.3.1 Resultados de la calibración

En la Figura 3.3 se presentan, a manera de ejemplo, las isócronas calculadas con el programa para 60, 120 y 300 días después del inicio de la prueba de bombeo. También se muestra la distribución inicial de presiones de poro que, como ya se dijo, es hidrostática. Las curvas isócronas describen las formas en las que evoluciona la presión de poro dentro de la masa arcillosa, en respuesta a la extracción de agua mediante las

bombas. Las reducciones de presión de poro son iguales a los incrementos de esfuerzos efectivos en las arcillas y con estos últimos se calcularon los asentamientos que indujo la extracción de agua en el punto considerado. Para tales cálculos se adoptaron los valores del coeficiente de compresibilidad volumétrica sugeridos por Marsal [1969], es decir: $m_v=0.77 \text{ cm}^2/\text{kg}$ entre 0.8 y 6.0 m de profundidad; $m_v = 0.52 \text{ cm}^2/\text{kg}$ entre 6.0 y 35 m de profundidad y $m_v = 0.16 \text{ cm}^2/\text{kg}$ entre 36.0 y 55.1 m de profundidad. Los asentamientos totales después de 300 días, calculados con $c_v = 0.007 \text{ m}^2/\text{día}$ en el estrato superior y $c_v = 0.0007 \text{ m}^2/\text{día}$ en el estrato inferior, resultaron ser de 95 cm aproximadamente, valor que es alrededor de un 5 % mayor que el que se midió al final de la prueba de campo.

De lo anterior se concluye que el modelo es capaz de estimar con buena aproximación los asentamientos que se presentarán en los suelos compresibles del ex lago de Texcoco, siempre y cuando se conozcan las condiciones iniciales de la distribución de presión de poro, las tasas de abatimiento piezométrico en las fronteras de los suelos compresibles y los valores de los parámetros que caracterizan al suelo. Para fines prácticos, las formaciones arcillosas superior, inferior, y segunda formación arcillosa pueden caracterizarse respectivamente con $c_v = 0.0007$ y $c_v = 0.0005$ y $c_v = 0.0007 \text{ m}^2/\text{día}$, valores que caen dentro del intervalo obtenido en esta investigación, a partir de los resultados de pruebas de consolidación.

3.4 Aplicación del modelo de consolidación regional

Para aplicar el modelo de consolidación es necesario conocer:

- *Los valores del coeficiente de consolidación.* Se definieron a partir de los resultados de los ensayos de compresión unidimensional realizados para el proyecto del aeropuerto, [Romo et. al, 2001]. Estos ensayos se realizaron en los laboratorios de la empresa TGC y del Instituto de Ingeniería, pero también se aprovecharon los resultados que se obtuvieron al hacer la calibración del modelo.
- *La distribución inicial de las presiones de poro.* En este caso se tomaron en cuenta las presiones de poro medidas en los sitios 1, 8 y 14, que son las únicas que habían arrojado datos aprovechables hasta junio de 2001 y cuya localización corresponde con la de los sondeos de cono eléctrico SCE-1, SCE-8 y SCE-14.
- *Las tasas de abatimiento piezométrico.* Para obtenerlas se requieren periodos de observación largos, los cuales exceden con mucho los tiempos disponibles en esta investigación. Consecuentemente se supuso que dichas tasas serían similares a las que se han determinado en el Centro Histórico de la ciudad de México durante los últimos 12 años, es decir, en los estratos permeables que limitan las formaciones arcillosas principales la tasa de abatimiento piezométrico varía entre 20 y 50 cm de columna de agua por año. En los análisis efectuados se adoptó un criterio conservador que consiste en suponer que al cabo de 50 años la presión de poro en la frontera más profunda del modelo se abatiría totalmente. En los estratos superiores se redujo el valor anterior a valores entre 0.4 y 0.24 cm/año y, finalmente, se consideró que la elevación del nivel freático no se modifica. Además las condiciones de contorno se consideraron constantes en el tiempo, es decir que la extracción del agua en los acuíferos no cesará en el futuro y mantendrá la misma intensidad.

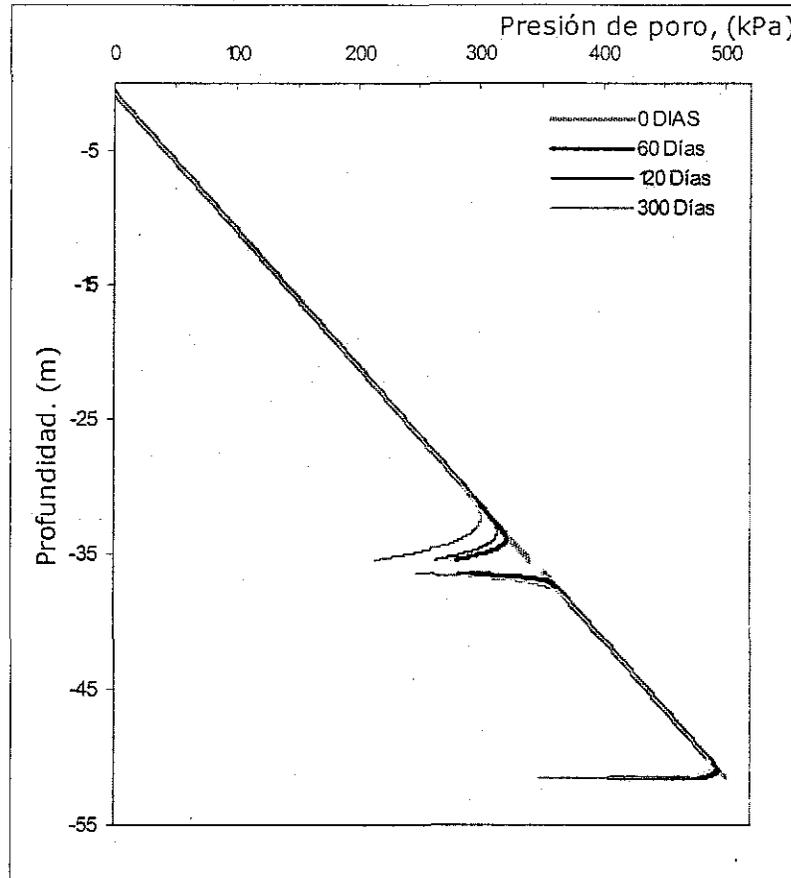


Figura 3.3. Isocronas calculadas durante la prueba de bombeo

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

3.5 Asentamientos

A partir de los resultados de la presión de poro se determinan los asentamientos inducidos, teniendo en cuenta las propiedades mecánicas de cada sitio analizado. Para ello se emplea la siguiente expresión en la que implícitamente se acepta que la compresión de los suelos es unidimensional:

$$\delta(t) = \sum m_{vi} \Delta u_i(t) h_i(t) \tag{3.6}$$

donde $\Delta u_i(t)$ representa el valor medio de los decrementos de la presión de poro después del año 2001, en un estrato de suelo con un espesor h_i . Para la determinación del valor del coeficiente de compresibilidad, m_v , se utilizó una correlación empírica de los valores de m_v con la resistencia de punta q_c . La correlación, que se presenta gráficamente en la Figura 3.4, incluye datos del centro histórico de la ciudad de México y datos obtenidos de ensayos odométricos y de campo (cono eléctrico), realizados durante el proyecto del aeropuerto de Texcoco.

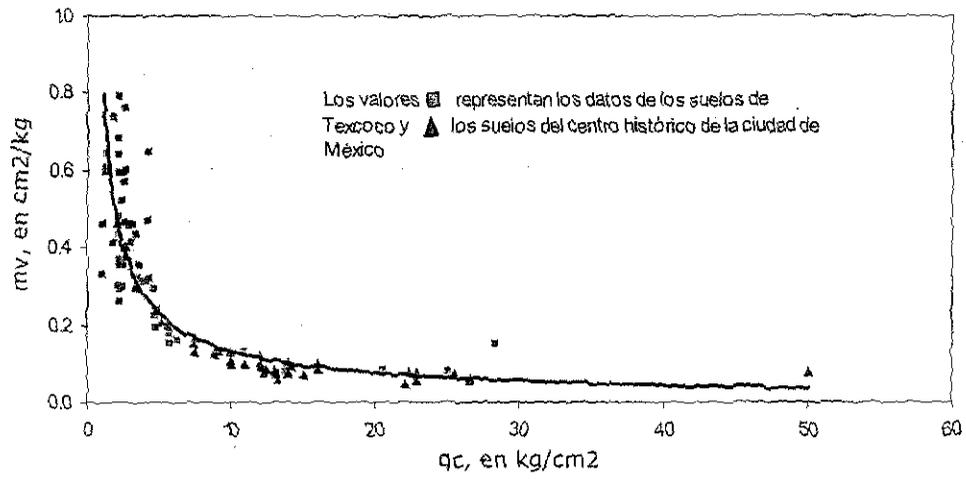


Figura 3.4. Correlación del coeficiente de compresibilidad con la resistencia de punta

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Hundimiento regional

4.1 Evolución de la presión de poro

El modelo de consolidación fue aplicado en 28 sitios del área de estudio (Figura 2.3) para estimar los cambios en la presión de poro. La definición de los estratos arcillosos en cada sitio para la modelación se fijó con base en los resultados del cono eléctrico.

Los registros piezométricos de los sitios 1, 8 y 14, obtenidos entre junio y julio de 2001, se establecieron como condición inicial. Se tuvieron que plantear hipótesis en cuanto a las condiciones hidráulicas de los distintos puntos, debido a la falta de más estaciones piezométricas. Las hipótesis que se plantearon consideraron la cercanía y la similitud de estratigrafías de los sitios donde se calcularon los cambios de presión de poro con aquellos donde existían registros piezométricos. Como se observa en la tabla 4.1, la condición inicial que se utilizó para los sitios: 2, 3, 4, 5, 31 y 37 se obtuvo del registro piezométrico del sitio 1, considerando para cada sitio los espesores de los estratos compresibles del mismo. En cuanto a los valores del coeficiente de consolidación y según los resultados de la calibración del modelo, se adoptó para la FAS un valor de $c_v = 0.007 \text{ m}^2/\text{día}$, para la FAI un $c_v = 0.005 \text{ m}^2/\text{día}$ y para la 3ºFA un $c_v = 0.0007 \text{ m}^2/\text{día}$. Las velocidades de abatimiento utilizadas en las capas permeables de los 28 sitios se muestran en la Tabla 4.2. Las curvas isócronas se calcularon desde el 2001 hasta el 2051, en intervalos de diez años.

A continuación se muestran los resultados de la evolución de la presión de poro para algunos sitios representativos del área de estudio, Figuras 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4. Las figuras muestran cómo la distribución de la presión de poro va disminuyendo del año 2001 al año 2051, observándose el desplazamiento de las isócronas hacia la izquierda.

Registro piezométrico	Aplicado a los sitios
sitio 1	1 - 2 - 4 - 5 - 31 - 32 - 37
sitio 8	6 - 7 - 9 - 8 - 10 - 12 - 19
sitio 14	11 - 13 - 16 - 17 - 18 - 22 33 - 34 - 35 - 36

Tabla 4.1. Hipótesis consideradas para la modelación.

Sitio	Vel. de abatimiento ton/m ² /año		
	1°capa dura	2°Capa dura	Depósitos prof. Inferiores
1	0.24	0.40	0.82
2	0.24	0.40	0.82
3	0.24	0.40	0.98
4	0.24	0.40	---
5	0.24	0.40	0.82
6	0.24	0.40	---
7	0.24	0.27	0.31
8	0.24	0.27	0.31
9	0.24	0.35	---
10	0.24	0.27	---
11	0.24	0.40	0.86
12	0.24	0.29	0.35
13	0.24	0.40	---
14	0.24	0.40	0.86
15	0.24	0.40	0.69
16	0.24	0.27	0.56
17	0.24	0.27	---
18	0.24	0.27	---
19	0.24	0.40	---
22	0.24	0.33	---
28	0.24	0.27	0.31
31	0.24	0.40	0.82
32	0.24	0.46	---
33	0.24	0.31	---
34	0.24	0.27	0.32
35	0.24	0.35	---
36	0.24	0.31	---
37	0.24	0.40	0.82

Tabla 4.2. Velocidades de abatimiento en las capas permeables.

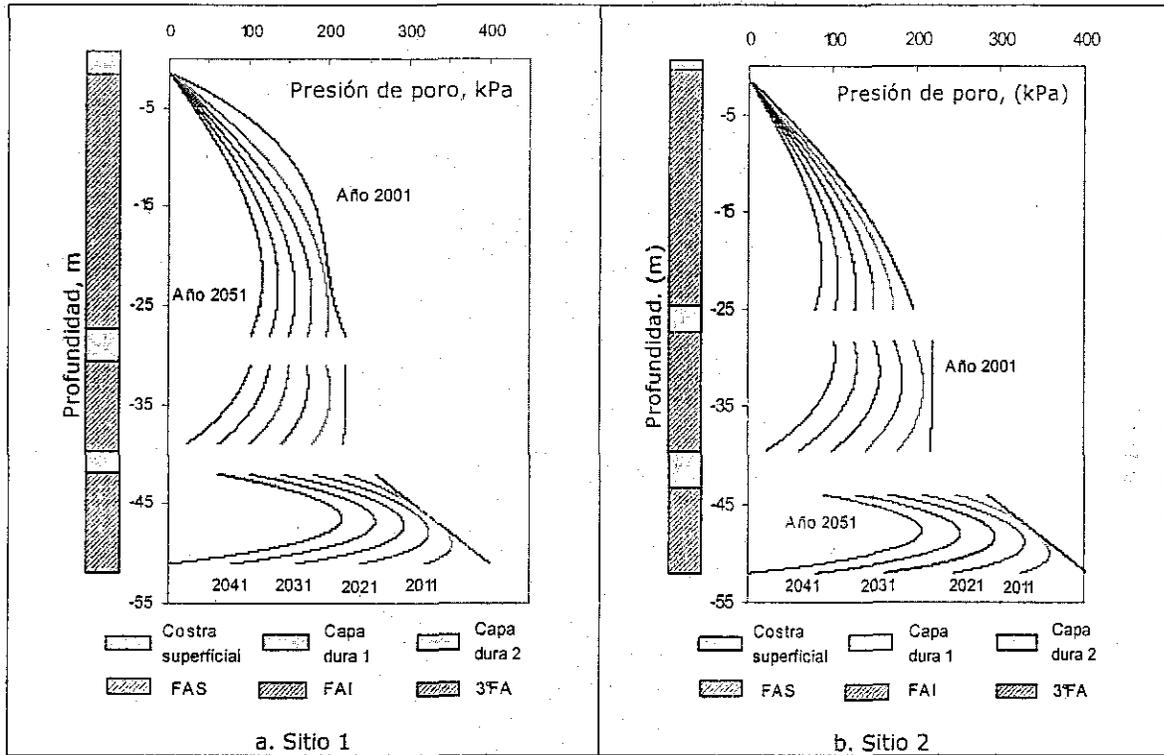


Figura 4.1. Evolución de las isocronas para los sitios 1 y 2

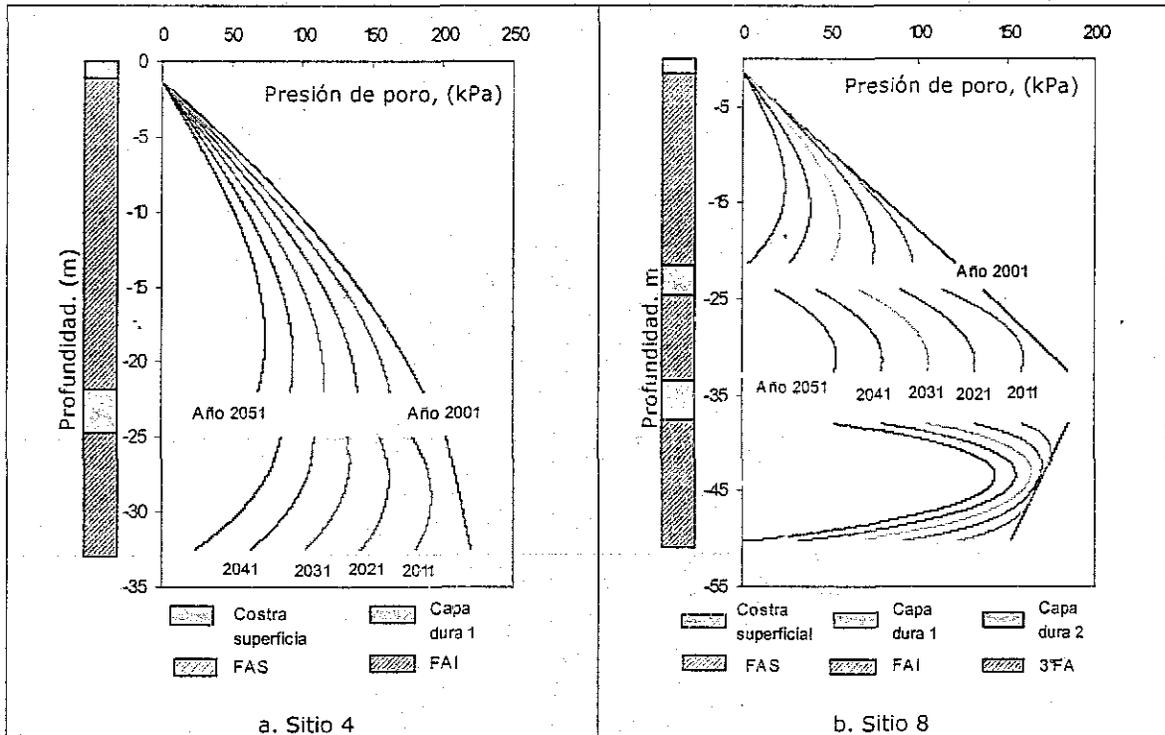


Figura 4.2. Evolución de las isocronas para los sitios 4 y 8

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

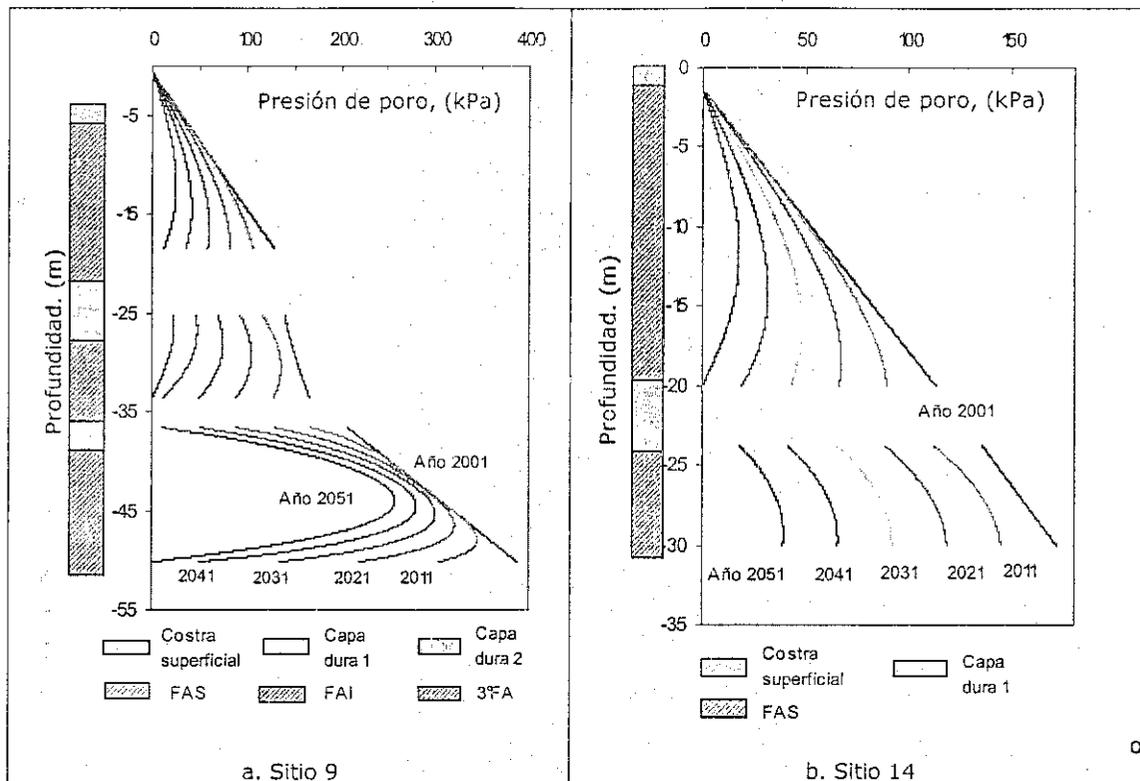


Figura 4.3. Evolución de las isocronas para los sitios 9 y 14

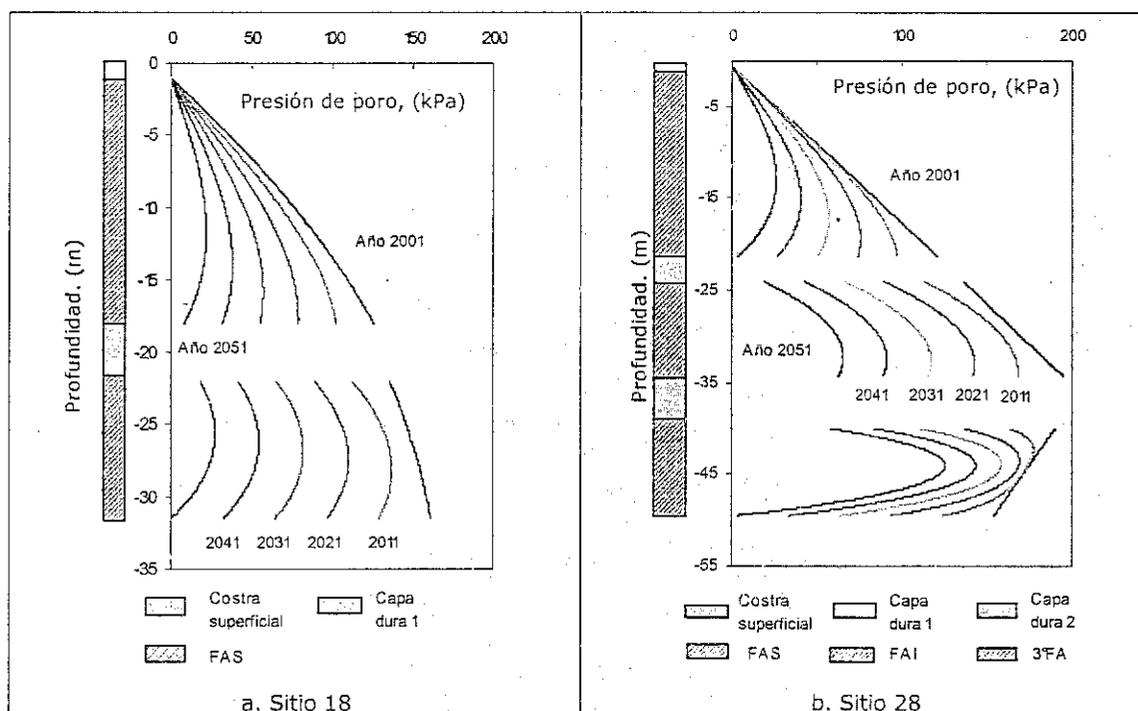


Figura 4.4. Evolución las isocronas para los sitios 18 y 28

4.2 Evolución de las propiedades estáticas

Además de los cambios en las distribuciones de las presiones de poro, existen otros que se inducen en la masa de subsuelo debido a la extracción de agua de los acuíferos.

Muchas de las propiedades índices y mecánicas del suelo, se modifican como consecuencia del hundimiento regional y de los cambios de esfuerzos efectivos en la masa de suelo asociados a dicho fenómeno, consecuentemente tales propiedades no son constantes, sino funciones dependientes del tiempo.

Los decrementos de la presión de poro ($\Delta u(t)$), obtenidos con el modelo, iguales en este caso a los incrementos de esfuerzos efectivos isotrópicos, se utilizaron para estimar los cambios en las propiedades índice y mecánicas del suelo, las cuales se pueden expresar como funciones de $\Delta u(t)$ o con ayuda de otros parámetros geotécnicos, tal y como se discute y describe a continuación.

Peso volumétrico

El cambio en el peso volumétrico se puede expresar utilizando la siguiente ecuación [Mazari *et al*, 1985]:

$$\gamma_f = \frac{\gamma_i}{1 - \delta(t)/h_i} \quad (4.1)$$

donde γ_f es el valor del peso volumétrico final, γ_i es el valor del peso volumétrico inicial, $\delta(t)$ es el valor del asentamiento del estrato y h_i es el espesor del estrato. La Figura 4.6 muestra el aumento del valor del peso volumétrico debido al hundimiento regional de los sitios 1 y 4.

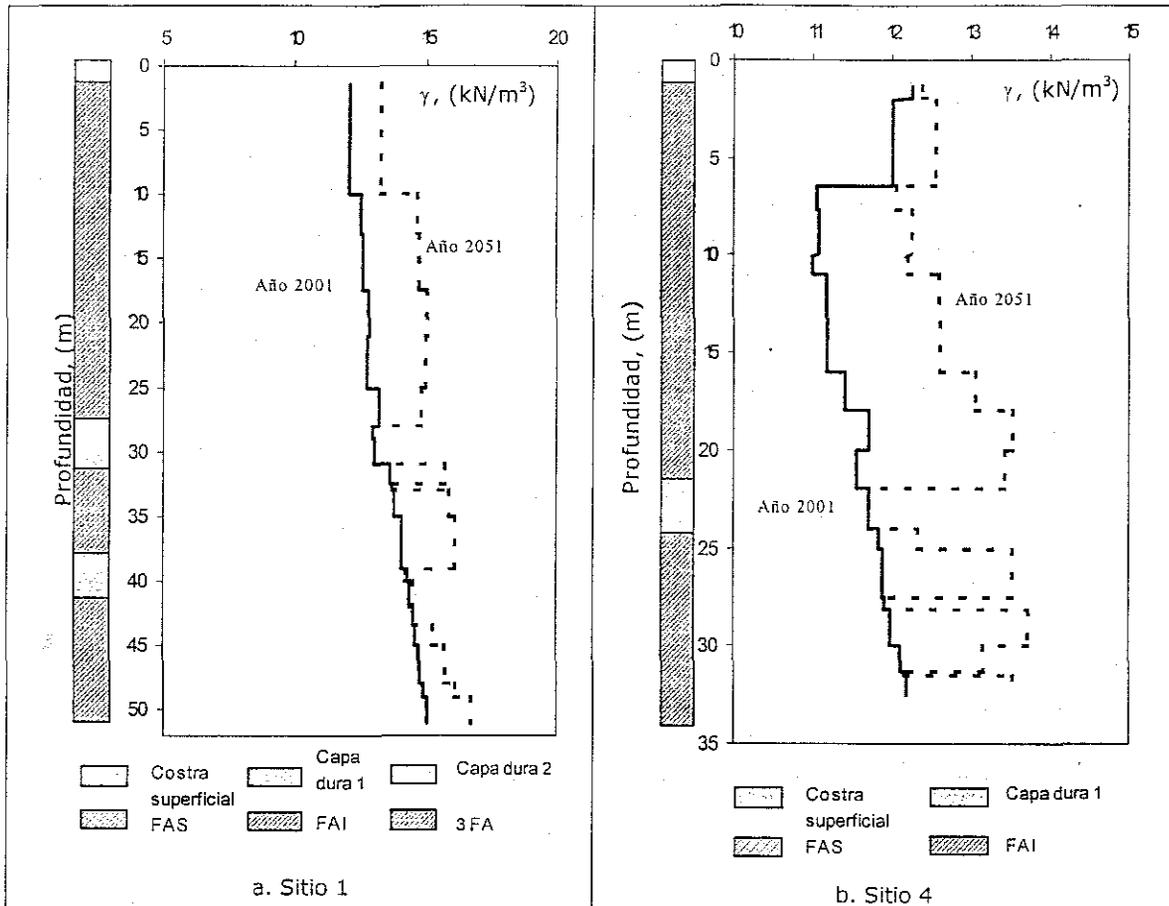


Figura 4.5. Aumento del peso volumétrico del año 2001 al 2051 en los sitios 1 y 4.

Relación de vacíos

El cambio en la relación de vacíos se considera por medio de la siguiente ecuación:

$$\frac{\delta(t)}{h_i} = \frac{\Delta e}{1+e} \tag{4.2}$$

donde, Δe es la disminución de la relación de vacíos, e es la relación de vacíos inicial y h_i es el espesor del estrato. Esta expresión implícitamente supone que la compresión del suelo es unidimensional.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

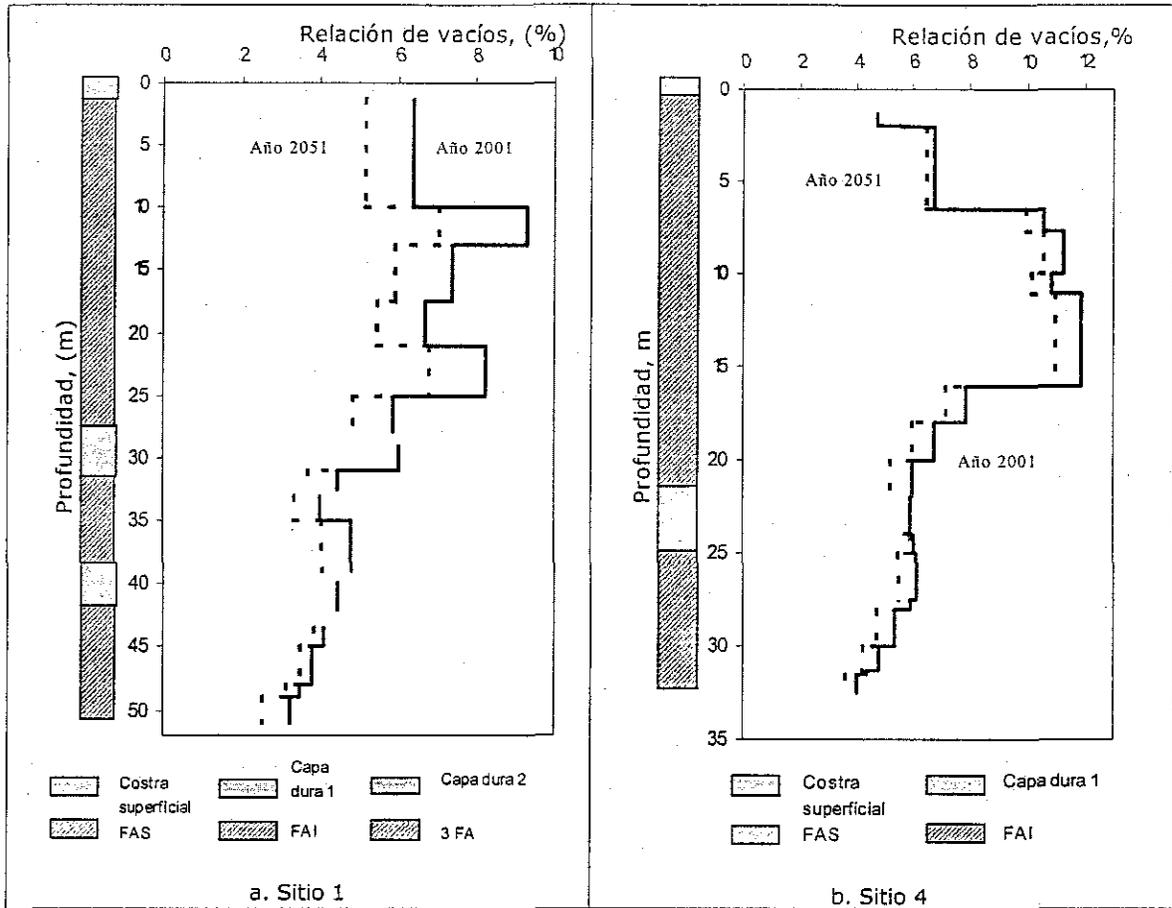


Figura 4.6. Evolución de la Relación de Vacíos

Contenido de agua

Asumiendo que la compresión en las arcillas es unidimensional, se usó la siguiente ecuación para calcular los cambios en el contenido de agua a partir de la compresión del estrato, [Mazari et al, 1985]:

$$w_f = w_i \left[1 - \frac{\delta(t)}{h_i} \left(\frac{1+e_i}{e_i} \right) \right] \tag{4.3}$$

donde, w_i y w_f son los valores iniciales y finales del contenido de agua del estrato de arcilla teniendo originalmente un espesor h_i , $\delta(t)$ es la compresión sufrida por el estrato y e_i es la relación de vacíos inicial. Si la arcilla está totalmente saturada tenemos:

$$w_t = w_i \left[1 - \frac{\delta(t)}{h_i} \left(1 + \frac{1}{w_i G_s} \right) \right] \quad (4.4)$$

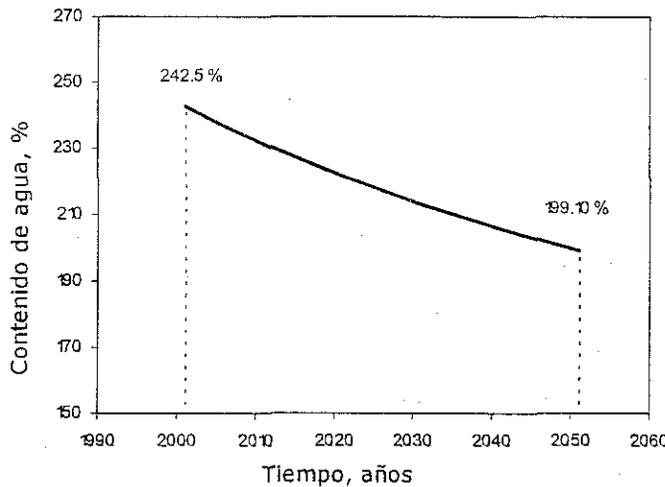


Figura 4.7. Evolución del contenido de agua



La Figura 4.8 muestra la disminución del contenido de agua para un sustrato localizado en el sitio 14 a una profundidad de 17.00 m.

Resistencia

Debido a que la resistencia de punta obtenida medida con el cono eléctrico, q_c , es proporcional al esfuerzo cortante del suelo, y por otro lado, el cociente entre el esfuerzo cortante y el esfuerzo efectivo vertical es constante para arcillas normalmente consolidadas (arcillas de México), las modificaciones a la resistencia a la penetración y a la compresibilidad debido al incremento de los esfuerzos efectivos pueden estimarse utilizando una correlación aproximada [Santoyo et al,1989].

$$q_c = N_\sigma \sigma'_v(t) = N_\sigma (\sigma'_{v0} + \Delta u(t)) \quad (4.5)$$

donde σ'_{v0} es el valor del esfuerzo efectivo inicial y N_σ es un parámetro que correlaciona la resistencia de penetración del cono con el esfuerzo vertical in situ. Para el modelo se utilizó un valor N_σ de coeficiente de correlación de 5.5. Aunque ésta correlación muestra alguna dispersión, refleja una tendencia cualitativamente correcta. La Figura 4.5 muestra

el aumento del valor de resistencia de punta, q_c del año 2001 al 2051 para el sitio 1 y para el sitio 4.

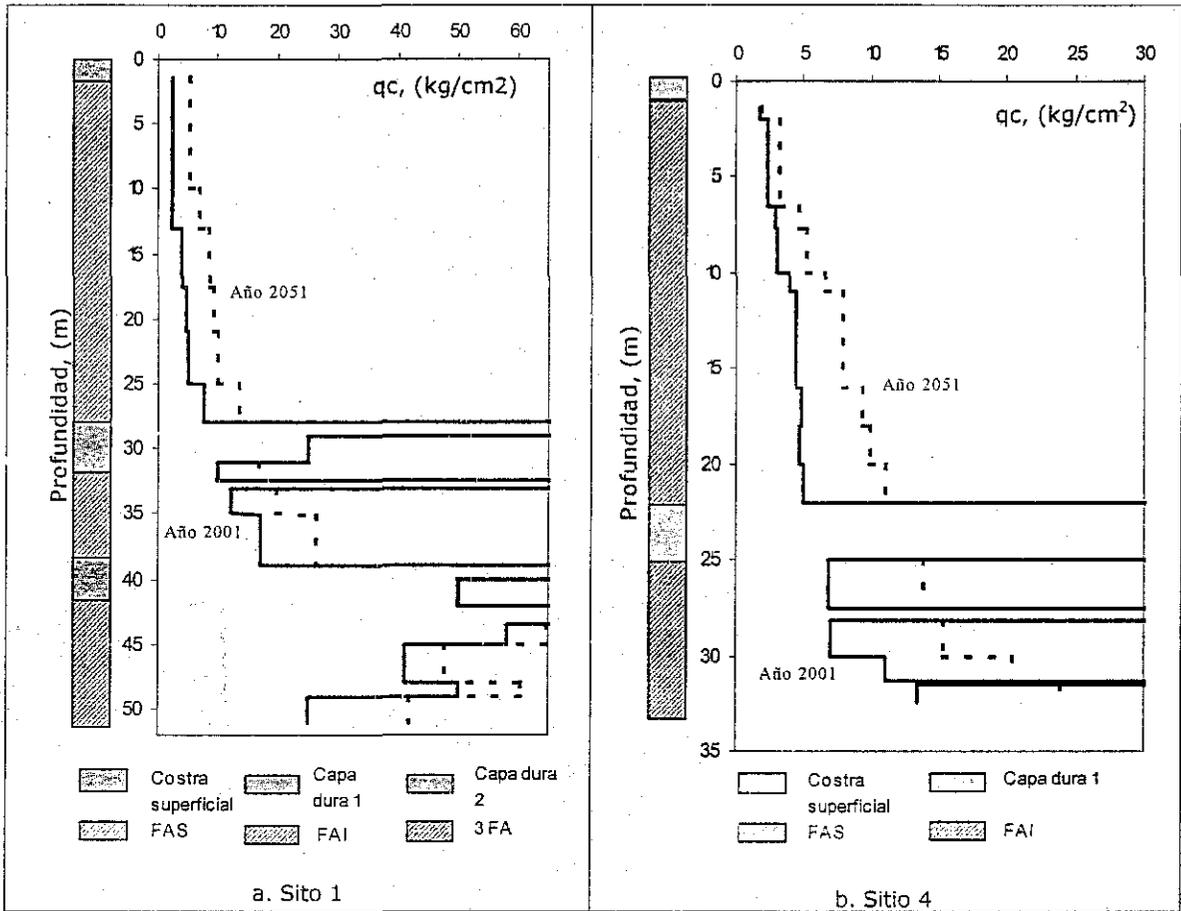


Figura 4.8. Aumento de los valores de q_c , entre el año 2001 al 2051.

Compresibilidad:

La resistencia de la arcilla se puede expresar de la siguiente manera [Romo y Ovando, 1989]:

$$c_u(t) = \frac{M}{2} [p'_o + \Delta u(t)] \exp\left(\frac{\Gamma - N}{\lambda}\right) \tag{4.6}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

en donde $M = \frac{6(\text{sen}\phi')}{3 - \text{sen}\phi'}$; Γ y N son las ordenadas a una presión de referencia de la línea de estado crítico y de la consolidación virgen isotrópica en el espacio, p'_0 es la presión efectiva media en el sitio al inicio del período de análisis y ϕ' el ángulo de fricción interna expresado en términos de esfuerzos efectivos. El parámetro λ es la compresibilidad isotrópica del material y está relacionado con el módulo de compresibilidad volumétrica a través de:

$$m_v = \frac{\lambda}{(1+e)\sigma'_v} = \frac{\lambda}{(1+e)[\sigma'_0 + \Delta u(t)]} \tag{4.7}$$



en donde σ'_0 es el esfuerzo vertical efectivo al inicio del período estudiado.

Como se observa en las expresiones anteriores (4.6) y (4.7) la resistencia es función directa de los incrementos de esfuerzos efectivos y también aumenta exponencialmente conforme se reduce la compresibilidad del suelo, de acuerdo con la ecuación de (4.5).

4.3 Asentamientos

Las isocronas mostradas en las figuras 4.1 a 4.4 se pueden expresar como funciones del tiempo, $\Delta u(t)$, de las cuales se obtuvieron los cambios en los esfuerzos efectivos, con el fin de determinar los asentamientos futuros, aplicando la ecuación 3.6.

Se consideró que los suelos compresibles se extendían hasta la base de la tercera formación arcillosa. La formación arcillosa superior, inferior y la tercera formación arcillosa se subdividieron en substratos de espesores variables. A cada substrato le correspondió un valor de qc promedio para estimar el valor correspondiente de m_v con la correlación de la Figura 2.6

Las siguiente tabla muestra los resultados de los asentamientos obtenidos en todos los sitios analizados desde el año 2011 hasta el año 2051.



Sitio	Asentamientos, m				
	2011	2021	2031	2041	2051
1	1.89	3.28	4.43	5.42	6.28
2	0.95	1.99	2.99	3.91	4.76
3	1.04	2.19	3.29	4.18	5.30
4	0.55	1.13	1.65	2.12	2.38
5	0.60	1.21	1.84	2.46	2.95
6	0.21	0.53	0.95	1.34	1.65
7	0.50	1.05	1.76	2.31	2.56
8	0.30	0.84	1.43	2.02	2.40
9	0.29	0.78	1.35	1.85	2.18
10	0.23	0.58	0.91	1.29	1.49
11	0.40	1.16	2.06	2.93	3.74
12	0.27	0.72	1.23	1.73	2.19
13	0.28	0.72	1.16	1.51	1.69
14	0.62	1.61	2.63	3.61	4.05
15	0.30	0.84	1.43	2.00	2.52
16	0.41	0.94	1.49	2.04	2.58
17	0.33	0.62	0.69	1.19	1.40
18	0.20	0.37	0.61	0.84	1.00
19	0.32	0.83	1.42	2.03	2.62
22	0.32	0.91	1.57	2.19	2.77
28	0.34	0.97	1.62	2.35	3.06
31	0.54	1.11	1.67	2.20	2.71
32	0.61	1.11	1.74	2.45	2.82
33	0.24	0.50	0.75	1.00	1.20
34	0.31	0.68	1.02	1.32	1.54
35	0.24	0.74	1.30	1.84	2.33
36	0.29	0.81	1.35	1.88	2.36
37	0.45	0.91	1.37	1.94	2.30

Tabla 4.3. Asentamientos obtenidos en los 28 sitios estudiados.

A continuación se grafican los asentamientos obtenidos a lo largo de las tres pistas del proyecto del nuevo aeropuerto de la ciudad de México.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

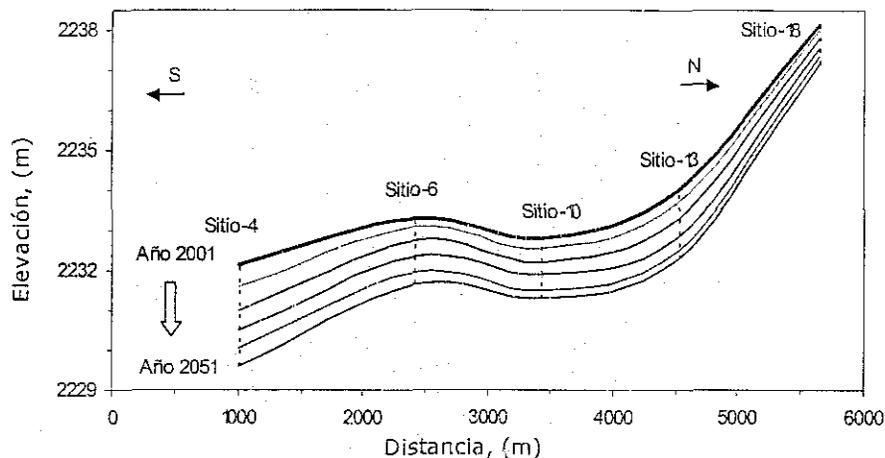


Figura 4.9. Asentamientos a lo largo de la pista 01D/19I

Pista 01D/19I. Esta pista se encuentra en la porción oriental del terreno, donde el subsuelo presenta características especiales, pues a lo largo del eje de la pista se puede tipificar como el de una zona de transición (ver Figura 2.4). Desafortunadamente no se cuenta con la nivelación completa del eje de esta pista debido a los problemas de acceso al lugar. Los sitios donde se calcularon los asentamientos con el modelo aquí descrito son el #4, #6, #10, #13 y #18. En la Figura 4.9 se presenta el perfil de los hundimientos absolutos estimados en los puntos referidos en varios instantes del espacio temporal de la modelación, el cual está comprendido entre el 2001 y el 2051. Dichos hundimientos son los que, de acuerdo con estos cálculos, se acumularán en esos sitios en los próximos 50 años.

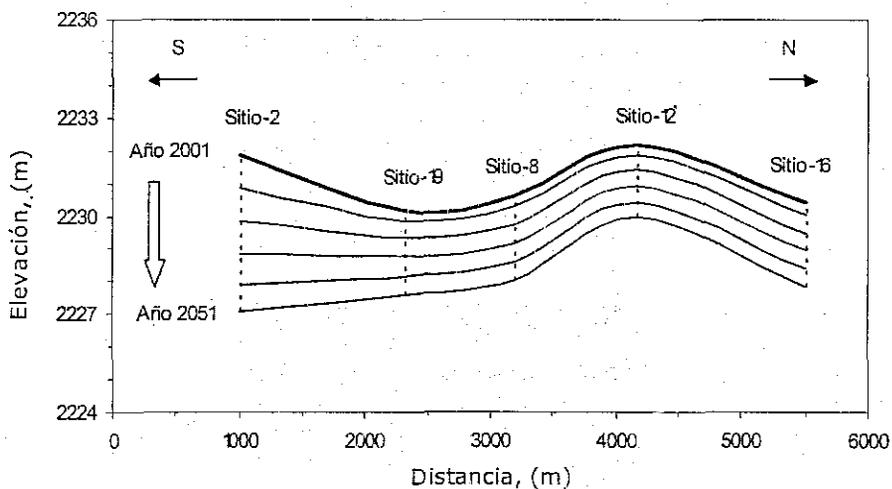


Figura 4.10. Asentamientos a lo largo de la pista 01C/19C

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Pista 01C/19C. En el perfil de hundimientos de la pista central, Figura 4.10, se observa que los asentamientos de mayor magnitud se presentarán en su cabecera sur. Estos

perfiles de hundimiento son cualitativamente similares a los de la pista 01I/19I. Las distribuciones de hundimiento en la porción sur de la pista son más uniformes que en la pista 01I/19I, pero hacia el norte se aprecian ondulaciones suaves que reflejan las diferencias de compresibilidad encontradas en el subsuelo.

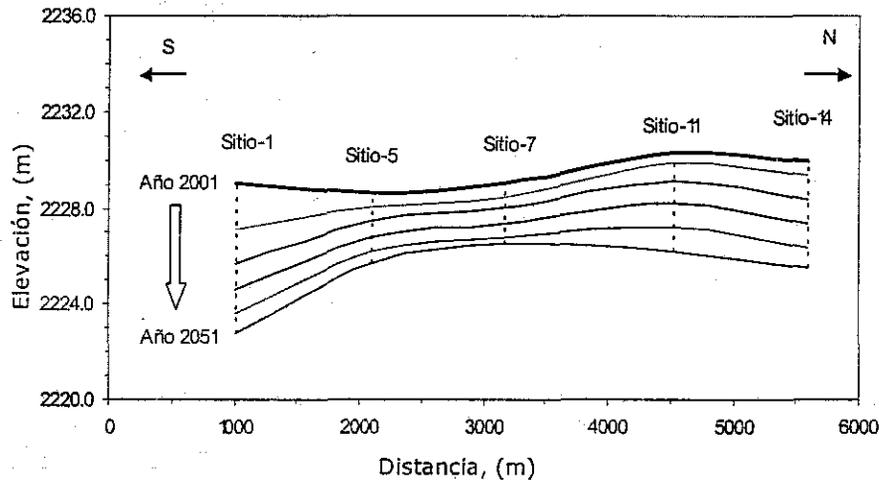


Figura 4.11. Asentamientos a lo largo de la pista 01I/19D

Pista 01I/19D. Los suelos a lo largo de la pista 01I/19D son típicos de la zona lacustre y a lo largo de su eje se presenta una uniformidad estratigráfica notable. En la Figura 2.6 se observa que los espesores de los principales paquetes de suelos disminuyen en espesor de sur a norte. Consecuentemente los mayores asentamientos ocurrirán en el extremo sur de la pista donde los espesores de arcillas compresibles son más grandes, tal y como se aprecia en la Figura 4.11. En el extremo norte de esta pista se tienen arcillas aún más compresibles, pero de menor espesor que las del sur. La configuración de hundimientos de dicha figura es consistente con las propiedades de los suelos obtenidas con base en los trabajos de campo y laboratorio. Las cabeceras de la pista 01I/19D corresponden a los sitios #1 y #14, cuyas elevaciones determinadas en junio de 2001 eran respectivamente 2,228.2 y 2,229.2 m.s.n.m. Es decir, en esa fecha existía un desnivel de un metro que equivale a una pendiente promedio de 0.02 % entre ambas cabeceras, suponiendo que la distancia entre ambos puntos es de 5,000 m. De acuerdo con los resultados observados, los hundimientos diferenciales entre estos dos puntos al cabo de 50 años aumentarían a 3.31 m, con lo cual la pendiente media sería de alrededor de 0.066 %; es decir el incremento de pendiente sería del orden de 0.046 %.

Además, se calcularon los asentamientos a lo largo de tres secciones transversales: sección transversal norte Figura 4.12, central Figura 4.13 y sur. Figura 4.14, las cuales pasan por las cabeceras de las tres pistas y aproximadamente, por sus secciones centrales.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

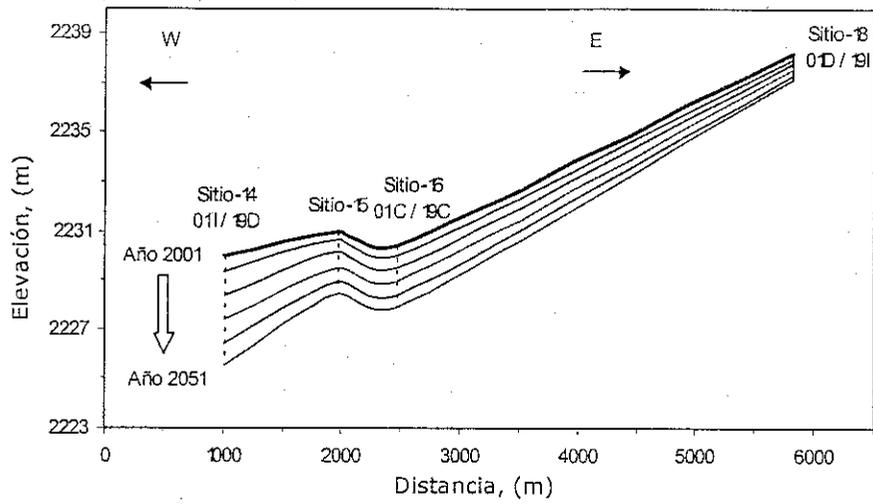


Figura 4.12. Asentamientos a lo largo del corte transversal norte

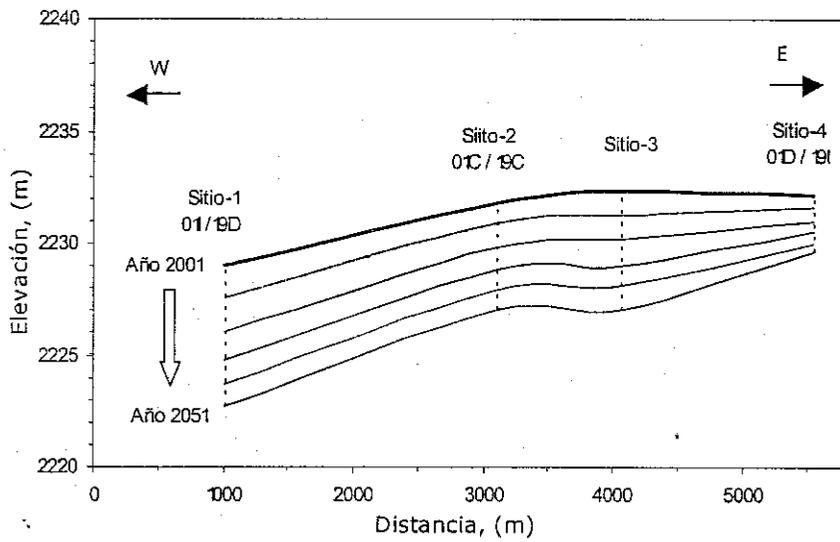


Figura 4.13. Asentamientos a lo largo del corte transversal central.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

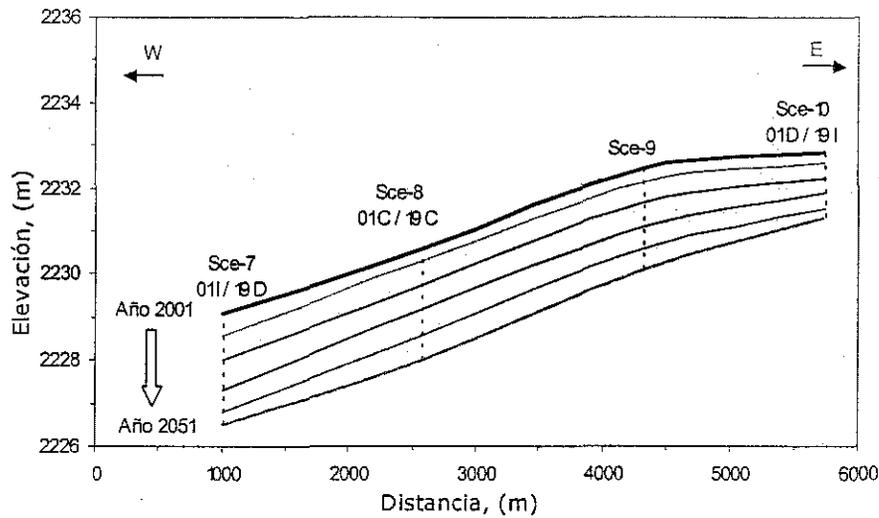
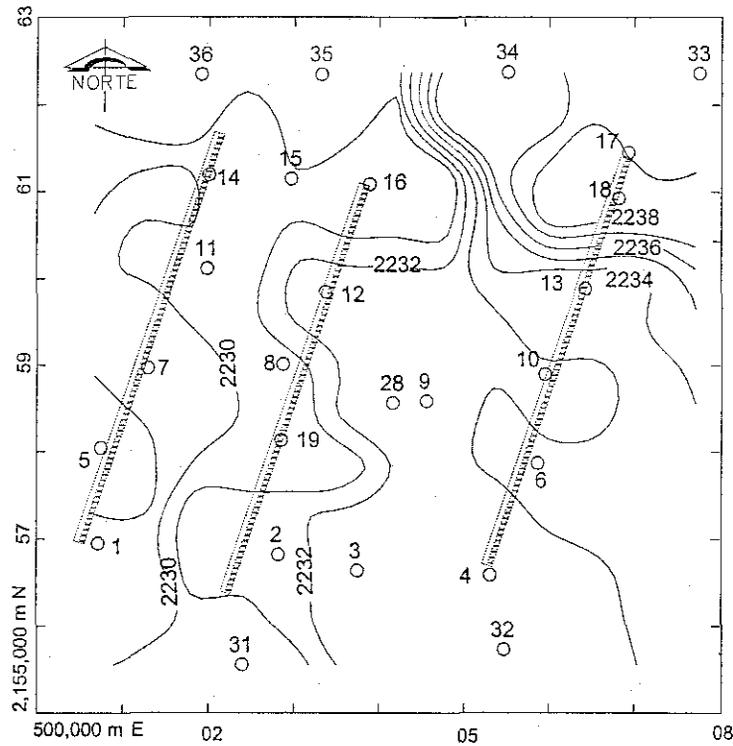


Figura 4.14. Asentamientos a lo largo de la pista transversal sur

Como se observa en estas figuras, los asentamientos calculados en estas secciones son más uniformes que a lo largo de los ejes de las pistas.

Las elevaciones actuales de los sitios estudiados y los asentamientos que se presentarán para el año 2051 se muestran en la Figura 4.15 y 4.16. Para obtener la representación gráfica de las curvas de nivel se utilizó un método kriging de interpolación con ayuda del programa SURFER. Este es un método de interpolación que estima los valores desconocidos de los datos conocidos, utilizando en la estimación las características de variabilidad y correlación espacial del fenómeno estudiado.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 4.15. Curvas de nivel para el año 2001

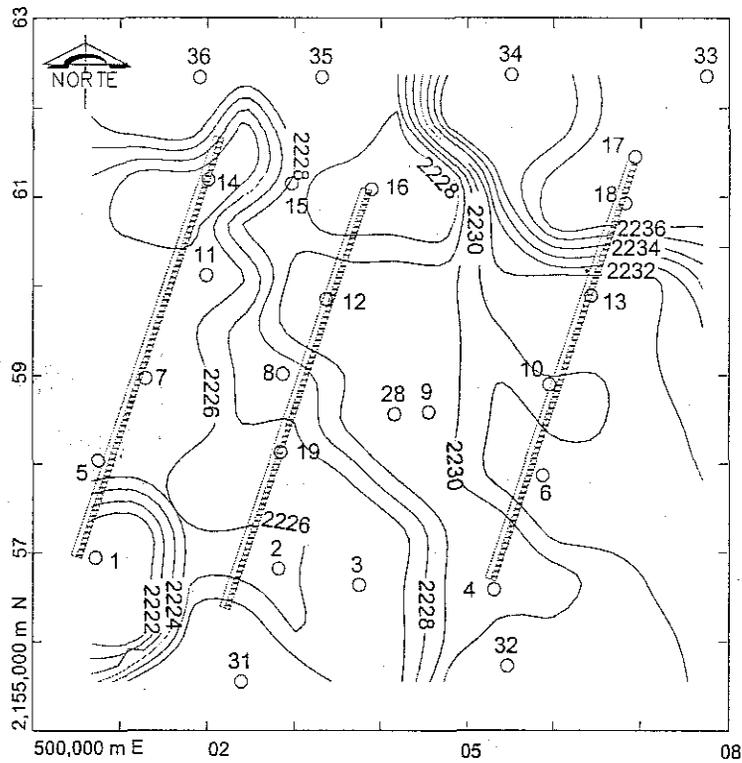


Figura 4.16. Curvas de nivel para el año 2051

Aunque los resultados que aquí se presentan son cualitativamente correctos, debe reconocerse que no es posible estimar su magnitud real con precisiones significativamente mayores. Sin embargo, la aproximación mejorará cuando se disponga de observaciones instrumentales que permitan definir, a partir de lecturas en los piezómetros instalados en el sitio, las tasas reales de abatimiento de la presión de poro. Estas últimas dependen en buena medida del régimen incierto de operación de las bombas con las que se extrae el agua del acuífero que subyace a las arcillas lacustres.

Limitaciones del modelo

El modelo que se utilizó para la consolidación regional es el modelo más simple que se puede emplear para estudiar y analizar este fenómeno. Aunque ciertamente se han desarrollado otros modelos más completos que podrían aplicarse con el mismo fin, su uso no se justifica atendiendo, primero, a los objetivos generales de este estudio y, segundo, a la calidad y cantidad de los datos disponibles para definir los parámetros significativos en estos modelos y en la dificultad práctica para calibrarlos. A pesar de lo anterior, la forma de aplicar el modelo de Terzaghi es novedosa, pues se incorporaron condiciones de frontera dependientes del tiempo, aprovechando datos obtenidos en estaciones piezométricas que también permitieron calibrarlo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Parámetros dinámicos y modelo evolutivo

5.1 Parámetros dinámicos en el depósito de suelo

El módulo de rigidez al corte y el coeficiente de amortiguamiento son parámetros imprescindibles para efectuar análisis de la respuesta sísmica de depósitos de suelo. Estos cambian debido a la consolidación de los estratos arcillosos, dando por resultado la modificación en la respuesta sísmica.

En esta tesis, los parámetros dinámicos utilizados en el análisis de la respuesta sísmica se obtienen por medio de resultados de pruebas de laboratorio y campo, y con las ecuaciones descritas en este inciso.

Velocidad de onda

En esta investigación, el valor inicial, es decir, para el año 2001, de la velocidad de onda, V_s , en los estratos compresibles de arcilla fue obtenido indirectamente a partir de los resultados de pruebas de cono eléctrico, haciendo uso de una correlación semiempírica en función de la resistencia de punta, q_c , desarrollada por Ovando y Romo [1992]. Esta correlación se basa en la teoría de la expansión de cavidades y en modelos de comportamiento no lineal de tipo hiperbólico y exponencial, y se expresa como:

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c}{\gamma_{nat} N_{kh}}} \quad (5.1)$$

donde η es una constante que depende del tipo de suelo, q_c es el valor de la resistencia de punta, γ_{nat} es el peso volumétrico natural del suelo y N_{kh} es un parámetro de correlación para el área estudiada. En este trabajo se utilizaron los valores de $\eta = 23.33$ y $N_{kh} = 9.5$ en la ecuación (5.1), los cuales corresponden a las arcillas compresibles de la cuenca de México, como las que existen en el ex-lago de Texcoco [Ovando y Romo, 1992]. La velocidad de onda de corte también se ha correlacionado, recientemente, con q_c , empleando redes neuronales artificiales [Romo *et al*, 2000], pero para fines de este estudio se utiliza únicamente la ecuación 5.1.

La velocidad de onda se calcula, considerando los efectos del hundimiento regional, con la ecuación 5.2. Esta ecuación se obtiene reemplazando las ecuaciones (4.1) y (4.2) en la ecuación 5.1.

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c + N_\sigma \Delta u(t)}{\gamma_{nat} N_{kh}}} = \eta \sqrt{\frac{q_c + N_\sigma \Delta u(t)}{\left(\frac{\gamma_i}{1 - \delta(t)/h_i}\right) N_{kh}}} \quad (5.2)$$

Como se observa, el valor de la velocidad, V_s , depende de dos funciones del tiempo: el abatimiento piezométrico, $\Delta u(t)$, y la compresión o hundimiento del estrato considerado, $\delta(t)$, así como el valor de la resistencia de punta, q_c , y del coeficiente de correlación N_σ , definidos en el inciso 4.2.

Módulo de rigidez al corte

El valor aproximado de G_{max} para el año 2001, se obtiene a partir de la velocidad de propagación de onda de corte, V_s , (ecuación 5.1) y la siguiente relación elástica.

$$G_{max} = \rho V_s^2 = \frac{\gamma_{nat}}{g} V_s^2 \quad (5.3)$$

donde, ρ es la densidad y g es la aceleración de la gravedad.

La forma de la curva de degradación del módulo de rigidez se puede expresar por medio de funciones hiperbólicas, como sigue [Romo, 1995]:

$$G(\gamma, t) = G_{max} [1 - H(\gamma)] \quad (5.4)$$

donde $G(\gamma, t)$ es el módulo de rigidez al corte para cualquier deformación γ , y

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{2B}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{2B}} \right]^A \quad (5.5)$$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

En la ecuación 5.5, γ_r es la deformación de referencia, definida como aquella para la cual el módulo vale el 50% del valor del módulo de rigidez máximo; A y B son funciones del índice de plasticidad y se determinan experimentalmente. A' depende del índice de consistencia: $A = A' + Ir$. Las gráficas de A y B en función del índice de plasticidad se muestran en la Figura 5.1. Como es de esperarse, γ_r también depende del índice de plasticidad o de la consistencia relativa, ver Figura 5.2. Dobry y Vucetic [1987] ya habían notado con anterioridad la influencia del índice de plasticidad de las arcillas en la curva de degradación del módulo de rigidez.

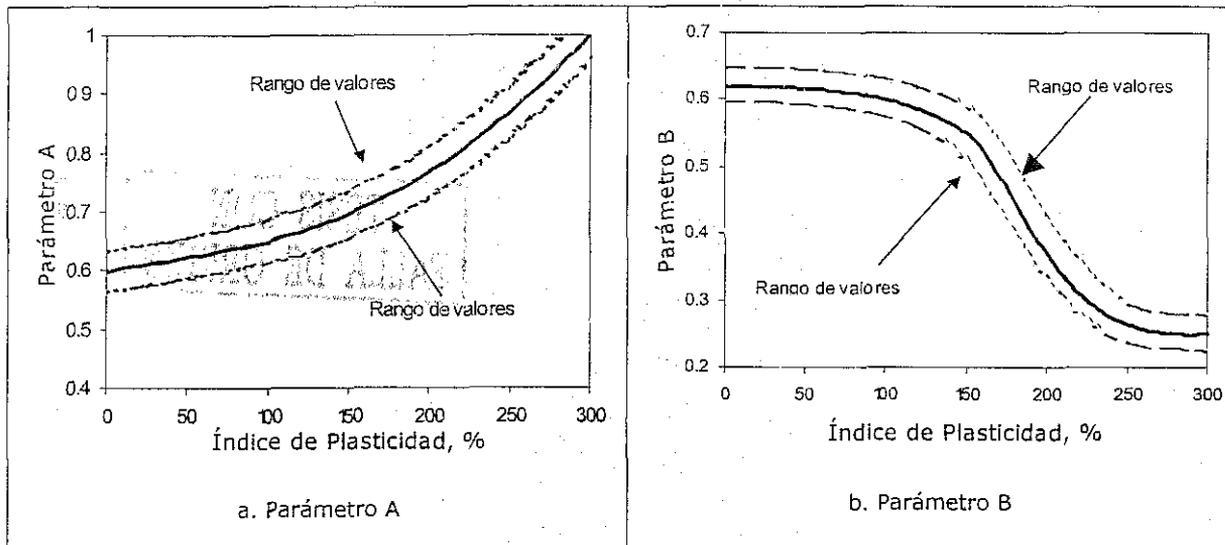


Figura 5.1. Gráficas de los parámetros A y B con el índice de plasticidad

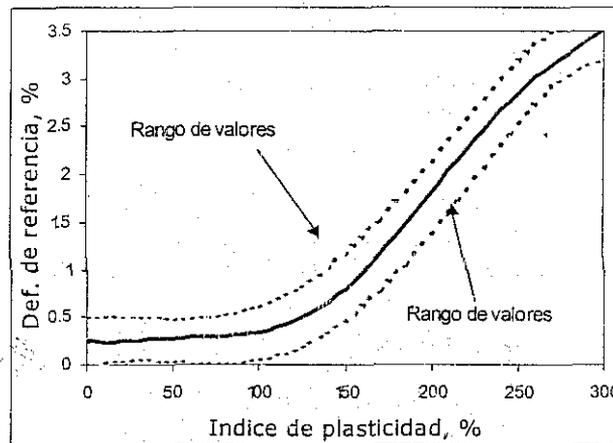


Figura 5.2. Relación de la deformación de referencia con el índice de plasticidad

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Los efectos de la consolidación por el bombeo en los valores del módulo G_{max} se determinaron por medio de la siguiente ecuación [Ovando y Romo, 1992; Ovando et al, 2002]:

$$G_{\max} = \frac{\eta^2}{g} \left(\frac{q_{ci} + N_{\sigma} \Delta u(t)}{N_{kh}} \right) \quad (5.6)$$

donde $\Delta u_i(t)$ es el decremento de la presión de poro para un tiempo t , y g es la aceleración de la gravedad. Para el modelo se utilizaron los valores de $N_{\sigma} = 5.5$, $\eta = 23.33$ y $N_{kh} = 9.5$ con base en estudios previos [Romo y Ovando, 1995; Santoyo et al, 1989].

Reemplazando la ecuación 5.6 en la ecuación 5.4 se pueden definir las curvas de rigidez deformación considerando el efecto del bombeo.

$$G(\gamma, t) = \frac{\eta^2}{g} \left(\frac{q_{ci} + N_{\sigma} \Delta u(t)}{N_{kh}} \right) (1 - H(\gamma))$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Amortiguamiento

Suponiendo que el suelo se comporta como un material viscoelástico antes de la falla, el coeficiente de amortiguamiento histerético puede ser expresado como [Harding y Drnevich, 1972]:

$$\lambda = \lambda_{\max} (1 - G/G_{\max}) \quad (5.7)$$

Reemplazando las ecuaciones (5.4) y (5.5) en la ecuación 5.7, se obtiene:

$$\lambda = (\lambda_{\max} - \lambda_{\min}) H(\gamma) + \lambda_{\min} \quad (5.8)$$

donde λ_{\max} y λ_{\min} son los valores máximo y mínimo inicial del coeficiente de amortiguamiento después de la falla. Experimentalmente, para las arcillas de la ciudad de México se han obtenido valores de λ_{\max} entre el 15% y 20%, y entre 0.5% a 3% para λ_{\min} [Romo y Ovando, 1996].

Todos los valores de las propiedades del suelo obtenidos por medio de las ecuaciones descritas anteriormente fueron calibrados con pruebas de laboratorio de columna resonante [Vega-Muñoz, 2003] y utilizando los resultados de ensayos efectuados en una cámara triaxial estática implementada para estudiar el comportamiento de materiales arcillosos a bajos niveles de deformación [Ovando et al, 2002]. y además con resultados de pruebas de campo de cono sísmico. De la misma manera, las curvas de rigidez-deformación y amortiguamiento-deformación utilizadas en este estudio también se

calibran con resultados de las pruebas de laboratorio y de campo mencionadas anteriormente.

5.2 Evolución de los parámetros dinámicos

En el cálculo de las propiedades dinámicas para el año 2001 se utilizaron las ecuaciones 5.1 y 5.3. Para determinar las propiedades dinámicas desde el año 2011 hasta el 2051, se emplearon las isocronas obtenidas en cada sitio, ver Figuras 4.1 y 4.2. Por medio de estas se calcularon los valores de los esfuerzos efectivos que fueron utilizados conjuntamente con las ecuaciones 5.2, 5.6 y 5.8, para obtener las curvas de módulo de rigidez-deformación y amortiguamiento-deformación.

A manera de ejemplo se muestran a continuación algunas de las gráficas de las relaciones de módulo de rigidez-deformación y amortiguamiento-deformación a diferentes profundidades

En las Figuras 5.3 a la 5.6 se observa el incremento del módulo de rigidez al corte a través de los años, al reducirse la presión de poro debido a la consolidación regional. También se observa que ni las formas de las curvas, ni los valores del amortiguamiento se ven afectados por los incrementos en los esfuerzos efectivos producidos por el bombeo. Las variaciones en el valor del módulo de rigidez y del amortiguamiento dependen del cambio en los esfuerzos efectivos, inducidos por el bombeo.

La Figura 5.3 muestra cómo el valor del módulo de rigidez al corte en el sitio 1 aumenta a través de los años, de un valor de 11.5 MPa en el año 2001 a 24.3 MPa en el año 2051. Es decir, un aumento de 12.8 MPa en 50 años para un substrato ubicado entre los 30.0 y los 32.5 m de profundidad de la formación arcillosa inferior, ver Figura 4.1a. Los incrementos medios de esfuerzos efectivos debido a la consolidación en este substrato son del orden de 22.5 kPa/año.

La Figura 5.4 muestra un aumento en el módulo de rigidez en el sitio 4, de 7.74 MPa a 15.60 MPa. Es decir, un incremento de 7.86 MPa en 50 años para un substrato ubicado en la segunda formación arcillosa a una profundidad de 26 m, ver Figura 4.2a. Los incrementos medios de esfuerzos efectivos son de 20.0 kPa/año.

La Figura 5.5 muestra que el módulo de rigidez en el sitio 14 pasa de 5.40 MPa en el año 2001 a 11.65 MPa en el año 2051. Es decir, aumenta 5.4 MPa en 50 años, para un substrato localizado en la primera formación arcillosa a una profundidad de 15 m, ver figura 4.2b. El incremento medio de esfuerzos efectivos en este substrato resultó de 19.0 kPa/año.

La Figura 5.6 muestra un aumento en el módulo de rigidez en el sitio 18 de 11.5 MPa a 14.0 MPa. Lo cual significa un incremento de 2.5 MPa en 50 años para un substrato localizado en la primera formación arcillosa a una profundidad de 10.0 m, ver Figura 4.4a. Este incremento corresponde a un aumento en los esfuerzos efectivos medios de 13.54 kPa/año. Comparativamente, en el sitio 18 se tienen los mayores valores de resistencia de punta, q_{cr} , y los menores asentamientos, ver tabla 4.3.

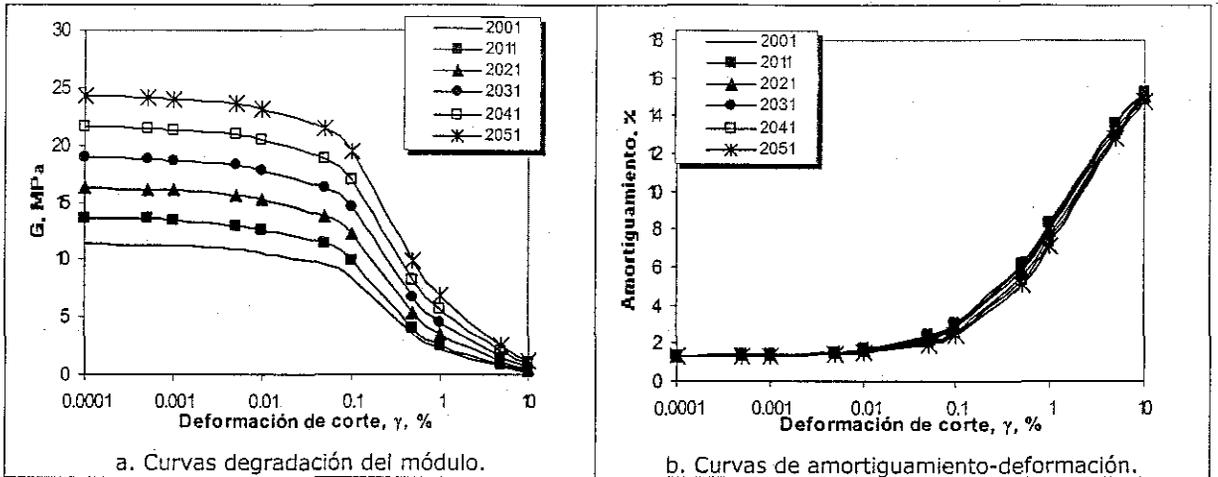


Figura 5.3. Curvas del Sitio 1 para una profundidad de 30.0 m.

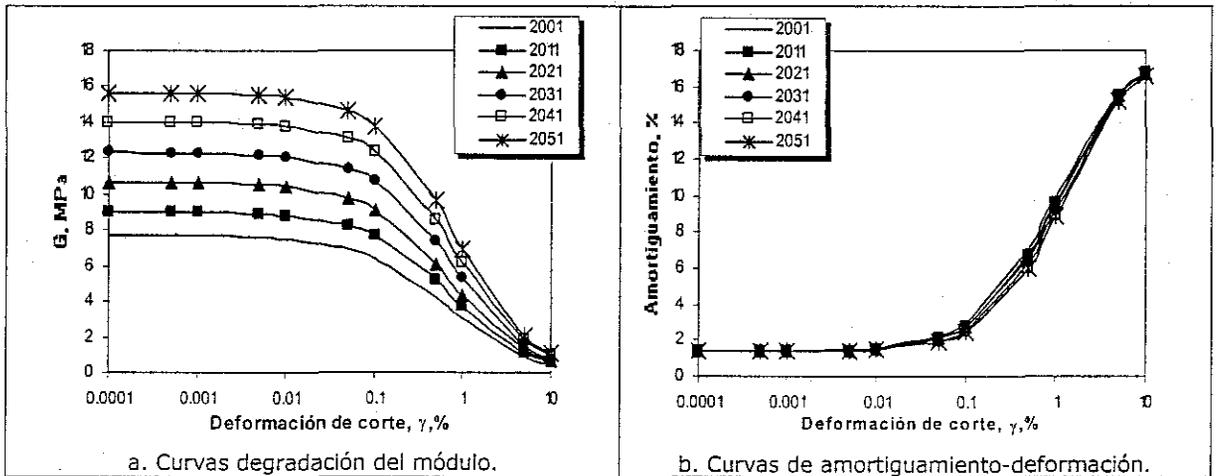


Figura 5.4. Curvas del Sitio 4 para una profundidad de 26.0 m

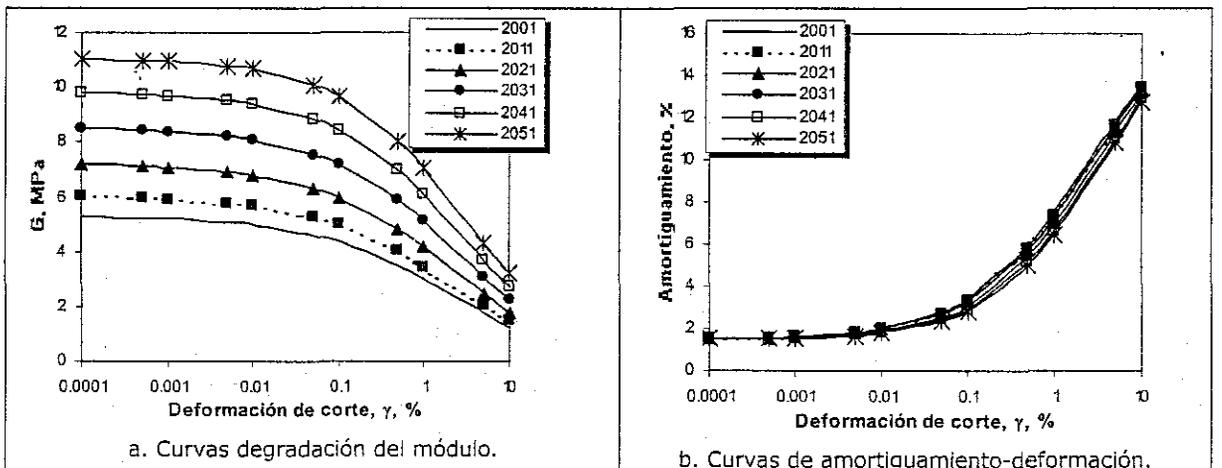


Figura 5.5. Curvas del Sitio 14 para una profundidad de 21.0 m

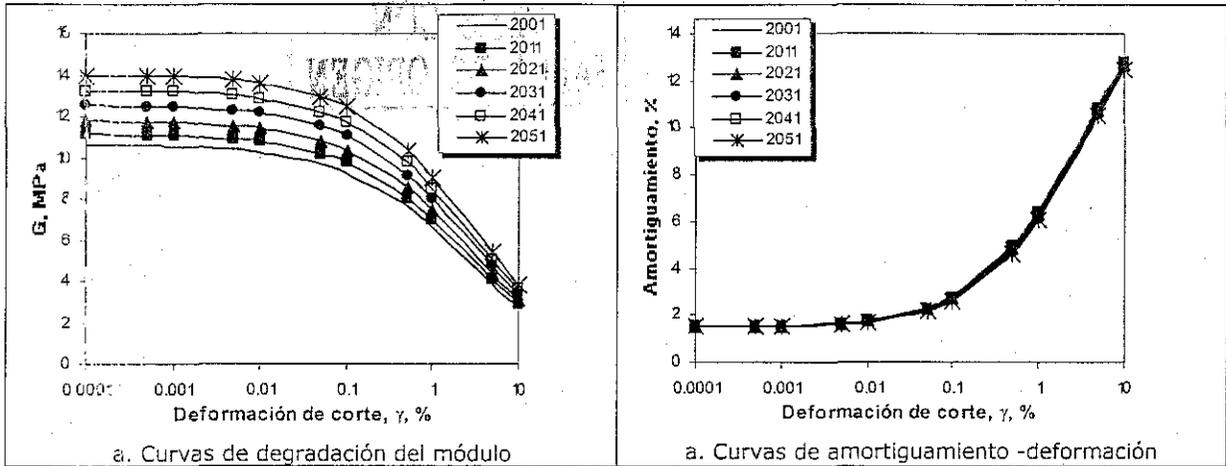


Figura 5.6. Curvas del Sitio 18 para una profundidad de 12 m.

Finalmente, la Figura 5.7 muestra el incremento de G_{max} en el tiempo, para los sitios anteriores. En esta figura se observa que los mayores incrementos se presentan en el sitio 1 y los menores en el sitio 18. Estos a su vez corresponde a los sitios de mayor y menor asentamiento, respectivamente.

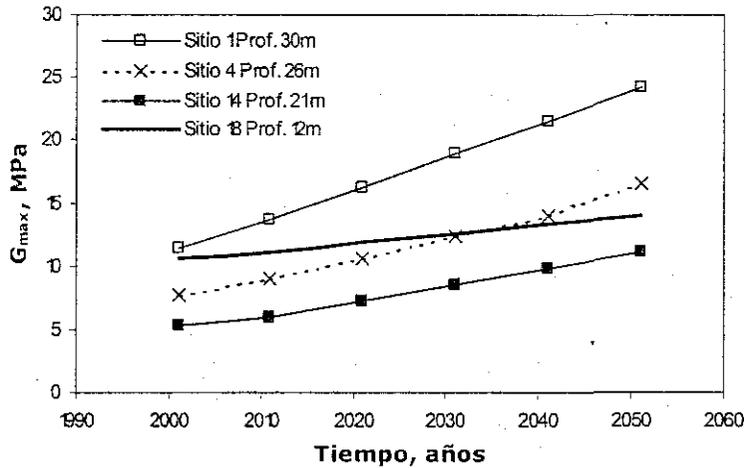


Figura 5.7. Incremento de G_{max} en el tiempo

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Calibración del modelo geodinámico

6.1 Calibración del modelo estratigráfico

La verificación del modelo estratigráfico se realiza mediante una comparación de los espectros de respuesta (componentes NS y EO) registrados en la estación TXS1 con los calculados en el sitio 1. Se hace uso de la estación TXS1 por ser la estación acelerográfica más cercana al predio, aproximadamente 1500 m del sitio 1 y por compartir una estratigrafía similar a la del sitio 1, ver Figura 6.1.

6.1.1 Obtención del Modelo estratigráfico

El modelo estratigráfico propuesto para los primeros 50 metros del sitio 1 se muestra en la Figura 6.2. Los resultados del sondeo en el sitio 1 (Figura 6.3) se usaron para definir los valores medios iniciales de las propiedades índices y mecánicas. Las propiedades dinámicas de módulo de rigidez y amortiguamiento se obtuvieron por medio de las ecuaciones 5.1, 5.3 y 5.7, y se calibraron como se explicó en el capítulo anterior. La Figura 6.4 muestra los valores de la velocidad de onda de corte utilizados en el modelo.

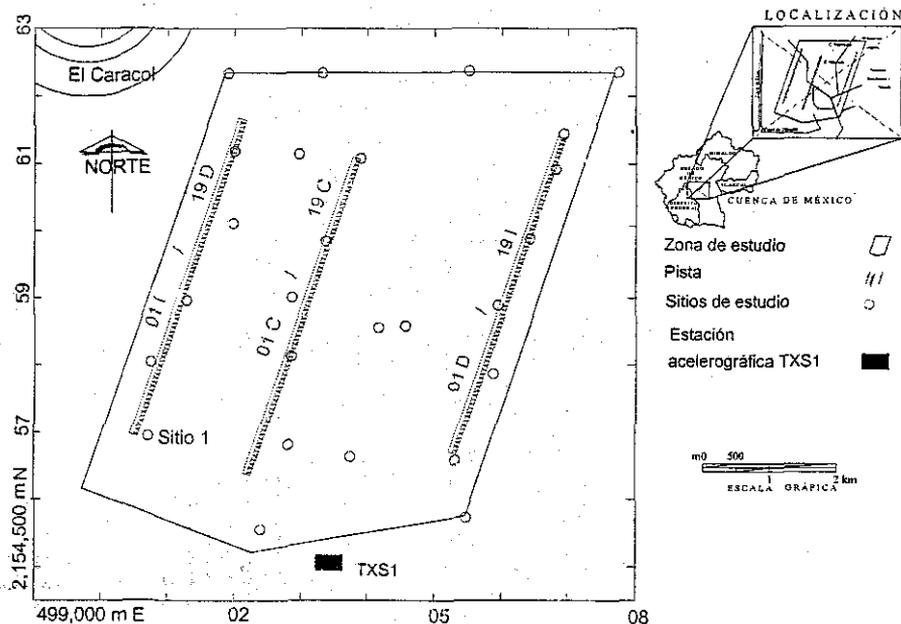


Figura 6.1. Ubicación de la estación acelerográfica TXS1

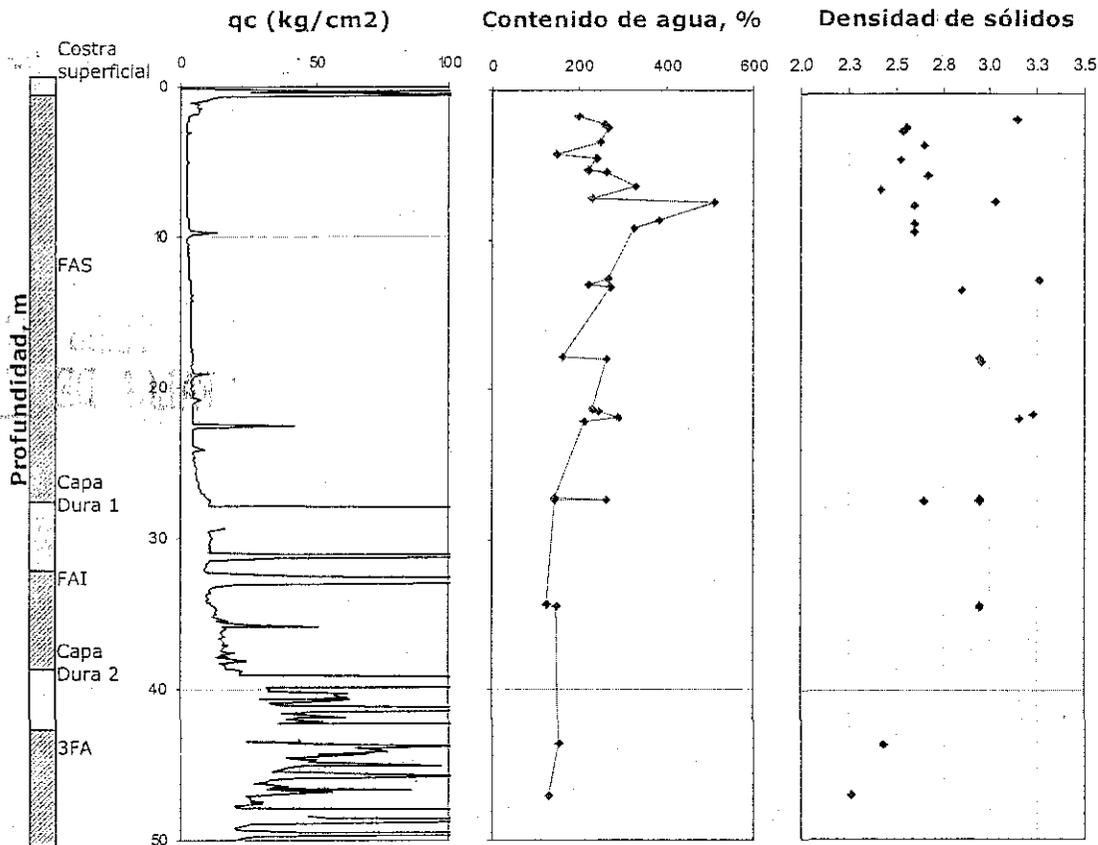
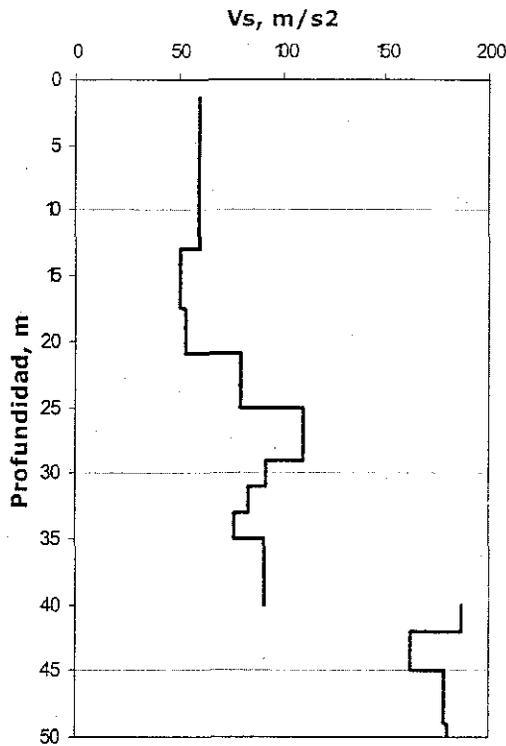


Figura 6.2. Sondeo geotécnico del sitio 1

Los primeros 50 metros del depósito se subdividieron en 15 substratos, a cada uno de los cuales se le asignó un valor medio de las propiedades índice y dinámicas para analizar la respuesta sísmica del sitio. A su vez, se determinaron las curvas de degradación del módulo de rigidez y de amortiguamiento-deformación, las cuales se definieron para cada substrato dependiendo de su índice de plasticidad, contenido de agua e índice de consistencia. La Figura 6.5 muestra las curvas de degradación del módulo y de amortiguamiento-deformación utilizadas para el sitio 1, en un substrato localizado a una profundidad de 40 m.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 6.3. Velocidad de onda cortante inicial para el sitio 1 utilizado en el modelo

Los parámetros dinámicos después de los 50 m se determinaron con ayuda de los datos de la prueba de refracción sísmica de Marsal y Graue [1969]. En dicho estudio se estima un valor de velocidad promedio de ondas de compresión (V_p) de 600 m/s, a una profundidad de 80 m. Desde esta profundidad y hasta los 300 m se tiene un estrato con una velocidad V_p de 1700 m/s. Finalmente, entre 300 y 1000 m de profundidad se tiene un valor de velocidad V_p de 2900 m/s. En base a los resultados de esta prueba se estableció el semiespacio del modelo a una profundidad de 1000 m. Los valores del amortiguamiento para los depósitos profundos fueron de 0.02% y la velocidad de onda cortante se obtuvo a partir de las velocidades de ondas compresionales con la siguiente expresión, Kramer (1996):

$$V_s = V_p \sqrt{\frac{1-2\nu}{2-2\nu}} \tag{6.1}$$

donde ν es el valor de la relación de Poisson. Se supuso para el análisis un valor medio de $\nu=0.18$, el cual corresponde aproximadamente a una roca.

Vera [2002] realizó un análisis similar para determinar las propiedades dinámicas de los depósitos profundos del ex-lago de Texcoco.

MEXICO 2002
MEXICO 2002

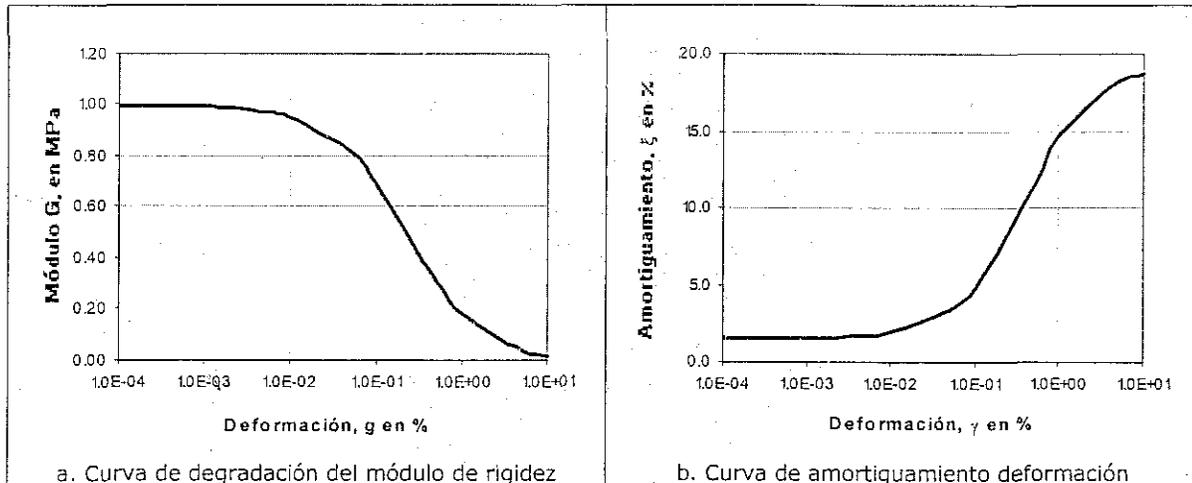


Figura 6.4. Curvas para el sitio 1 a una profundidad de 40.0 m.

Las características de la columna de suelo que mejor reprodujeron la respuesta sísmica del depósito es mostrada en la tabla 6.1.

No. de estratos	Espesor (m)	Peso volumétrico (kN/m ³)	Gmax (MPa)
1	3.00	12.00	2.58
2	2.00	11.04	3.26
3	2.30	11.06	3.48
4	3.50	11.00	4.38
5	2.00	11.16	4.94
6	2.00	11.41	5.39
7	2.00	11.71	5.17
8	2.00	11.54	8.50
9	3.00	11.70	10.50
10	2.50	11.88	8.90
11	3.80	12.10	14.18
12	3.00	12.17	17.28
13	2.50	13.93	28.09
14	2.70	13.83	28.09
15	3.65	14.22	78.25
16	70.00	17.65	456.05
17	100.00	17.65	982.17
18	250.00	18.63	4097.39
19	260.00	18.63	4097.97
20	270.00	19.61	6285.15
21	Infinito	19.61	7999.10

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Tabla 6.1. Columna de suelo para el sitio 1 condición inicial

6.1.2 Cálculo de espectros de respuesta

6.1.2.1 Metodología

El modelo de propagación unidimensional de ondas de corte SH, con incidencia vertical [Seed e Idriss, 1968] fue utilizado para la determinación de la respuesta dinámica del depósito. Este modelo simple ha sido usado con anterioridad para predecir satisfactoriamente la respuesta sísmica de los depósitos arcillosos de la ciudad de México, en la mayor parte de la vieja zona del lago [Rosenblueth y Ovando, 1995]. Además, la morfología del sitio permite que la hipótesis de estratos horizontales, en la cual se basa el modelo, sea lo suficientemente aproximada. Se ejecuta un análisis lineal equivalente con el fin de considerar los efectos no lineales, presentes a deformaciones mayores al umbral de deformación crítica. El umbral de deformación crítica es el valor de la deformación al corte a partir del cual se hace notorio el comportamiento no lineal del suelo. Los valores de deformación menores a este umbral generan un comportamiento lineal en el suelo.

Durante la verificación del modelo, se calculó la respuesta sísmica por medio de dos programas el RADSH [Bárcena y Romo, 1994] y el PROSHAKE [EduPro Civil Systems, 1999], con el fin de revalidar los resultados. En el inciso 6.1.3 se explica el procedimiento utilizado.

El programa RADSH utiliza espectros de respuesta como datos de entrada y resuelve la ecuación de movimiento usando el procedimiento de matrices de transferencia de un medio estratificado, propuesto por Haskell-Thomson [Thompson, 1950; Haskell, 1953]. La respuesta de una columna de suelo se obtiene por medio de la teoría de vibraciones aleatorias y se obtienen las respuestas máximas aplicando la teoría del valor extremo [Romo, 1977]. Con la respuesta, dada en términos de espectros de potencia, se calculan los valores máximos de las aceleraciones, deformaciones, esfuerzos medios y espectros de respuesta, en el primer estrato del depósito de suelo analizado.

El programa ProShake se basa en el modelo de propagación unidimensional de ondas de corte SH, con incidencia vertical. El ProShake toma como datos de entrada acelerogramas utilizando el método de la respuesta compleja para determinar la respuesta sísmica del terreno. En términos simples, la excitación de entrada se expresa como una suma de funciones armónicas de diferentes amplitudes, frecuencias y fases, por medio de la transformada rápida de Fourier. La respuesta para cada excitación armónica se calcula usando funciones de transferencia desarrolladas en el dominio de la frecuencia. La respuesta final se obtiene como la suma de la respuesta para cada armónico, por medio de la transformada inversa de Fourier. Schnabel, Lysmer y Seed [1972] codificaron este procedimiento en un software conocido con el nombre de SHAKE.

Los dos programas suponen que el suelo es un material viscoelástico, no lineal, donde los parámetros dinámicos no dependen de la frecuencia de excitación. El comportamiento no lineal es idealizado mediante el modelo lineal equivalente.

6.1.2.2 Definición de las excitaciones de diseño

Hiriart y sus colaboradores [1969] reportan que la base rocosa del depósito de suelo del predio aflora en la formación rocosa sobre la cual descansa la estación acelerográfica de San Miguel de Tlaixpan (TXCR). Debido a esto se utilizan los acelerogramas registrados

en la estación TXCR para obtener las excitaciones de diseño en el semiespacio. Estos registros acelerográficos se consideran como el movimiento total en el afloramiento, con lo cual se establece el movimiento incidente en el semiespacio, de acuerdo con la Figura 6.5 [Bárcena y Romo, 1994].

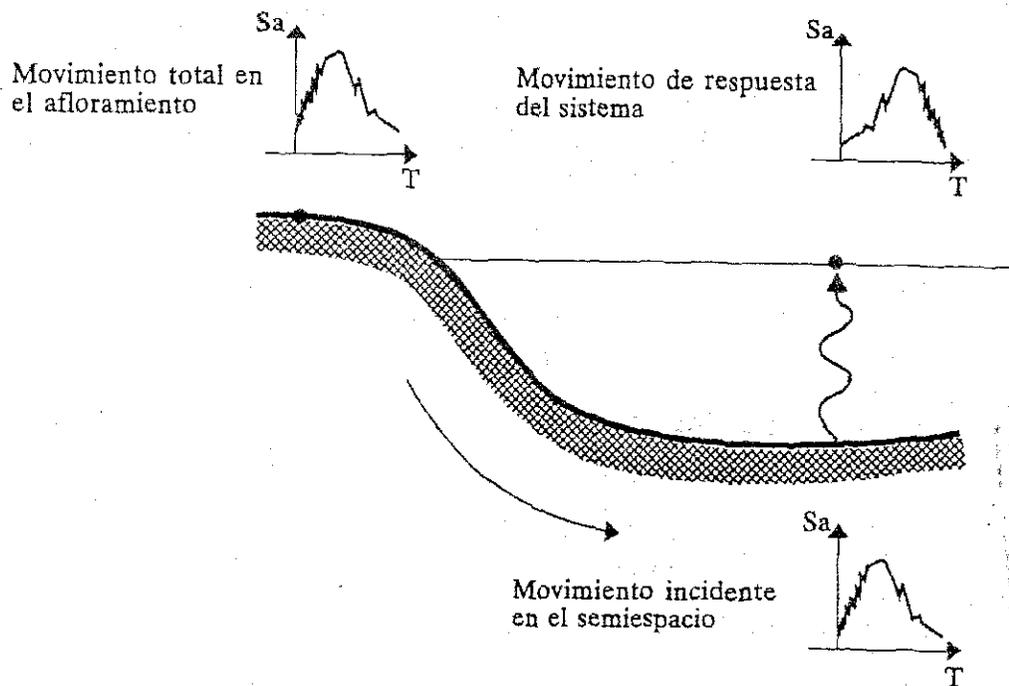


Figura 6.5. Sistema excitado con el movimiento del semiespacio que aflora

6.1.2.3 Espectros de Respuesta

La validación del modelo estratigráfico, propuesto en el inciso 5.2.1, se realizó con el sismo del 30 de septiembre de 1999 ($M_s = 7.5$) registrado en la estación TXS1 y en la estación TXCR. Los espectros de respuesta en la superficie del sitio 1 se calcularon con el RADSH y con el PROSHAKE y luego se compararon con los espectros de respuesta medidos en la estación TXS1.

Los espectros de respuesta necesarios para el análisis de la respuesta sísmica se calcularon utilizando el programa DEGTRA [Ordaz *et al*, 2000] y con un amortiguamiento del 5% en el oscilador de un grado de libertad.

Las Figuras 6.6 y 6.7 muestran los espectros de respuestas registrados en la estación TXS1 así como los calculados en el sitio 1 con el RADSH y con el PROSHAKE. Se observa que los valores de la ordena espectral calculados son un poco menores que los de la estación TXS1 en la dirección NS, y un poco mayores en la dirección EO, ver Figura 6.6 y 6.7. Sin embargo, periodo de la máxima ordenada espectral de los espectros de respuestas calculados (NS y EO) coinciden los registrados en la estación TXS1. Lo que

demuestra la buena aproximación del espectro de respuesta del modelo estratigráfico propuesto.

Los espectros calculados con el RADSH y el PROSHAKE tienen mucho parecido. La única diferencia principal radica en el hecho de que el programa RADSH trabaja con la teoría del valor extremo que le hace concentrar los valores entorno al valor máximo y es por eso que su espectro de respuesta da una banda más estrecha que los espectros obtenidos con el PROSHAKE.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

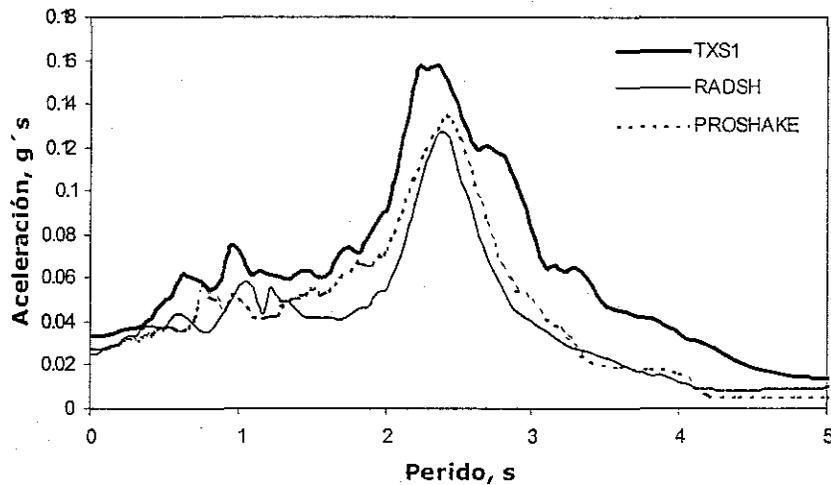


Figura 6.6. Comparación de los espectros de respuesta en la dirección NS

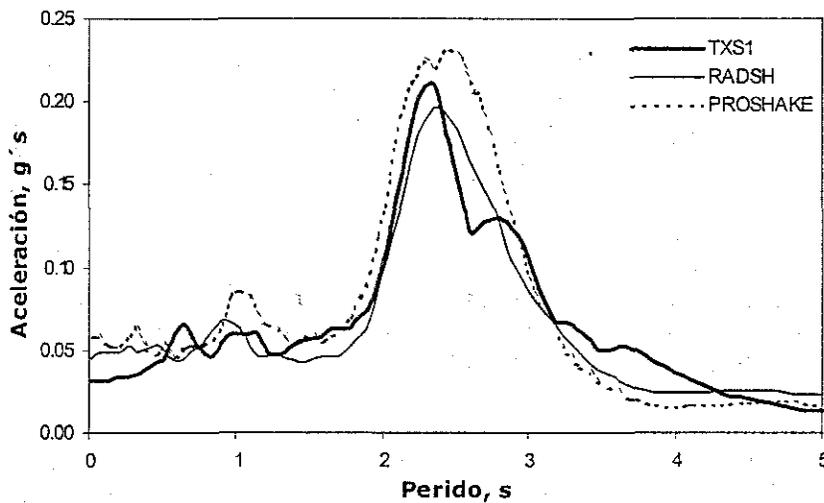


Figura 6.7. Comparación de los espectros de respuesta dirección EO

6.2 Eventos sísmicos utilizados para realizar el análisis evolutivo

El análisis evolutivo de la respuesta sísmica se realiza con el programa RADSH. El programa RADSH se utiliza para el análisis debido a la buena aproximación con la que reproduce los espectros de respuesta y por el enfoque probabilista que utiliza al realizar los análisis con espectros de potencia (que equivale a considerar un infinito de historias de aceleraciones), a diferencia del enfoque determinista del PROSHAKE.

Para el análisis evolutivo de la respuesta sísmica se eligieron como movimientos de diseño las excitaciones producidas por dos tipos de eventos sísmicos, registrados en la estación de Ciudad Universitaria, CU. El primero de falla normal, el sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999 y el segundo de subducción, el gran terremoto de Michoacán del 19 de septiembre de 1985. Estos eventos fueron seleccionados por sus características tan especiales. La diferencia de su contenido de frecuencias, la gran amplificación de las aceleraciones espectrales, todos los daños que provocaron y su importancia en la historia sísmica del valle de México fueron algunas de las razones por las que se seleccionaron estos eventos para el análisis evolutivo.

6.2.1 Procedimiento para trasladar las señales de excitación

Para determinar el movimiento de diseño en la estación de San Miguel de Tlaixpan, TXCR (afloramiento), fue necesario trasladar los registros del sismo de Tehuacán y de Michoacán de la estación de CU a la estación TXCR. Para realizar el traslado de los espectros de respuesta se calculó un cociente de aceleraciones espectrales. Se define el cociente de aceleraciones espectrales como la razón entre los espectros de aceleraciones promedio de las componentes horizontales de la estación de TXCR y la estación CU. Ambas ubicadas sobre roca.

$$\text{Cociente de aceleraciones espectrales} = \frac{\text{Espectro de respuesta (5\% amortiguamiento) TXCR}}{\text{Espectro de respuesta (5\% amortiguamiento) CU}} \quad (6.1)$$

El procedimiento utilizado será explicado en el inciso 6.2.3.



6.2.2 Procesamiento de registros acelerográficos

Para calcular los cocientes de aceleraciones espectrales se utilizaron las componentes horizontales de cinco sismos registrados en la estación de CU y de TXCR: el sismo del 23 de mayo de 1994 ($M_s=5.6$), 10 de diciembre de 1994 ($M_s=6.6$), 14 de septiembre del 1995 ($M_s=7.3$), 11 de enero de 1997 ($M_s=7.3$) y el evento del 22 de mayo de 1997 ($M_b=5.9$). En todos los registros se aplicó el siguiente procesamiento:

- Filtrado: el filtrado se realiza por medio de un filtro pasobanda de tipo FIR (Finite Impulse Response) de 0.1 a 10.1 Hz [Oppenheim et al, 1999]. Este filtro mantiene inalterada la magnitud del acelerograma para la banda de interés (0.1 a 10.1 Hz), en tanto que remueve las componentes armónicas que se encuentran por debajo y

por arriba de dicha banda. Esto se obtiene sin causar distorsiones debidas a retrasos o desfases entre los armónicos del acelerograma que pasan por el filtro.

- Sincronización: los registros fueron sincronizados por medio del procedimiento de correlación cruzada, el cual consiste en calcular el desfase en el tiempo entre las señales como la abscisa de la correlación máxima de los registros de aceleraciones.
- Corrección por línea base: se hizo utilizando un ajuste lineal por medio del método de rotación y traslación del eje del tiempo
- Decimación: la decimación se realizó solamente al sismo de Tehuacan registrado en la estación de CU con el fin de hacer que su intervalo de tiempo de muestreo, DT, correspondiese con los demás eventos $DT = 0.01$ s

6.2.3 Determinación de la excitación de diseño

Para calcular la excitación de entrada en la semiespacio del predio se realizó el siguiente procedimiento:

6.2.3.1 Sismo de Tehuacán

Primero se calcularon los espectros de respuesta para las componentes horizontales (NS y EO) del sismo de Tehuacán registrado en la estación acelerográfica de CU. Para ello se usó el programa DEGTRA (Ordaz, *et al* 2000) y se consideró un amortiguamiento del 5% del oscilador de un grado de libertad

Por otro lado, se calcularon los espectros de respuesta (NS y EO) de cada uno de los cinco eventos mencionados en el inciso 6.2.2, registrados en la estación de CU. Estos espectros de respuesta se normalizaron con respecto a la ordenada espectral máxima, con el fin de identificar sólo los de mayor parecido al espectro de respuesta del sismo de Tehuacán. Los espectros de respuesta seleccionados fueron los del sismo del 10 de diciembre de 1994, del 11 enero de 1997 y del evento del 22 de mayo de 1997, ver Figura 6.8 y 6.9. Posteriormente se calculó un espectro de respuesta medio para cada dirección promediando las ordenadas espectrales para cada periodo.

Luego se calcularon los espectros de respuesta (NS y EO) para los tres sismos seleccionados (del 10 de diciembre de 1994, el 11 de enero de 1997 y el 22 de mayo de 1997) registrados en la estación de TXCR. De igual manera se calculó el promedio de las ordenadas espectrales para cada periodo en las dos direcciones.

Finalmente, con los espectros de aceleraciones medios de la estación TXCR y los de la estación de CU se calcularon los cocientes de aceleraciones espectrales para las dos componentes horizontales (NS y EO), haciendo uso de la ecuación 6.1 (ver Figura 6.10). El espectro de respuesta del sitio TXCR del sismo de Tehuacán se obtuvo multiplicando los espectros de respuesta (NS y EO) del sismo de Tehuacán por los respectivos cocientes de aceleraciones espectrales, (ver Figura 6.11).

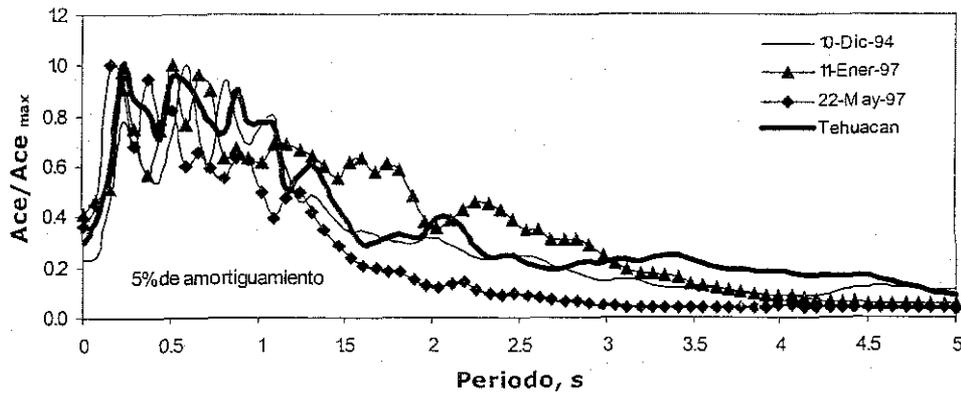


Figura 6.8. Espectros de respuesta de CU normalizados dirección N-S

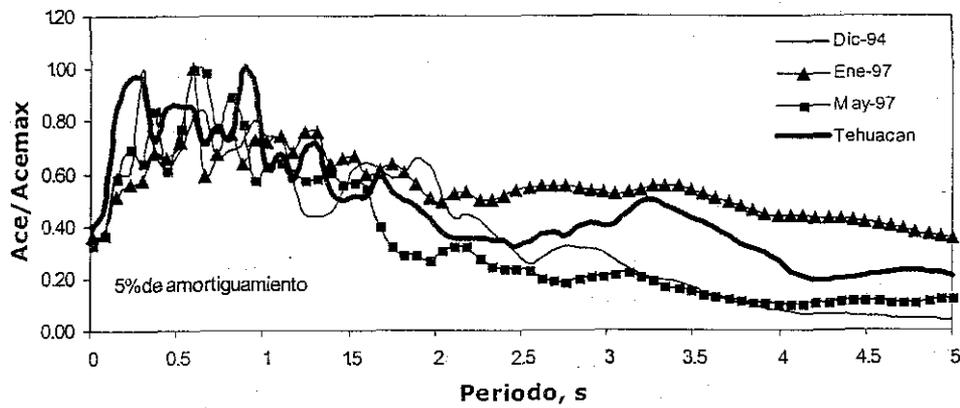


Figura 6.9. Espectros de respuestas normalizados dirección EO

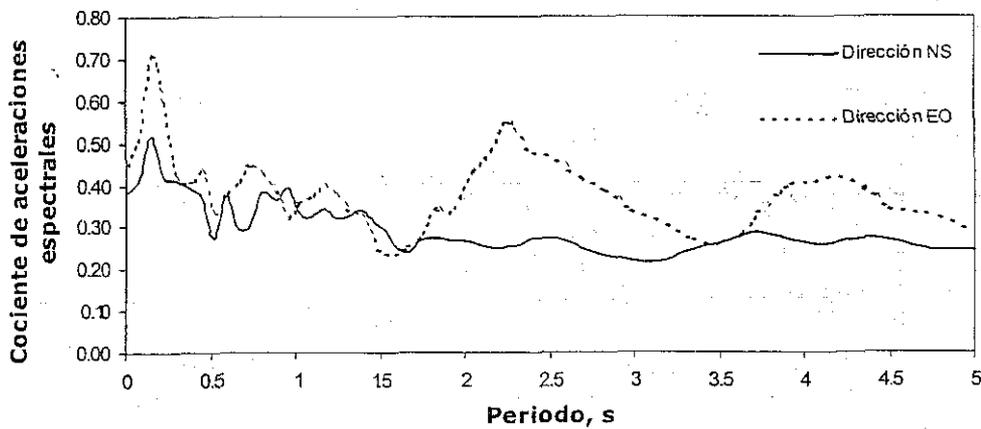


Figura 6.10. Cociente de aceleraciones espectrales dirección NS y EO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

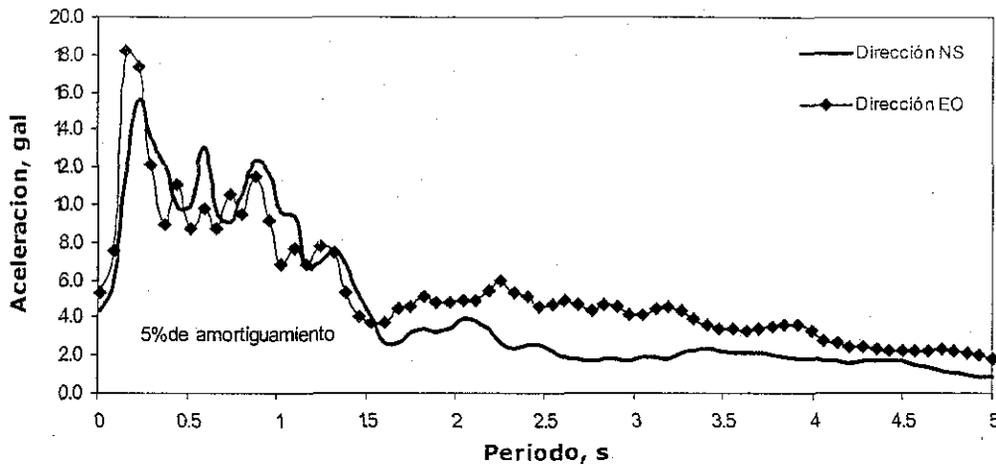


Figura 6.11. Espectros de respuesta del sismo de Tehuacán en el sitio TXCR

6.2.3.2 Verificación del procedimiento para obtener la excitación de entrada

El procedimiento utilizado para la obtención del espectro de diseño fue verificado utilizando el espectro de respuesta del sismo de Tehuacán registrado en la estación TXS1. Se compararon los espectros de respuesta para las componentes horizontales registrados en la estación TXS1 con los espectros de respuesta calculados con el RADSH en el sitio 1

Las Figuras 6.12 y 6.13 muestran los espectros de respuestas en la dirección NS y EO calculados con el RADSH comparados con los registrados en la estación TXS1 para el evento del 15 de junio de 1999. Se observa que en ambas direcciones norte-sur y este-oeste, el período dominante se encuentra ligeramente desfasado, debido a las características muy particulares que presenta este evento. Otros autores han obtenido mejores aproximaciones de la respuesta superficial del terreno para este evento sísmico aplicando la herramienta de Redes Neuronales Artificiales (RNA) [García SR, *et al* 2001]. Para fines del análisis evolutivo que se realiza en este estudio la reproducción de la respuesta sísmica obtenida se considera como suficientemente aproximada.

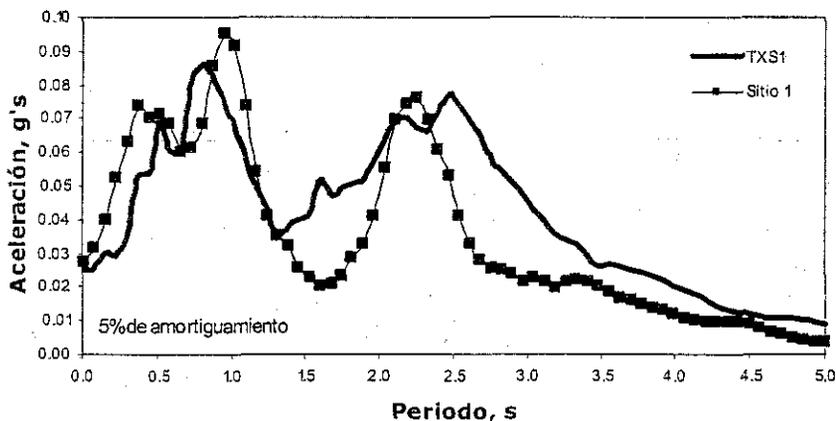


Figura 6.12. Comparación de los espectros de respuesta para el sismo de Tehuacán, dirección N-S

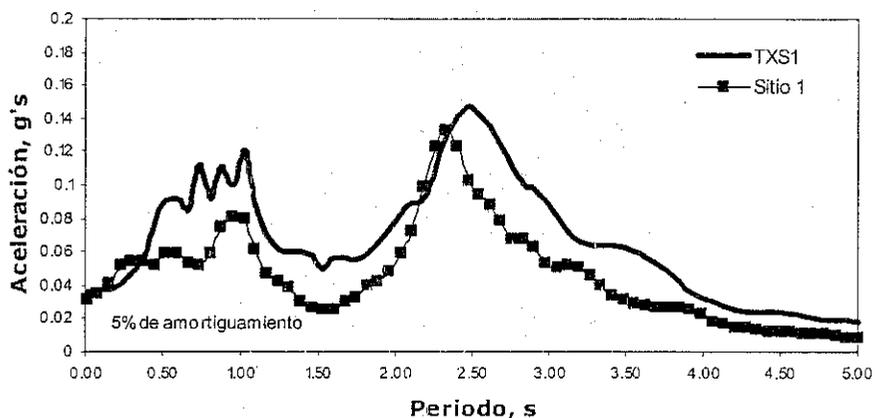


Figura 6.13. Comparación de los espectros de respuesta para el sismo de Tehuacan, dirección E-O.

6.2.3.3 Sismo de Michoacán

El procedimiento para obtener el espectro de diseño del sismo de Michoacán en la estación TXCR fue el mismo que se siguió para trasladar los espectros del sismo de Tehuacán, pero en esta ocasión para obtener el cociente de aceleraciones espectrales se utilizaron los espectros de respuesta promedios (NS y EO) del sismo del 14 de septiembre del 1995 ($M_s = 7.3$), 11 de enero de 1997 ($M_s = 7.3$) y del 23 de mayo de 1994 ($M_s = 5.6$).

Los espectros de respuesta para el sismo de Michoacán en el sitio TXCR se muestran en las figuras 6.14 y 6.15

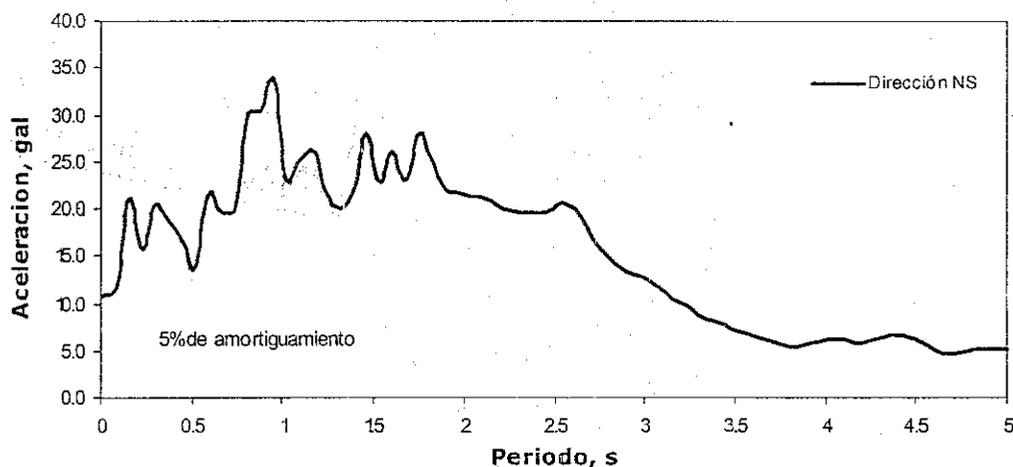


Figura 6.14. Espectro de respuesta del sismo del 19 de septiembre de 1985 para el sitio de TXCR dirección NS

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

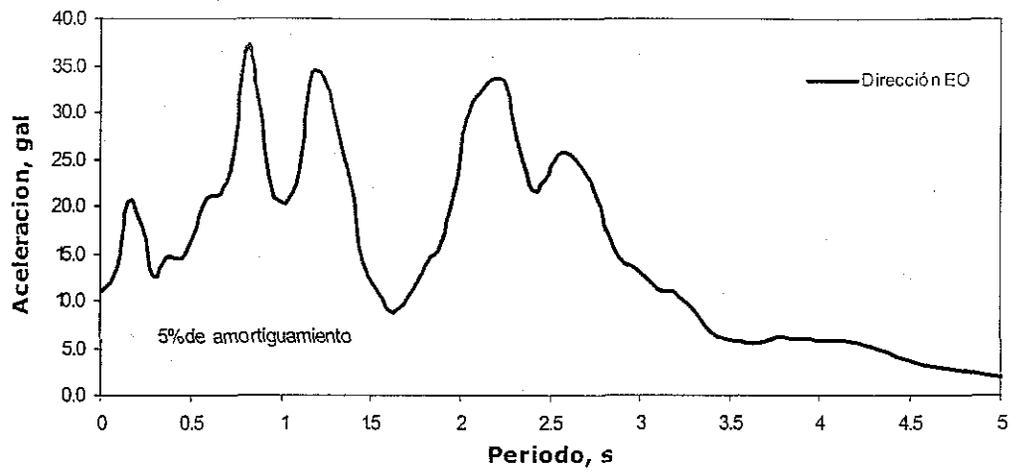


Figura 6.15. Espectro de respuesta para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en el sitio TXCR, dirección EO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Análisis evolutivo de la respuesta sísmica

7.1 Condiciones generales

En este estudio se realiza un análisis evolutivo de la respuesta sísmica, debido a los cambios en las propiedades índices y mecánicas del suelo, inducidos por la consolidación regional. Se calcula la respuesta sísmica desde el año 2001 hasta el año 2051 en intervalos de 10 años en los sitios: 1, 4, 8, 14, 18 y 9, ver Figura 6.1. Los valores de las propiedades índices y mecánicas necesarias para el análisis de la respuesta sísmica se obtienen como se explica en los capítulos 4 y 5. Se seleccionaron estos sitios de estudio debido a que en los mismos se tienen pruebas de laboratorio y campo pruebas de laboratorios utilizadas en la calibración de las propiedades necesarias en el análisis.

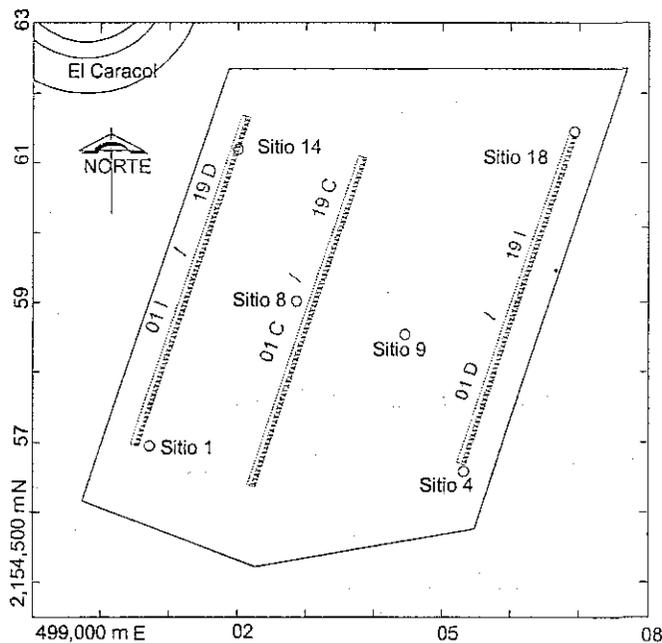


Figura 7.1. Ubicación de los sitios donde se calculó la respuesta sísmica

Los modelos estratigráficos utilizados para cada sitio analizado, se determinaron como se expuso en la sección 6.1.1. El semiespacio del modelo se considero igual en todo el predio a una profundidad de 1000 m. Las propiedades mecánicas de los depósitos profundos fueron las obtenidas en el inciso 6.1.1.. Las características iniciales de los sitios utilizados para el análisis de la respuesta sísmica se muestran en las Figuras 7.2 a la 7.4. Los cambios en las propiedades índices y mecánicas debido a la consolidación se calcularon utilizando los resultados de los incrementos de los esfuerzos efectivos obtenidos por el modelo de hundimiento regional, tal y como se explicó en el cuarto y quinto capítulo.

No. de estratos	Espesor (m)	γ (kN/m ³)	Gmax (MPa)
1	4.50	12.16	3.89
2	4.50	12.16	3.89
3	3.00	12.44	3.50
4	4.50	12.57	3.28
5	3.50	12.75	3.71
6	4.00	12.71	8.40
7	3.00	13.16	12.34
8	3.00	12.98	10.14
9	2.00	13.57	9.68
10	2.00	13.78	9.90
11	4.00	14.04	16.78
12	3.00	14.35	44.77
13	3.00	14.60	51.93
14	3.00	14.76	39.71
15	3.00	14.89	48.43

a. Sitio 4

No. de estratos	Espesor (m)	γ (kN/m ³)	Gmax (MPa)
2	3.20	12.26	4.31
3	3.50	12.26	5.79
4	1.50	12.26	7.37
5	1.60	12.26	8.78
6	3.58	12.26	12.89
7	4.22	12.75	24.84
8	2.00	12.75	22.53
9	2.50	12.75	22.53
10	2.50	12.75	26.50
11	5.50	13.24	38.25
12	1.90	13.24	31.96
13	3.00	13.24	24.21
14	3.80	13.24	31.96
15	2.45	13.24	48.43

b. Sitio 8

Figura 7.2. Características de la condición inicial de los sitios 4 y 8

7.2 Disminución del periodo fundamental del depósito

Para estimar el periodo fundamental del depósito, T_s , se consideró la siguiente ecuación elástica:

$$T_s = \frac{4H}{V_{avg}} \tag{7.1}$$

donde H es el espesor y V_{avg} es un promedio ponderado de las velocidades de los estratos [Madera, 1970, Schnabel *et al*, 1972] y se define de la siguiente manera:

No. de estratos	Espesor (m)	γ (kN/m ³)	Gmax (MPa)	No. de estratos	Espesor (m)	γ (kN/m ³)	Gmax (MPa)
1	4.73	12.26	2.58	1	2.08	12.99	4.02
2	4.90	11.38	3.22	2	1.70	12.94	3.48
3	1.50	11.70	3.87	3	1.20	17.87	3.05
4	1.50	11.27	5.80	4	1.50	11.94	3.44
5	1.80	11.72	6.45	5	3.70	12.36	4.27
6	3.20	11.48	7.48	6	3.80	12.06	5.38
7	4.80	13.68	18.50	7	3.50	12.36	13.25
8	1.50	12.49	9.67	8	3.80	12.85	15.60
9	1.70	11.81	13.54	9	3.70	13.55	14.20
10	2.00	11.88	16.76	10	3.70	13.68	31.21
11	5.50	12.95	38.25	11	4.90	13.93	15.13
12	1.90	13.24	31.96	12	1.90	13.44	71.77
13	3.00	13.24	24.21	13	5.50	13.93	28.09
14	3.80	13.24	31.96	14	2.70	13.83	28.09
15	2.45	13.24	48.43	15	3.65	14.22	78.25

a. Sitio 9

b. Sitio 14

Figura 7.3. Características iniciales para los sitio 9 y 14

No. de estratos	Espesor (m)	γ (kN/m ³)	Gmax (MPa)
1	2.98	13.17	3.95
2	1.40	13.30	4.46
3	2.80	12.26	19.50
4	1.50	12.26	14.85
5	2.10	12.26	20.43
6	2.90	12.26	17.80
7	3.00	12.26	37.14
8	4.40	12.75	29.31
9	2.60	12.72	38.74
10	5.80	12.44	44.55
11	4.78	12.48	48.43
12	1.90	13.30	38.74
13	3.00	13.24	24.21
14	3.80	13.24	31.96
15	2.45	13.24	48.43

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

Figura 7.4. Características iniciales para el sitio 18

$$V_{avg} = \sum_{i=1}^n \frac{V_i H_i}{H_i} \tag{7.2}$$

El efecto del bombeo se estima considerando la disminución de los estratos y el aumento de la velocidad en cada estrato a través del tiempo.

$$T_s = \frac{4(H - \delta(t))}{V_{avg}(t)} \tag{7.3}$$

$$V_{avg}(t) = \sum_{i=1}^n \frac{V_{si}(t)(H_i - \delta(t))}{H_i - \delta(t)} \tag{7.4}$$

donde $V_{si}(t)$ es la variación de la velocidad con el tiempo.

La disminución del periodo fundamental en los sitios analizados, (ver Figura 7.1) se muestran en la Figura 7.5.

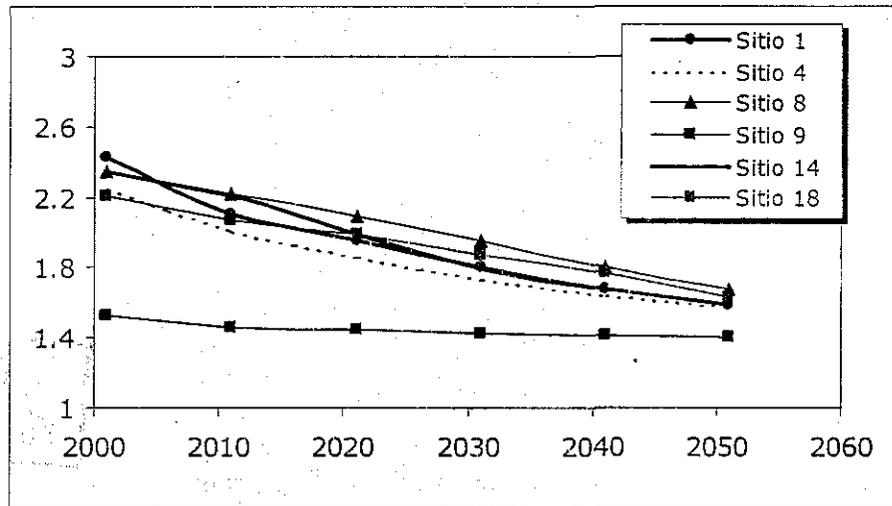


Figura 7.5. Disminución del periodo fundamental del depósito a través de los años

Los decrementos en el periodo fundamental en cada sitio son consecuencia de las características de compresibilidad, de los espesores de los estratos arcillosos y del valor de los incrementos de los esfuerzos efectivos provocados por la disminución de la presión de poro inducida por el bombeo. En general se observa en la Figura 7.5, una marcada reducción en el periodo fundamental (T_s) debido al endurecimiento de las arcillas, con excepción del sitio 18,

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

En el sitio 18 el periodo fundamental se mantendrá casi constante a lo largo de los 50 años debido a que el suelo en este sitio es menos compresible y sólo sufrirá un asentamiento de 1.0m en 50 años, el menor de los asentamientos calculados (ver tabla 4.3). Por el contrario, en el sitio 1 se esperan los mayores decrementos en el periodo fundamental de esto se debe a que el suelo en este sitio presenta las características de mayor compresibilidad, con un mayor incremento de esfuerzos efectivos a través de los 50 años

En general se puede decir que el periodo fundamental del depósito disminuirá de un valor de 2.40s en el año 2001 hasta 1.55s en el año 2051.

7.3 Evolución de la respuesta sísmica para el sismo de Tehuacán

El sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999 ($M_s = 6.7$) cuyo epicentro se localizó aproximadamente a 30 km al sur de Tehuacán, Puebla, provocó daños significativos en estructuras no reforzadas como casas e iglesias, incluyendo más de 500 edificios históricos, aunque el sismo en la ciudad de México sólo provocó daños menores y únicamente en elementos no estructurales. Este sismo indujo una gran amplificación de la aceleración espectral del terreno, dando como resultado componentes horizontales de aceleración de gran magnitud, además concentrando la energía de excitación del suelo en altas frecuencias o periodos bajos.

Los espectros de respuesta calculados desde el año 2001 hasta el año 2051 cuando el sitio es excitado por los movimientos registrados durante el sismo de Tehuacan del 15 de junio de 1999 se muestran en las Figuras 7.6 a la 7.17.

Sitio 1

- ❖ La Figura 7.6 muestra una disminución en el período de la ordenada espectral máxima (T), para la dirección NS, de 2.4 s en el año 2001 a 1.48 s en el año 2051. Es decir una reducción de 0.92 s en 50 años. En cuanto a la magnitud se observa una disminución de 0.076 g en el año 2001 a 0.062 g en el año 2031, después del cual aumenta hasta 0.83 g en el año 2051.
- ❖ Por otro lado la dirección EO (Figura 7.7), presenta una disminución en el período de la ordenada espectral máxima (T) de 0.87s en 50 años. Además, se observa que los valores de la ordenada espectral máxima disminuyen de 0.13 g en el año 2001 hasta 0.065 g en el año 2051.

Sitio 4

- ❖ La Figura 7.8 muestra para la dirección NS una disminución de T de 0.74 s en 50 años ($T_{2001}=2.26$ s, $T_{2051}=1.52$ s). Los valores de la ordenada espectral máxima disminuyen de 0.072 g en el 2001 a 0.057 g en el año 2021 para luego incrementar su valor hasta 0.086 g en el año 2051.
- ❖ La Figura 7.9 muestra una disminución de T en la dirección EO de 0.78 s en 50 años ($T=2.26$ s, $T=1.48$ s). Los valores de la ordena espectral máxima disminuyen hasta el año 2031, para luego incrementarse hasta 0.086g en el año 2051.

Sitio 8

- ❖ La Figura 7.10, muestra para la dirección NS una disminución de T de 0.65 s en 50 años ($T_{2001}=2.25$ s, $T_{2051}=1.60$ s). Los valores de la ordenada espectral máxima

disminuyen de 0.076 g en el 2001 a 0.066 g en el año 2031 para luego incrementar su valor hasta 0.10 g en el año 2051.

- ❖ La Figura 7.11 muestra la disminución de T para la dirección EO de 0.74 s en 50 años ($T_{2001}=2.20$ s, $T_{2051}=1.46$ s). Los valores de la ordena espectral máxima disminuyen de 0.10 g en el año 2001 hasta 0.081 en el año 2051.

Este sitio presenta un comportamiento similar al del sitio 1.

Sitio 9

- ❖ La Figura 7.12 muestra para la dirección NS una disminución de T de 0.70 s en 50 años ($T_{2001}=2.20$ s, $T_{2051}=1.50$ s). Los valores de la ordenada espectral máxima disminuyen de 0.075 g en el 2001 a 0.070 g en el año 2021 para luego incrementar su valor hasta 0.099 g en el año 2051.
- ❖ La Figura 7.13 muestra una disminución de T para la dirección EO de 0.66 s en 50 años ($T_{2001}=2.18$ s, $T_{2051}=1.49$ s). Los valores de la ordena espectral máxima disminuyen de 0.11 en el año 2001 hasta 0.077 en el año 2031, para luego incrementarse hasta 0.093 en el año 2051.

Sitio 14

- ❖ La Figura 7.14 muestra para la dirección NS una reducción de T de 0.71 s en 50 años ($T_{2001}=2.20$ s, $T_{2051}=1.49$ s). Los valores de la ordenada espectral máxima disminuyen de 0.075 g en el 2001 a 0.061 g en el año 2021 para luego incrementar su valor hasta 0.082 g en el año 2051.
- ❖ La Figura 7.15 muestra una disminución de T para la dirección EO de 0.68 s en 50 años ($T_{2001}=2.18$ s, $T_{2051}=1.50$ s). Los valores de la ordena espectral máxima disminuyen de 0.11 g en el año 2001 hasta 0.073 el año 2031, para luego incrementarse hasta 0.073 en el año 2051.

Es sitio presenta un comportamiento similar al del sitio 4.

Sitio 18

- ❖ La Figura 7.16, muestra para la dirección NS un valor constante de $T=1.53$ s. También se observa que la ordenada espectral máxima no disminuye de magnitud durante los 50 años
- ❖ La Figura 7.17 muestra el mismo comportamiento que en la Figura anterior.

7.3.1 Discusión de resultados

Para la dirección NS se observa una disminución del periodo de la ordenada espectral máxima (T), con excepción del sitio 18. Además, en los sitios 1 y 8 se observa una disminución en la magnitud de la ordenada espectral máxima desde el año 2011 hasta el año 2031, después del cual se presenta un incremento en el año 2041. Este incremento en el valor de la ordenada espectral corresponde a un periodo de 1.53 s. De la misma forma los sitios 4, 9 y 14 incrementan la magnitud de la ordenada espectral en el año 2031, también para un periodo de 1.53 s. Este comportamiento del suelo se debe a que la excitación en el semiespacio producida por el sismo de Tehuacán concentra su energía en altas frecuencias. La Figura 6.11 muestra los espectros de respuesta en el afloramiento (TXCR) utilizados como excitación en este análisis, en ellos se observa que la energía de excitación está concentra en un periodo medio de 1.5 s coincidiendo con el periodo donde empiezan a aumentar las ordenadas espectrales en el análisis evolutivo. Además, debe considerarse que los incrementos en los valores de las ordenas espectrales

también dependen de la diferencia del aumento de la rigidez del depósito, en donde los estratos más profundos tienen mayores incrementos del módulo de rigidez.

Para la dirección EO también se observa un corrimiento de T para los sitios 1, 4, 8, 9, y 14. A su vez presentan aumentos en los valores de las ordenadas espectrales máximas cuando el periodo llega a valores menores de 1.50 g

Finalmente se puede concluir que el análisis evolutivo realizado cuando el predio es excitado por el sismo del 15 de junio de 1999 (Tehuacán) da como resultado para el año 2051 un valor en la ordena espectral máxima de aproximadamente 0.085g y una aceleración máxima del terreno de 0.023 g. Esto sumado a la reducción del periodo fundamental convierte al depósito más vulnerable a sismos de contenido de frecuencias altos.

❖ Sitio 1

▪ Dirección NS

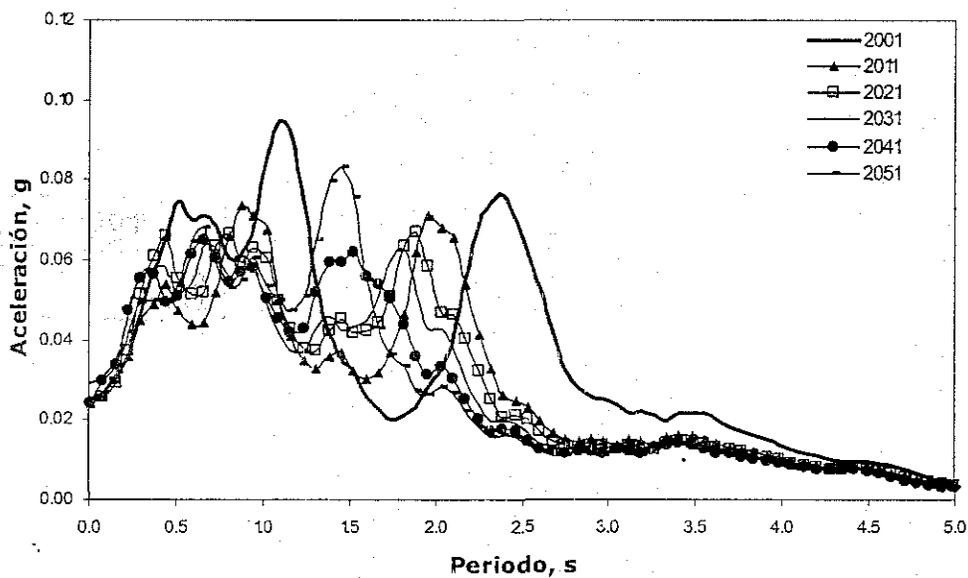


Figura 7.6. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 1 dirección NS, sismo de Tehuacán

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

▪ Dirección EO

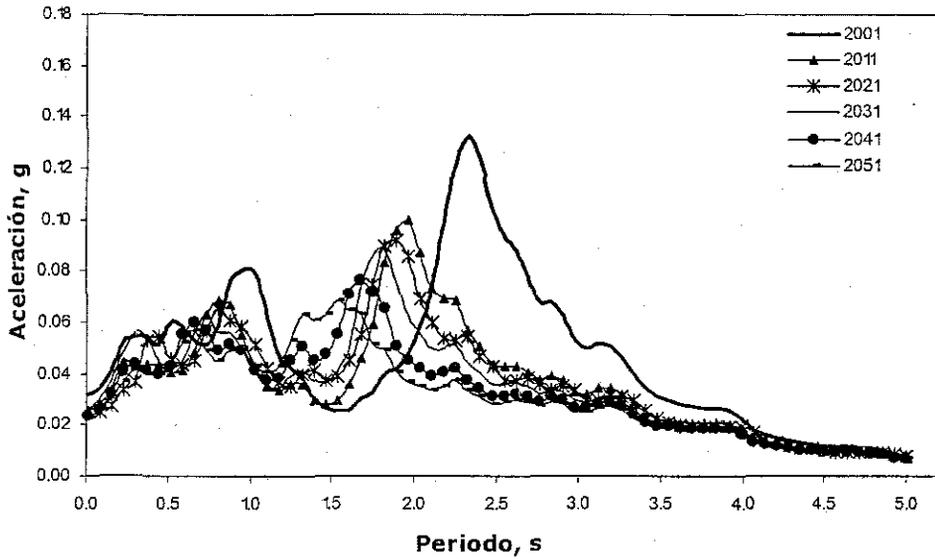


Figura 7.7. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 1 dirección EO, sismo de Tehuacán

❖ Sitio 4

▪ Dirección NS

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

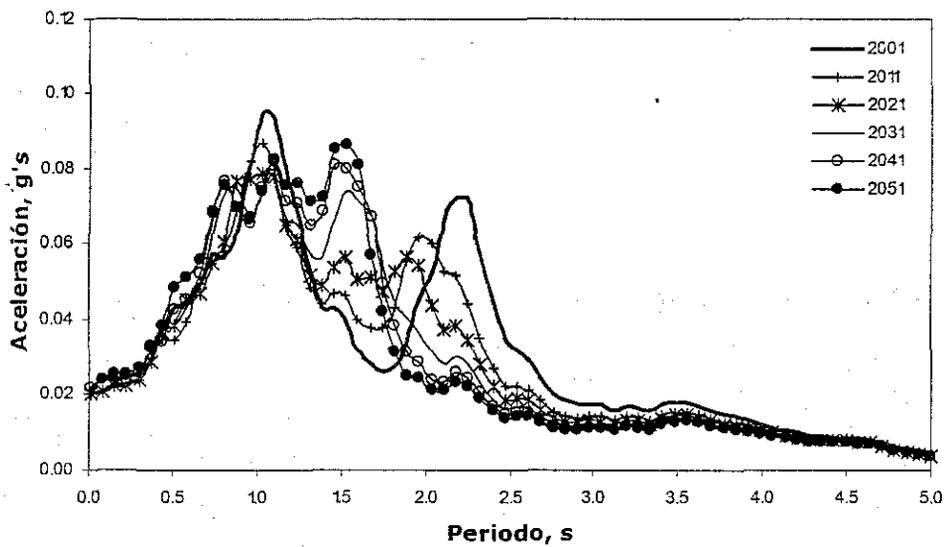


Figura 7.8. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 4 dirección NS, sismo de Tehuacán

▪ Dirección EO

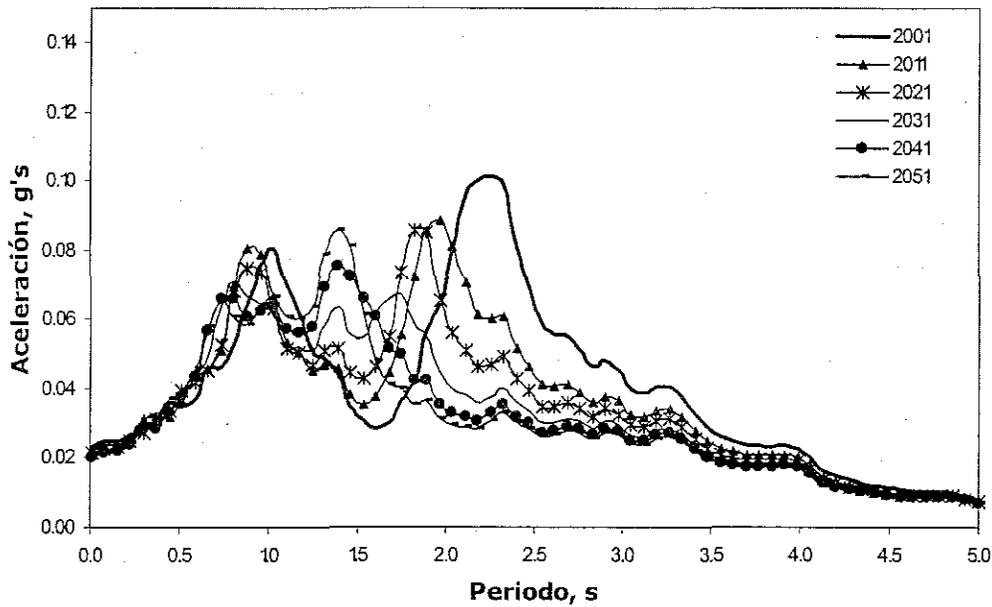


Figura 7.9. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 4 dirección EO, sismo de Tehuacán

❖ Sitio 8

• Dirección NS

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

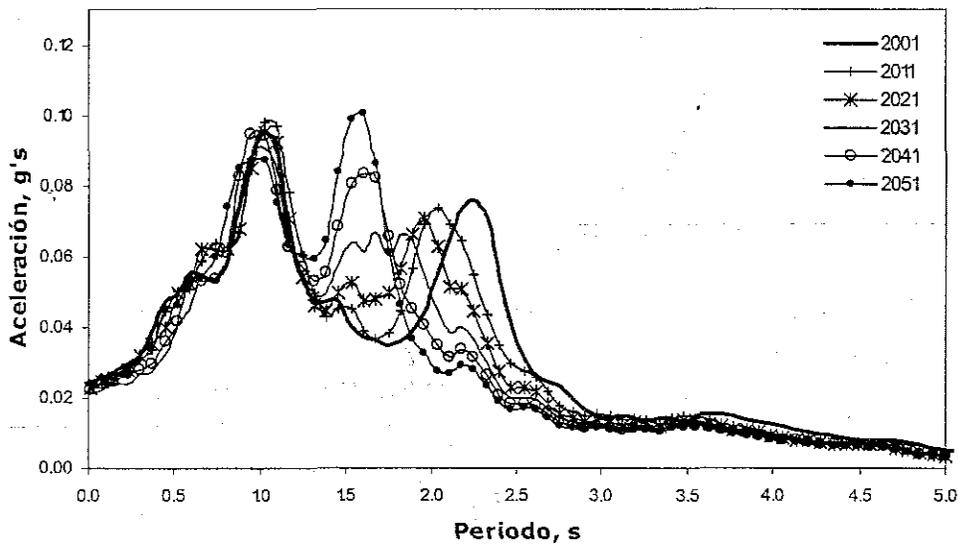


Figura 7.10. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 8 dirección NS, sismo de Tehuacán

- Dirección EO

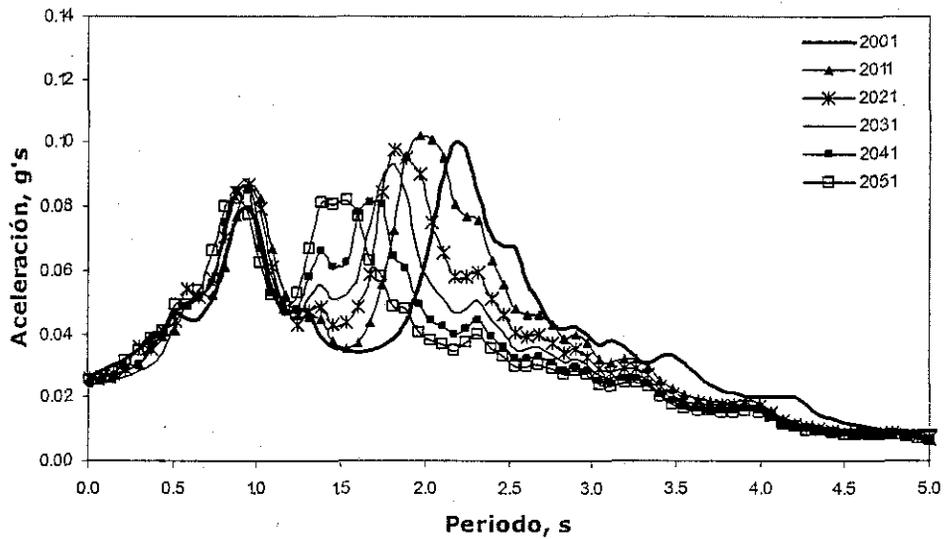


Figura 7.11. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 8 dirección EO, sismo de Tehuacán

- ❖ Sitio 9

- Dirección NS

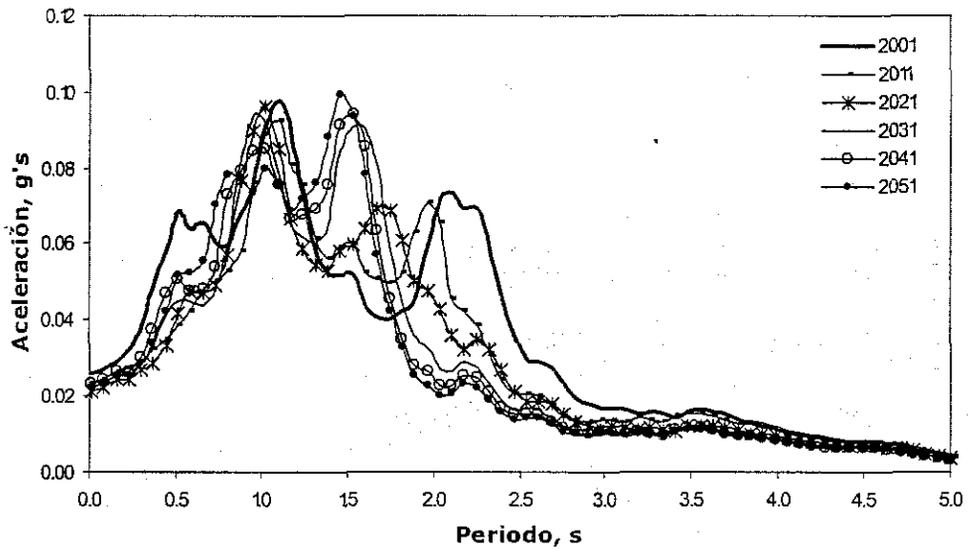


Figura 7.12. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 9 dirección NS, sismo de Tehuacán

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

• Dirección EO

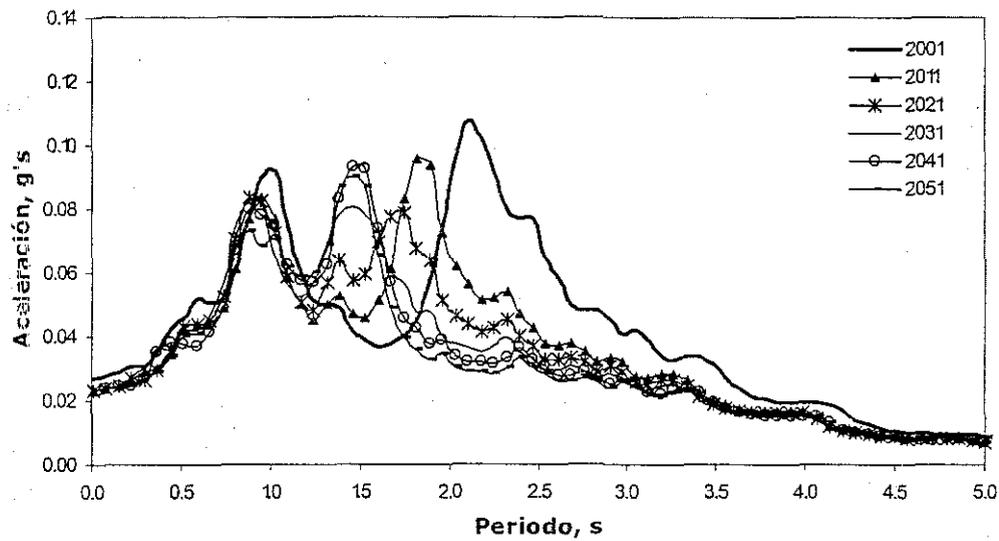


Figura 7.13. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 9 dirección EO, sismo de Tehuacán

❖ Sitio 14

• Dirección NS

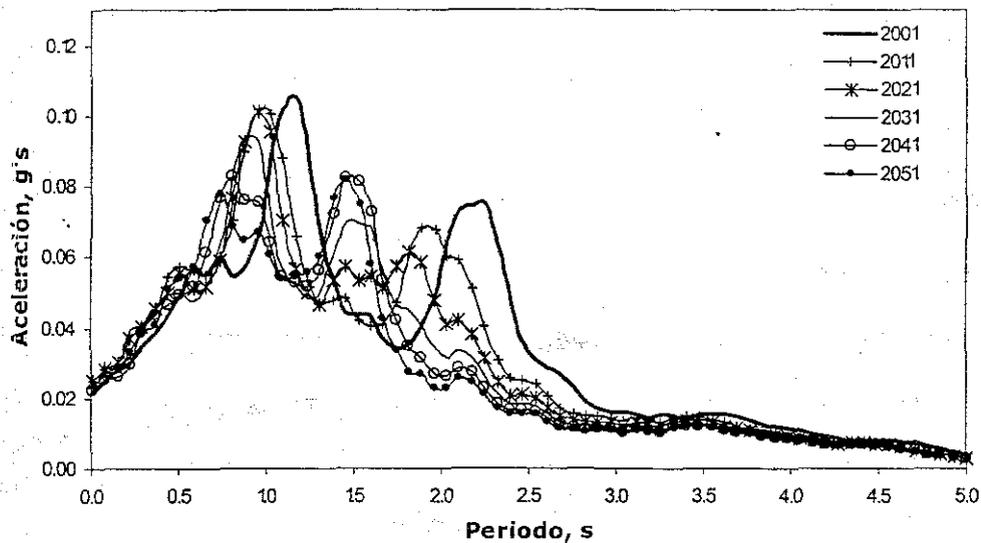


Figura 7.14. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 14 dirección NS, sismo de Tehuacán

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- Dirección EO

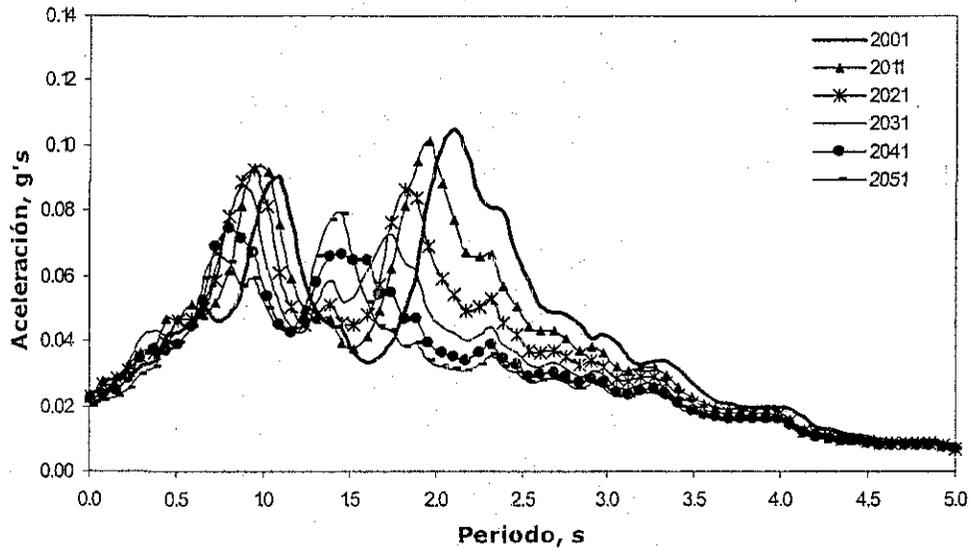


Figura 7.15. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 14 dirección EO, sismo de Tehuacán

- ❖ Sitio 18

- Dirección NS

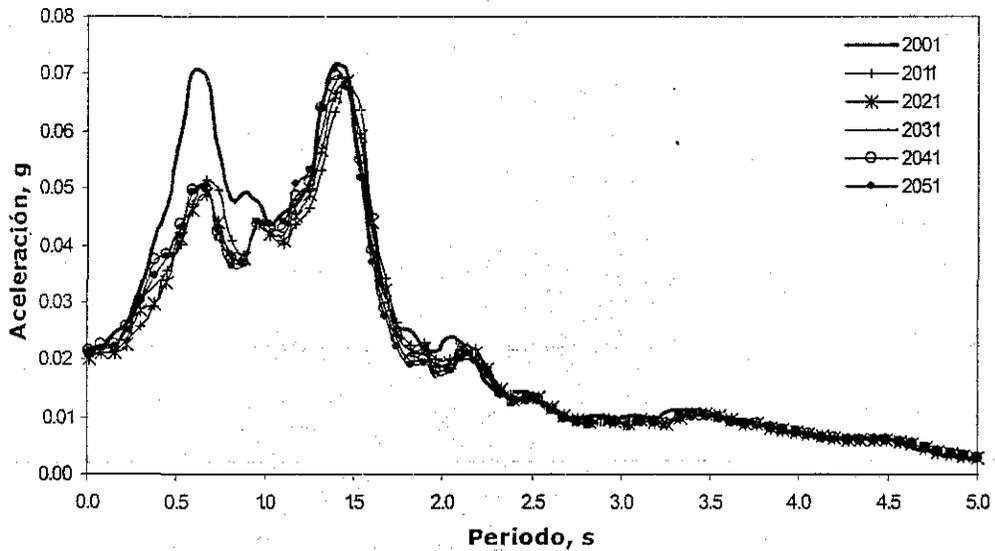


Figura 7.16. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 18 dirección NS, sismo de Tehuacán

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

- Dirección EO

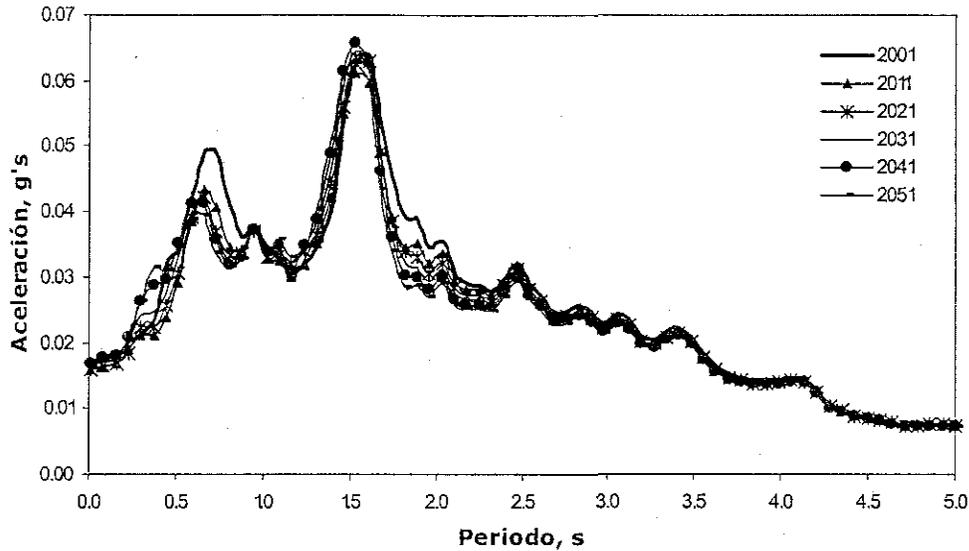


Figura 7.17. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 18 dirección EO, sismo de Tehuacán

7.3.2 Amplificación espectral

Con el fin de ejemplificar los efectos de la amplificación espectral en el depósito, las Figuras 7.18 a la 7.23 muestran la amplificación espectral obtenida en los diferentes sitios desde el año 2001 hasta el año 2051 en la dirección NS. La amplificación espectral se define como los valores normalizados de las ordenadas espectrales con respecto a la aceleración máxima del terreno.

En las figuras se observa en general que la mayor amplificación espectral ocurre en el año 2051 para un periodo de 1.5 s. El valor de la magnitud depende de las propiedades índices y mecánicas de cada sitio. La amplificación espectral para el año 2051 en el sitio 1 fue de 3.48, para el sitio 4 fue de 3.53, para el sitio 8 fue de 4.2, para el sitio 9 fue de 4.3, para el sitio 14 fue de 3.9 y para el sitio 18 fue de 3.52.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

❖ *Sitio 1*

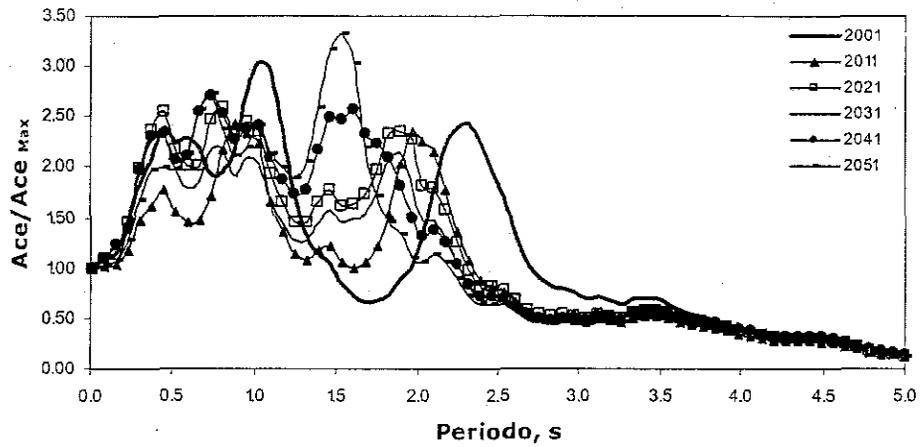


Figura 7.18. Amplificación espectral a lo largo de 50 años en el sitio 1, sismo de Tehuacán

❖ *Sitio 4*

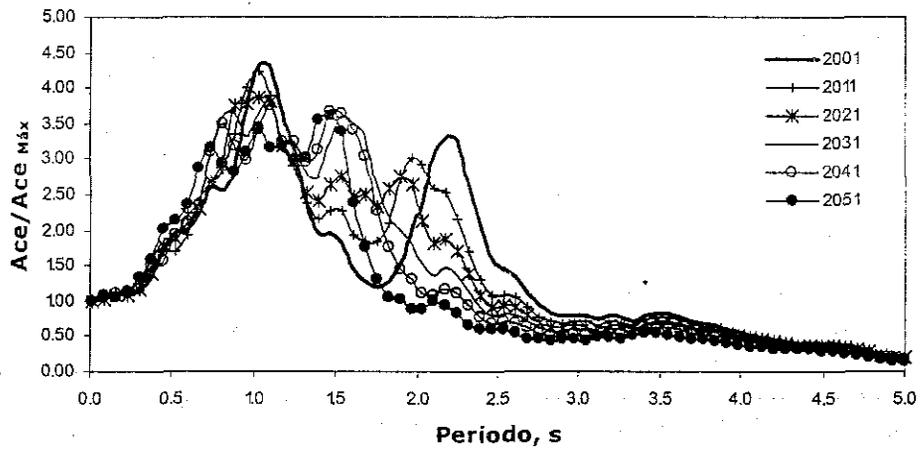


Figura 7.19. Amplificación espectral a lo largo de los 50 años para el sitio 4, sismo de Tehuacán

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

❖ Sitio 8

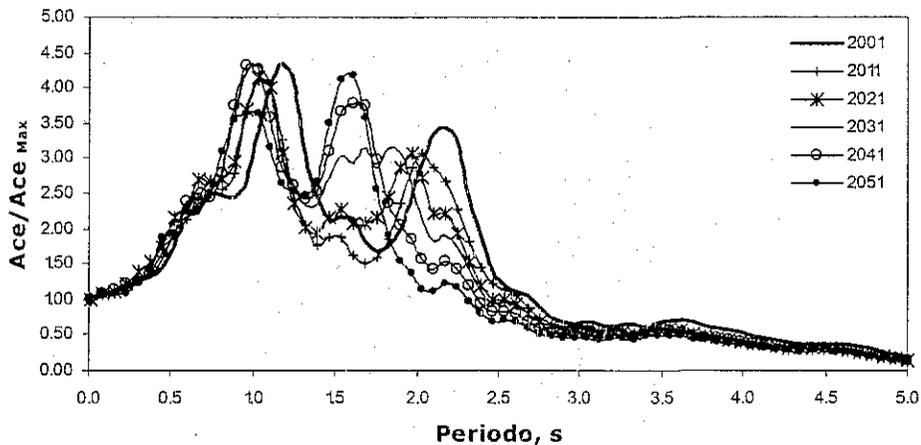


Figura 7.20. Amplificación espectral a lo largo de los 50 años en el sitio 8, sismo de Tehuacán

❖ Sitio 9

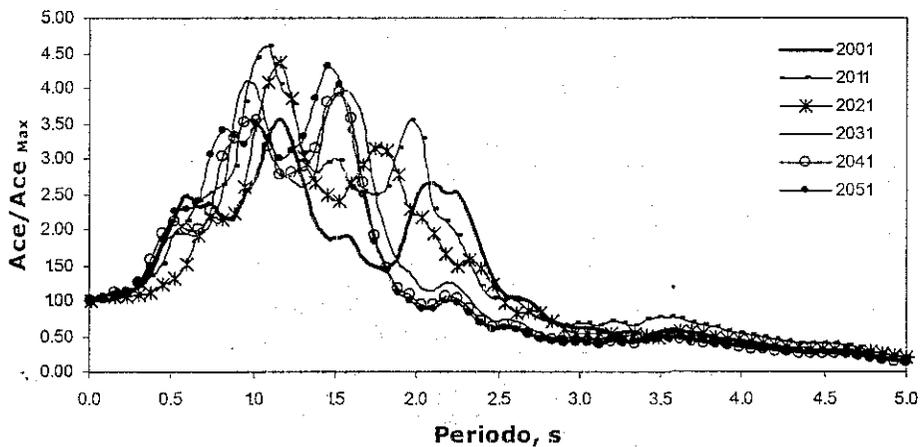


Figura 7.21. Amplificación espectral a lo largo de 50 años en el sitio 9, sismo de Tehuacán

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

❖ Sitio 14

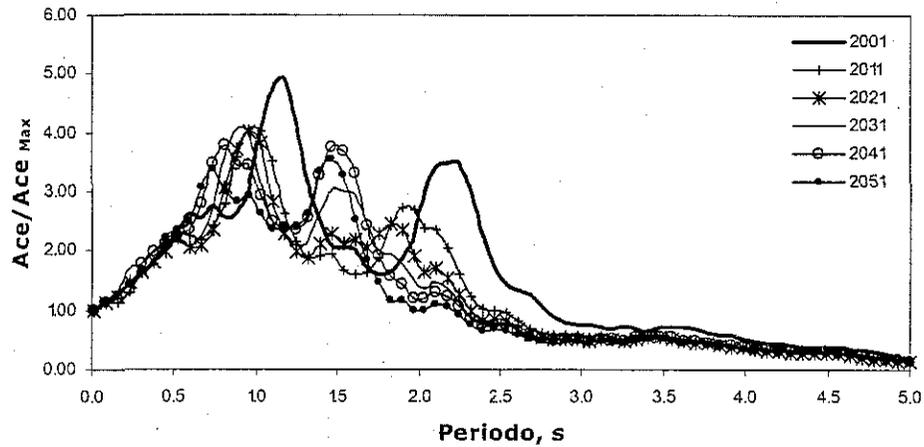
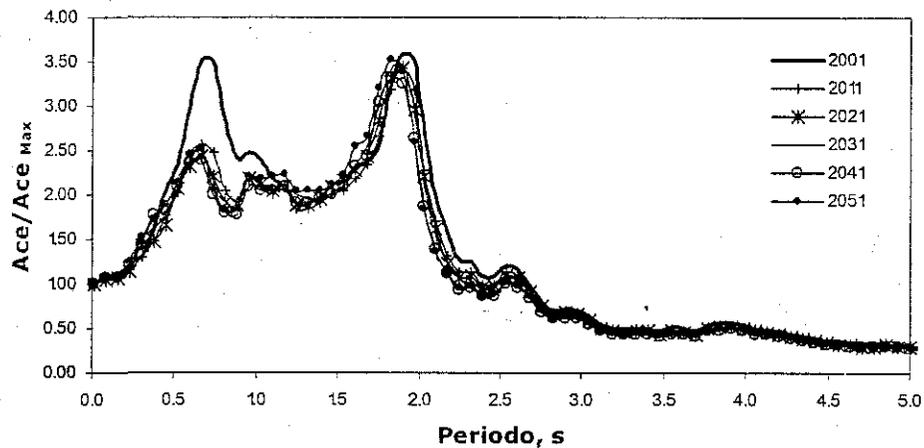


Figura 7.22. Amplificación espectral a lo largo de 50 años en el sitio 14, sismo de Tehuacán

❖ Sitio 18



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 7.23. Amplificación espectral a lo largo de 50 años para el sitio 18, sismo de Tehuacán

7.4 Evolución de la respuesta sísmica para el sismo de Michoacán

El gran terremoto de Michoacán ($M_s=8.1$), originado a lo largo de la zona de subducción de la costa del Pacífico Mexicano, a 300 km de la ciudad de México, provocó daños estructurales apreciables en la Zona de Lomas y menores en la Zona de Transición, pero los mayores ocurrieron en la Zona del Lago específicamente en áreas de espesores de arcillas de 25 a 46 m [Romo, 1987] con periodos característicos entre 1.9 a 2.8 s. Incluso

dentro de estas zonas el daño fue mayor para aquellas estructuras donde el periodo dominante resultó ser aproximadamente igual al periodo característico del sitio. Esta condición de amplificación de los movimientos en la base rocosa por el depósito de suelo y la amplificación de los movimientos de campo libre por la estructura (doble resonancia) causó un daño local severo. Este sismo al igual que el de Tehuacán también induce una gran amplificación de las aceleraciones máximas del terreno pero a diferencia del evento del 15 de junio de 1999 el sismo de Michoacán concentra la energía de excitación en bajas frecuencias.

Los resultados del análisis evolutivo de la respuesta sísmica provocado por las excitaciones del sismo del 19 de septiembre de 1985 son mostradas en las Figuras 7.24 a la 7.35.

Sitio 1.

- ❖ La Figura 7.24 muestra una disminución de T , para la dirección NS, de 2.54 s en el año 2001 a 1.67 s en el año 2051. Es decir una reducción de 0.87 s en 50 años. El valor de la ordenada espectral máxima aumenta de 0.33 g en el año 2001 a 0.40 g en el año 2051.
- ❖ La Figura 7.25 muestra, en cuanto a la magnitud de la ordenada espectral máxima, un aumento de 0.38 g en el año 2001 a 0.65 g en el año 2031, después del cual disminuye 0.26 g en el año 2051.

Sitio 4

- ❖ La Figura 7.26 muestra para la dirección NS una disminución de T de 0.85 s en 50 años ($T_{2001}=2.40$ s, $T_{2051}=1.55$ s). Los valores de la ordenada espectral máxima aumentan hasta 0.42 g en el año 2031 para luego disminuir a 0.34 g en el año 2051.
- ❖ La Figura 7.27 muestra cómo los valores de la ordena espectral máxima aumentan de 0.51 g en el año 2001 a 0.65 g en el año 2021, para luego disminuir a 0.27 g en el año 2051.

Sitio 8

- ❖ La Figura 7.28, muestra para la dirección NS una disminución de T de 0.78 s en 50 años ($T_{2001}=2.45$ s, $T_{2051}=1.67$ s). Los valores de la ordenada espectral máxima aumentan de 0.41 g en el 2001 a 0.47 g en el año 2051.
- ❖ La Figura 7.29 muestra una disminución de T en la dirección EO de 0.84 s en 50 años ($T_{2001}=2.42$ s, $T_{2051}=1.58$ s). Los valores de la ordena espectral máxima disminuyen hasta 0.40 en el año 2051.

Sitio 9

- ❖ La Figura 7.30, muestra para la dirección NS una disminución de T de 0.87 s en 50 años ($T_{2001}=2.35$ s, $T_{2051}=1.48$ s). El valor de la ordenada espectral máxima disminuye hasta 0.35 g en el 2051
- ❖ La Figura 7.31 muestra cómo los valores de la ordena espectral máxima disminuyen de 0.56 en el año 2001 hasta 0.22 en el año 2051.

Sitio 14

- ❖ La Figura 7.32, muestra para la dirección NS una disminución de T de 0.88 s en 50 años ($T_{2001}=2.40$ s, $T_{2051}=1.52$ s). Los valores de la ordenada espectral máxima

aumenta de 0.4 a 0.43 g del año 2001 hasta el año 2031 para luego disminuir a 0.34 g en el 2051. El periodo del segundo modo se corre 0.30 s en 50 años.

- ❖ La Figura 7.33 muestra cómo los valores de la ordena espectral máxima aumentan hasta el año 2021, para luego disminuir a 0.35 g en el año 2051.

Este sitio presenta un comportamiento similar al sitio 4.

Sitio 18

- ❖ La Figura 7.34 muestra para la dirección NS, un valor constante de T a lo largo de los 50 años y una pequeña disminución en los valores de la ordena espectral máxima
- ❖ La Figura 7.35 muestra para la dirección EO, un comportamiento similar al de la dirección NS.

7.4.1 Discusión de resultados

En general se observa que todos los sitios con excepción del sitio 18, tienen una reducción en T debido al endurecimiento de las arcillas.

En la dirección NS se observa que los valores de la ordenada espectral máxima disminuyen cuando el periodo se reduce a valores menores de 1.55 s. Esto se ocurre en los sitios 4, 9, 14 y 18. Por el contrario, en los sitios donde el periodo se reduce a valores mayores de 1.55 s, la magnitud de la ordenada espectral máxima aumenta. Esto se observa en los sitios 1 y 8. Este comportamiento del suelo se debe a que la excitación en el semiespacio producida por el sismo del 19 de septiembre de 1985 concentra su energía en bajas frecuencias a diferencia del sismo de Tehuacán. La Figura 6.14 muestra el espectro de respuesta (NS) en el afloramiento (TXCR) utilizado como excitación en este análisis, en el mismo se observa que la energía de excitación está concentrada en bajas frecuencias entre 1.0 y 1.65 s. Además, en el eje de las abscisas se observa que a la izquierda de 1.55 s existe una ligera disminución de la ordenada espectral mientras que a la derecha los valores son un poco mayores. Esto coincide con el periodo donde cambia la magnitud de las ordenadas espectrales en el análisis evolutivo.

En la dirección EO se presentan disminuciones en la magnitud de la ordena espectral máxima cuando el periodo del suelo se reduce a valores menores de 2.0 s. Esto es consecuencia del contenido de frecuencias de la excitación de entrada. La Figura 6.15 muestra el espectro de respuesta (dirección EO) usado como la excitación en el afloramiento para este análisis. En mismo se observa que para periodos menores de 2.0 s existe una disminución de las ordenadas espectrales hasta un periodo de 1.5 s.

Finalmente se puede concluir que el análisis evolutivo realizado cuando el predio es excitado por el sismo del 19 de septiembre de 1985 da como resultado, un aumento o una disminución en la magnitud de la ordena espectral máxima, al final de los 50 años, respecto al año 2001, dependiendo de la reducción de su periodo. Esto conjuntamente con la disminución del periodo fundamental del suelo, convierte al depósito más vulnerable a sismos de contenido de frecuencias altos.

❖ Sitio 1

• Dirección NS

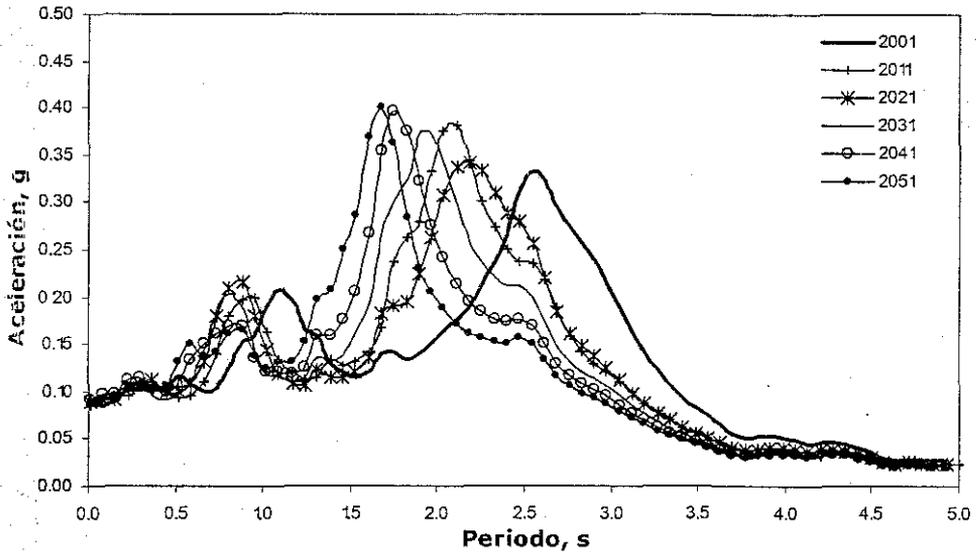


Figura 7.24. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 1 dirección NS, sismo de Michoacán

• Dirección EO

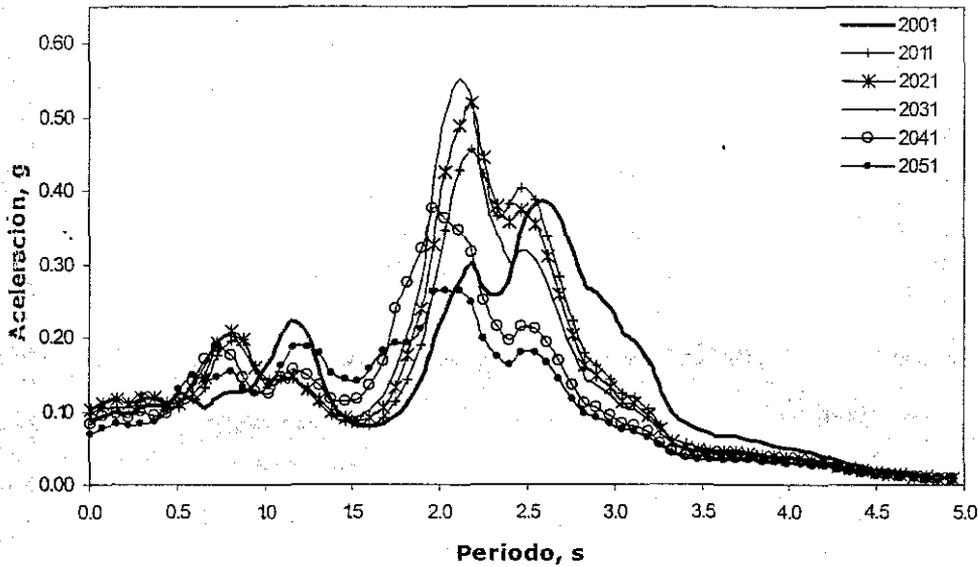


Figura 7.25. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 1 dirección EO, sismo de Michoacán

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

UNIVERSIDAD DE GUANAJUATO
LIBRERIA DE LA BIBLIOTECA

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

❖ Sitio 4

• Dirección NS

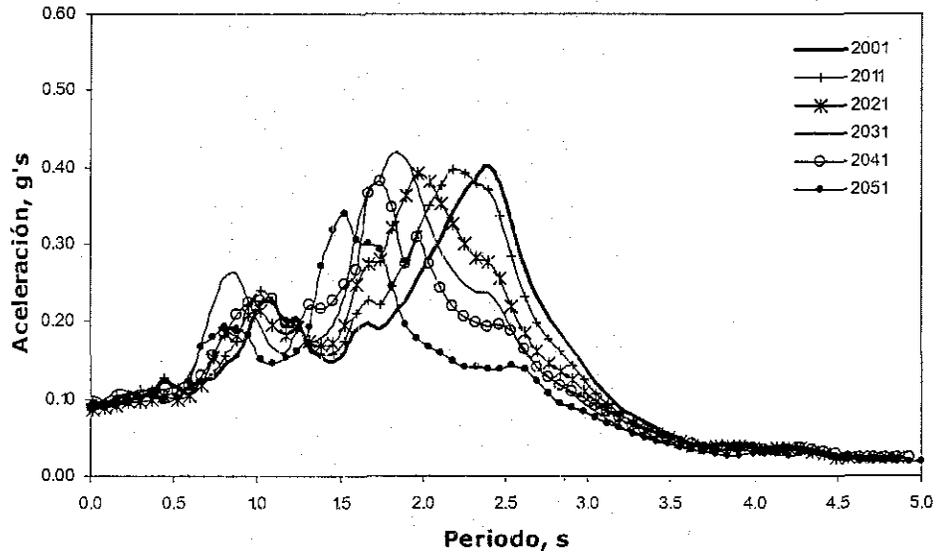


Figura 7.26. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 4 dirección NS, sismo de Michoacán

• Dirección EO

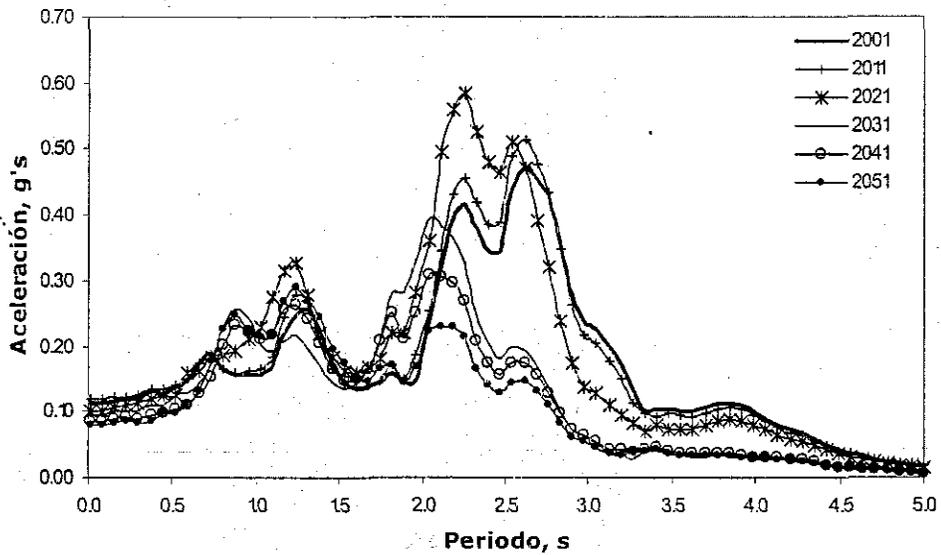


Figura 7.27. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 4 dirección EO, sismo de Michoacán

❖ *Sitio 8*

- *Dirección NS*

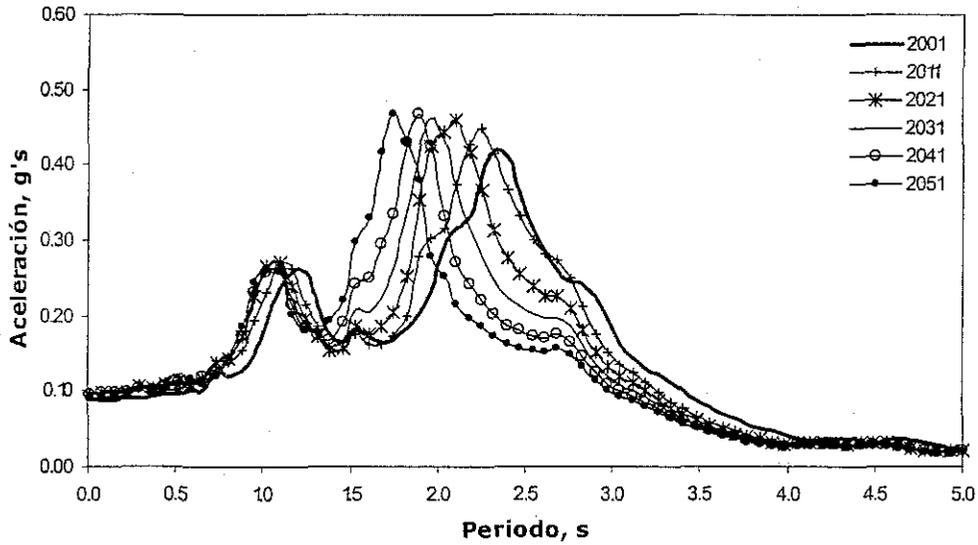


Figura 7.28. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 8 dirección NS, sismo de Michoacán

- *Dirección EO*

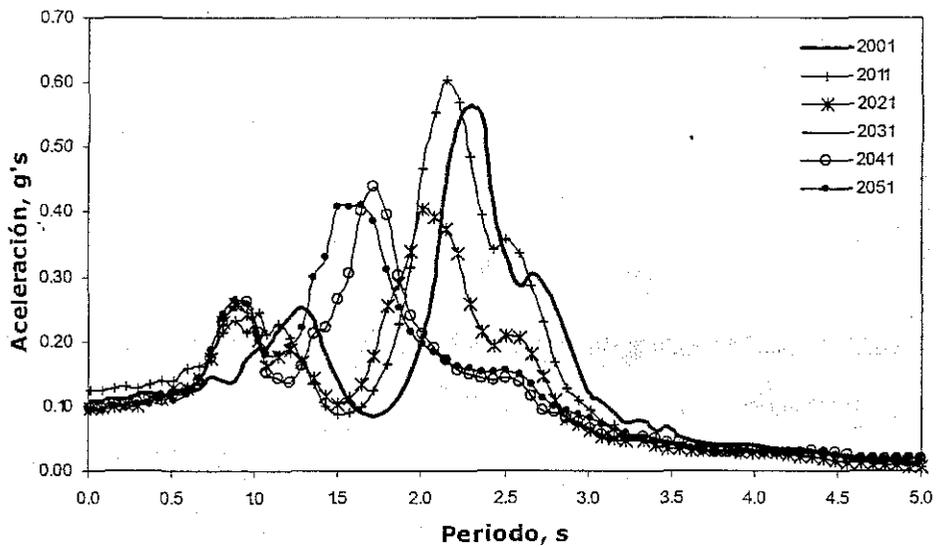


Figura 7.29. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 8 dirección EO, sismo de Michoacán

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

❖ Sitio 9

- Dirección NS

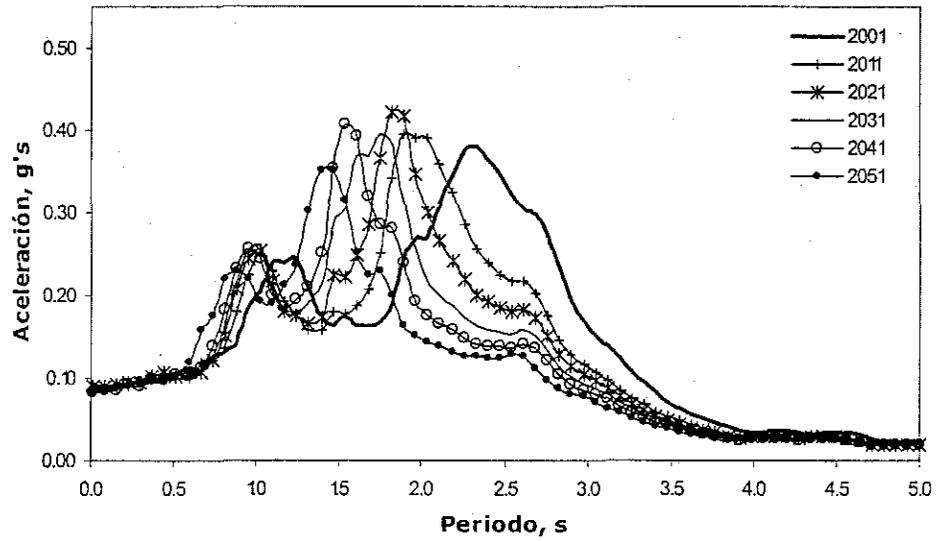


Figura 7.30. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 9 dirección NS, sismo de Michoacán

- Dirección EO

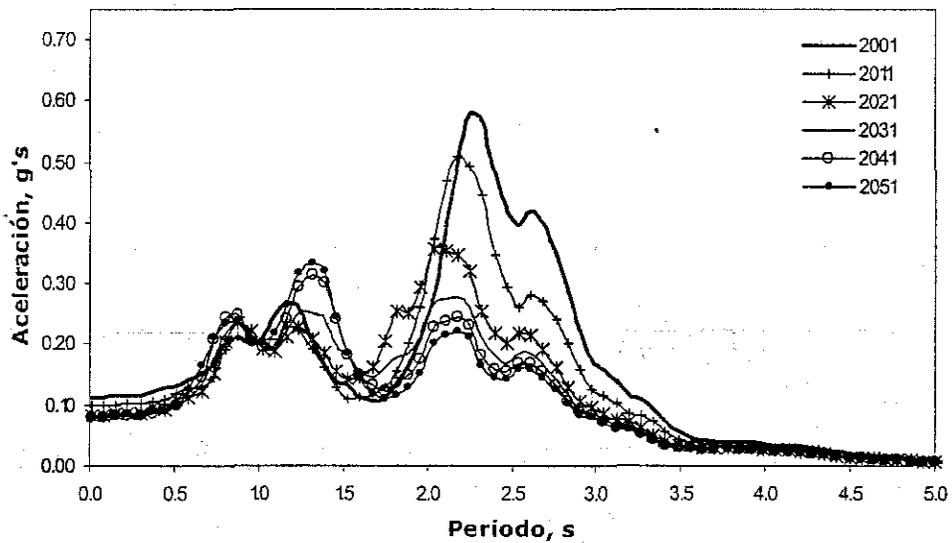


Figura 7.31. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 9 dirección EO, sismo de Michoacán

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

❖ Sitio 14

- Dirección NS

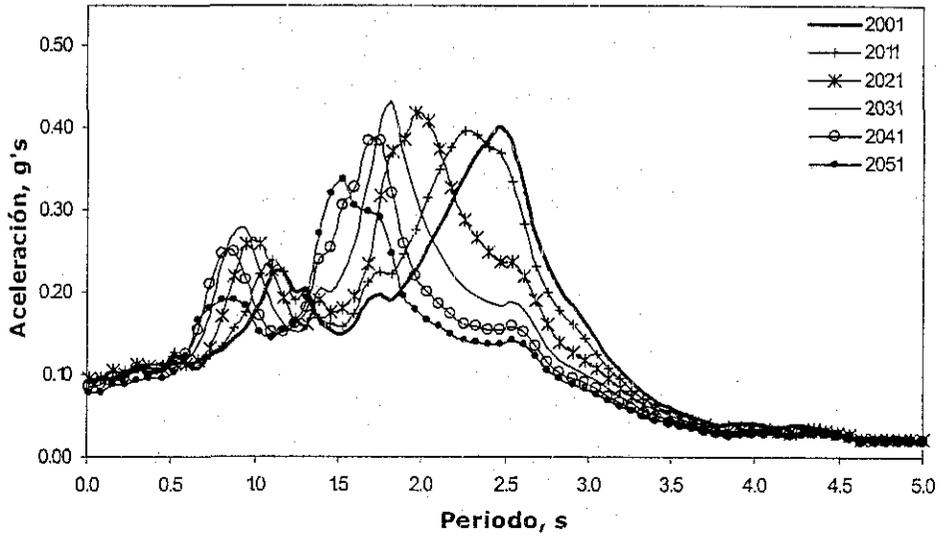


Figura 7.32. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 14 dirección NS, sismo de Michoacán

- Dirección EO

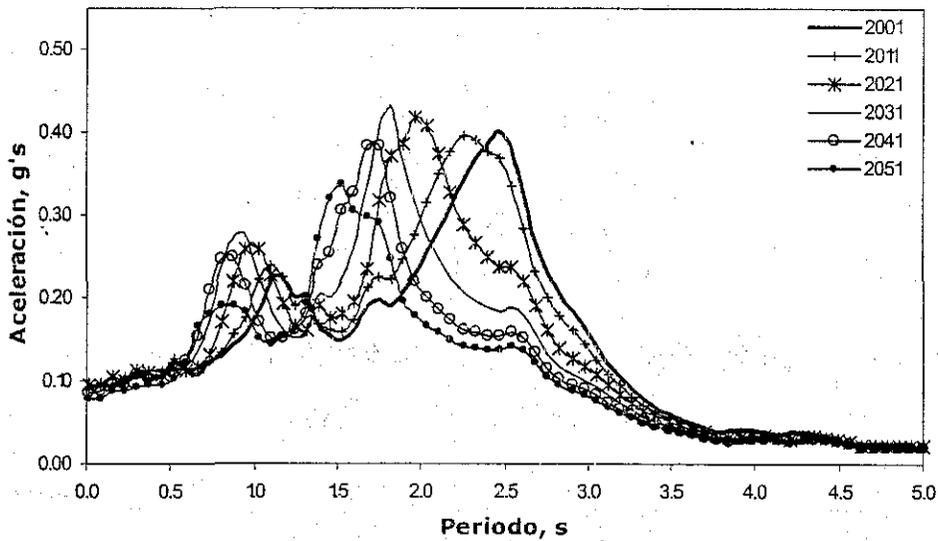


Figura 7.33. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 14 dirección EO, sismo de Michoacán

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

❖ Sitio 18

- Dirección NS

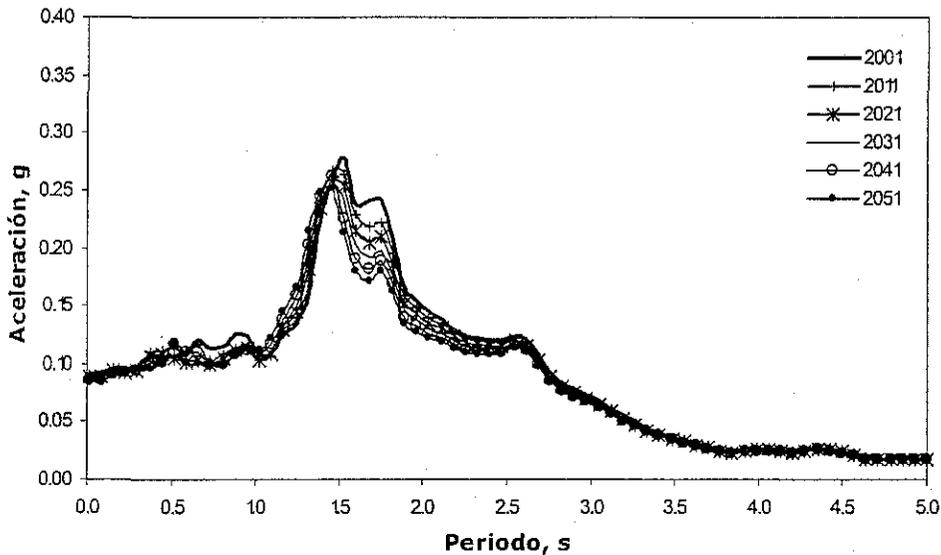


Figura 7.34. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 18 dirección NS, sismo de Michoacán

- Dirección EO

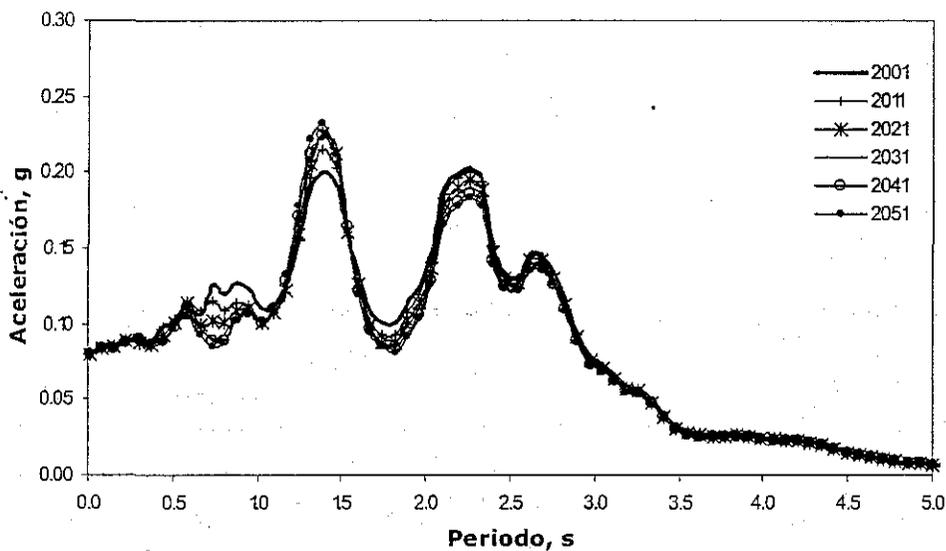


Figura 7.35. Análisis evolutivo de la respuesta sísmica en el sitio 18 dirección EO, sismo de Michoacán

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

7.4.2 Amplificación espectral

Los cambios en la amplificación espectral desde el año 2001 hasta el año 2051 para la dirección NS, son mostrados en las Figuras 7.36 a la 7.41. Se observa que el valor máximo de la amplificación espectral se alcanza para periodos entre 1.6 y 1.7s.

En general el valor medio de la amplificación espectral en predio, para el año 2051, fue de $ACE/ACE_{MAX} = 4.65$. Este valor es mayor que el obtenido con las excitaciones del sismo de Tehuacan. Además se observa que para todos los sitios la amplificación espectral por debajo de 0.45 s es insignificante.

❖ Sitio 1

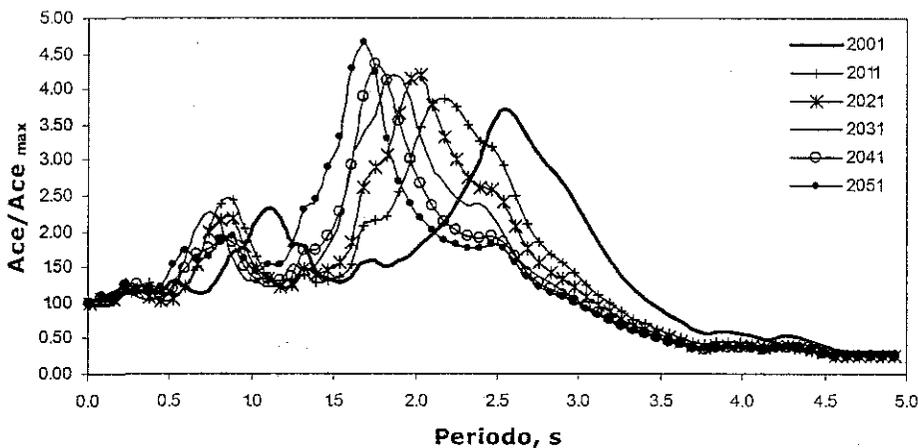


Figura 7.36. Amplificación espectral a lo largo de 50 años para el sitio 1, sismo de Michoacán

❖ Sitio 4

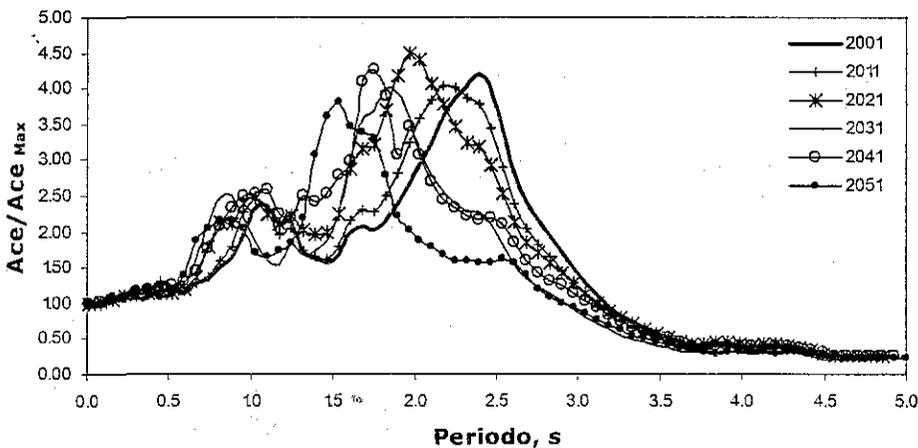


Figura 7.37. Amplificación espectral a lo largo de 50 años para el sitio 4, sismo de Michoacán

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

❖ Sitio 8

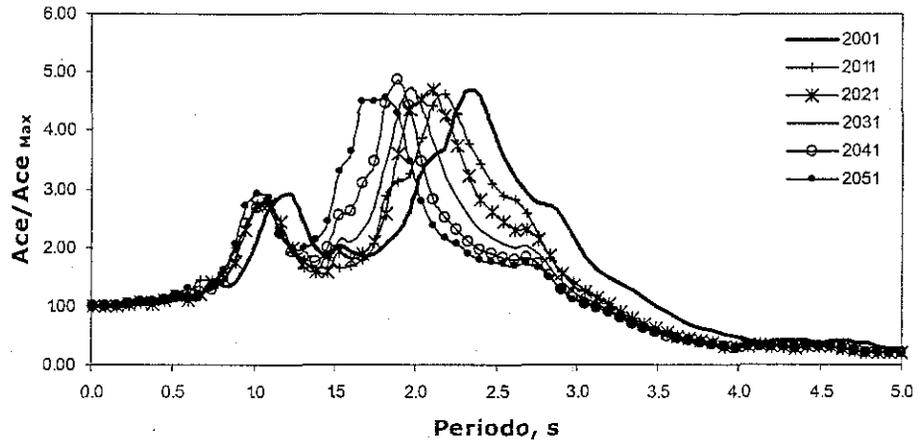


Figura 7.38. Amplificación espectral a lo largo de 50 años para el sitio 8, sismo de Michoacán

❖ Sitio 9

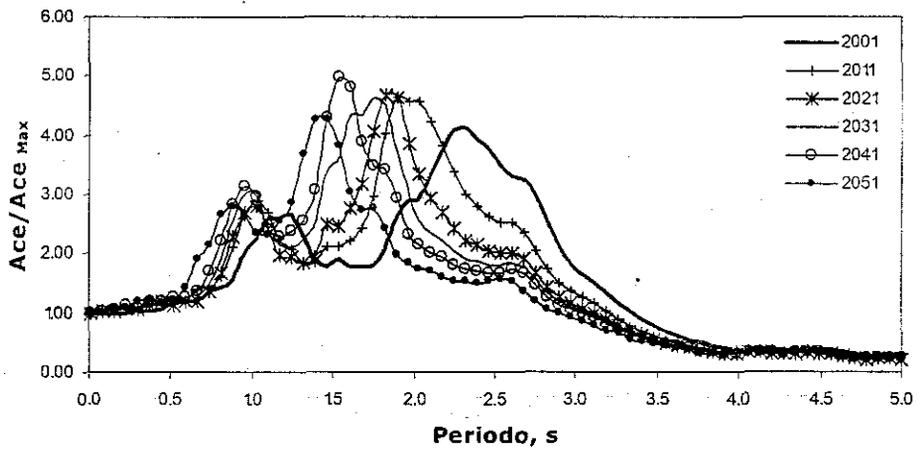


Figura 7.39. Amplificación espectral a lo largo de 50 años para el sitio 9, sismo de Michoacán

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

❖ Sitio 14

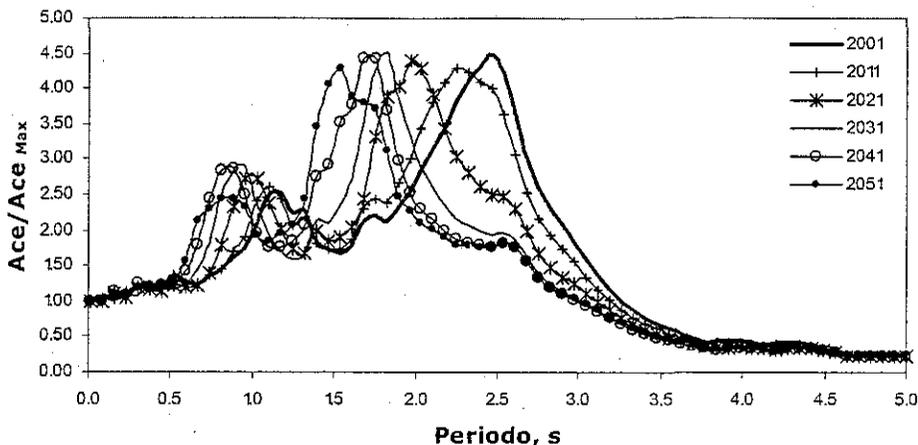


Figura 7.40. Amplificación espectral a lo largo de 50 años para el sitio 14, sismo de Michoacán

❖ Sitio 18

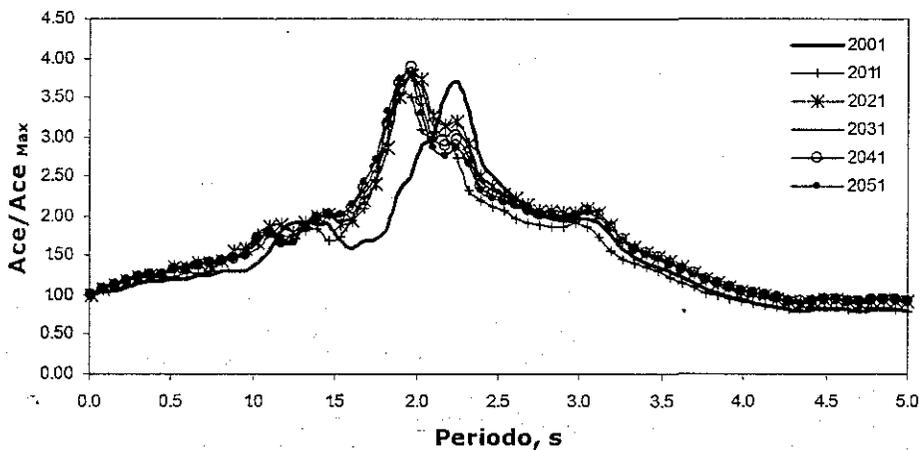


Figura 7.41. Amplificación espectral a lo largo de 50 años para el sitio 18, sismo de Michoacán

TESIS CON
FALLA DE CALIFICACIÓN

Conclusiones

En este trabajo se analizaron y discutieron los efectos del hundimiento regional en las propiedades estáticas y dinámicas de las masas arcillosas del subsuelo del ex-lago de Texcoco para un intervalo de 50 años. Se utilizó un modelo de consolidación regional para estudiar detalladamente la evolución futura de las presiones de poro en el área estudiada. Con base en estas estimaciones se calcularon los asentamientos futuros y los incrementos en los esfuerzos efectivos. Los cambios en las propiedades índice y mecánicas de los estratos arcillosos se determinaron con ayuda de algunas expresiones matemáticas explicadas en este trabajo.

Las propiedades dinámicas de las arcillas de la Ciudad de México, en el ex-lago de Texcoco, cambiarán en el futuro debido al hundimiento regional. Dada la presente tendencia en la evolución urbana y demográfica en la ciudad, es predecible que el hundimiento regional continuará por un tiempo indefinido en el futuro. Por tanto, las propiedades dinámicas y consecuentemente, la respuesta sísmica en la zona lacustre de la cuenca de México, evolucionarán. Predecir con exactitud los cambios dinámicos que experimentará la arcilla del ex-lago de Texcoco en los próximos 50 años no es un trabajo sencillo debido a la complejidad del problema. En este estudio se utilizaron expresiones analíticas para estimar los cambios del módulo de rigidez al corte y del amortiguamiento como variables dependientes de la deformación.

Según los resultados de este trabajo, el hundimiento regional inducido por el bombeo de los acuíferos modificará las propiedades mecánicas de las arcillas del ex-lago de Texcoco. Se observó que los efectos de la disminución de los estratos arcillosos, el aumento de la rigidez del suelo y el incremento del esfuerzo efectivo inducidos por el bombeo de agua, fueron muy significativos en el módulo de rigidez al corte, pero casi imperceptibles en el amortiguamiento. Este proceso de rigidización del suelo indudablemente afectará la respuesta sísmica de las arcillas del ex-lago de Texcoco.

El comportamiento sísmico futuro en las arcillas del ex-lago de Texcoco se estudio analizando la respuesta sísmica para dos eventos con diferentes mecanismos de fuente: el sismo del 15 de junio de 1999 y el sismo del 19 de septiembre de 1985. Los cuales son ricos en componentes de periodos cortos y largos, respectivamente. Aunque, otras regiones sísmicas producen eventos que también afectan la Ciudad de México, los dos considerados aquí representan muestras extremas, de los posibles movimientos.

El efecto de la consolidación de las arcillas en la respuesta sísmica es evidente. A medida que pasan los años las arcillas se irán consolidando y volviéndose más rígidas, aumentando la velocidad de propagación de las ondas de corte y disminuyendo el periodo dominante del depósito. El cambio en las ordenadas espectrales y en los periodos dominantes que se producen a lo largo del tiempo queda bien plasmado en los resultados obtenidos. Estos muestran cómo en el área del ex-lago de Texcoco el periodo fundamental se redujo sustancialmente. Los decrementos en los periodos fundamentales en cada sitio del área de estudio son consecuencia de las características de compresibilidad, de los espesores de los estratos arcillosos y del valor de los incrementos de los esfuerzos efectivos provocados por la disminución de la presión de poro. Los resultados del análisis muestran que el periodo fundamental del depósito disminuyó de aproximadamente 2.40s en el año 2001 a 1.55 s en el año 2051.

El análisis evolutivo de la respuesta sísmica del predio manifestó que el depósito será más vulnerable a eventos de altas frecuencias o periodos largos que a eventos de bajas frecuencias. Es decir, a sismos de falla normal profunda o aquellos producidos por fallas activas cercanas, que concentren la energía entre 1.50 y 1.80 s. El aumento de los valores de las ordenadas espectrales conjuntamente con la reducción de su periodo característico, obtenidos con el sismo de Tehuacán, resultan en un mayor peligro sísmico para las estructuras que fueran cimentadas en estos depósitos arcillosos con periodos naturales menores al del suelo (1.55 s). En cambio con el sismo de Michoacán podría existir una disminución en los valores de las ordenas espectrales máximas según el periodo predominante del sitio.

La disminución del periodo fundamental en los depósitos del ex-lago de Texcoco debido al endurecimiento de las arcillas justifica la conveniencia de revisar recurrentemente los existentes mapas de isoperiodos disponibles en los reglamentos de construcción de la Ciudad de México y de los municipios conurbados del estado de México ubicados en zonas lacustres. Desde el punto de vista del diseño de estructuras, los resultados muestran que conviene tener un edificio con un periodo natural ligeramente superior al del suelo (para las condiciones de éste en el momento de la construcción) ya que con el tiempo la severidad de los movimientos sísmicos del terreno decrecerá. Por consiguiente el tiempo mitiga el peligro sísmico.

El análisis de respuesta sísmica presentado y discutido aquí es ciertamente limitado en su contenido y extensión pero de ningún modo puede considerarse falto de importancia.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

9.

Bibliografía y referencias

Bárcena A. y Romo, M. P., 1994. *RADSH: programa de computadora para analizar depósitos de suelo estratificados horizontalmente sujetos a excitaciones dinámicas aleatoria*. Reporte interno Instituto de Ingeniería, UNAM.

Blanch M. I., 1999. *Hundimiento regional del centro histórico de la ciudad de México: situación actual y predicciones*. Tesis de especialidad en ingeniería del terreno, Escola Técnica Superior d'Enginyers de Camins Canals i Ports de Barcelona, España.

Bendat J. S., 1971. *Random data: analysis and measurement procedures*. John Wiley and Sons, Inc. New York, USA, pp. 37-70

Carrillo, N., 1948. *Influence of artesian wells in the sinking of Mexico City*. Proc. Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam.

Cruickshank G. G., 1998. *Proyecto Lago de Texcoco, rescate hidroecológico*. Segunda edición, México.

Dobry, R. y Vucetic, M., 1987. *Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits*. Proc. Simposio Internacional de Ingeniería Geotécnica de Suelos Blandos, M. J. Mendoza (editor), México, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, vol 2, 49-85

EduPro Civil Systems INC., 1999. PROSHAKE , version 1.01. <http://www.proshake.com/>.

García, S. R., Romo, M. P., Nazuno, F. J., y Ramos, A., 2001. *A recurrence quantification approach for the modelling of Mexico city ground motions*. Published by Elsevier Science Ltd. 12th European Conference on Earthquake Engineering.

Giralt, J. A., 2001. *Evolución de la Respuesta Sísmica del Terreno en el subsuelo arcilloso de la Catedral metropolitana de la ciudad de México*. Tesis de especialización. Escola Técnica Superior d'Enginyers de Camins Canals i Ports de Barcelona, España.

Hardin, B. O. y Drnevich, V. P., 1972. *Shear modulus and damping in soils: design equations and curves*. Proc. ASCE, 98, No. SM7

Haskell, N. H., 1953. *The dispersion of surface waves in multilayered media*. Bulletin of the Seismological Society of America, vol 43, 17-34.

Hernández, D. J., 1998. *Procesamiento y análisis de los registros sísmicos obtenidos entre 1993 y 1997 en un edificio de 14 niveles de la ciudad de México*. Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM

Herrera, I. y Rosenbleuth, E., 1965. *Response spectra on stratified soil*. Proc. Third World Conference of Earthquakes Engineering, New Zealand.

Hiriart, F. y Graue R., 1969. *El hundimiento de la ciudad de México proyecto Texcoco, Volumen Nabor Carrillo: Proyecto Texcoco*, Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México, 149-165.

Idriss, I. M. y Seed, H. B., 1968. *Seismic response of horizontal layers*, Proceedings of the American Society of Civil Engineering, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division.

Isaacson, E. y Keller, H. B., 1996. *Analysis of numerical methods*. New York: John Wiley & Sons.

Jaime, A. y Romo, M. P., 1986. *Características del suelo en el sitio Plaza Río de Janeiro*. Reporte interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Kramer, S., 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, NJ. 115

Lermo, J. L., 1992. *Observaciones microtremores en México y su aplicación en la ingeniería sísmica*. Tesis Geofísica, maestro en ciencias Facultad de ciencias.

Lázares, F. y Ordaz, M., 2002. *Identificación de un posible comportamiento no lineal del suelo en la ciudad de Acapulco*. XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica AC. Guadalajara, México.

Marsal, R. J. y Graue, R. L., 1969. *El subsuelo del lago de Texcoco . Libro. El hundimiento de la ciudad de México proyecto Texcoco*. Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México , pp 167-202.

Mazari, M., Marsal, R. J. y Alberro, J., 1985. *The settlements of the Aztec great temple analysed by Soil Mechanics*. Sociedad mexicana de mecánica de suelos.

Méndez, E., 1991. *Evolución de las propiedades de la arcilla de la ciudad de México*. B Sc. Thesis, México, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Instituto Politécnico Nacional.

Mendoza, M. J., Ibarra, E., Romo, M. P., Vera, X. F. y Cruz, E., 2002. *Diseño Geotécnico de la cimentación de la subestación eléctrica Lago de Luz y Fuerza del Centro*, Informe Interno del Instituto de Ingeniería, UNAM.

Montalvo-Arrieta, J. C., Sánchez-Sesma, F. J. y Reinoso, E., 2002. A virtual Reference site for the Valley of Mexico, Bulletin of the Seismological Society of America, vol 92, No. 5. pp 1847-1854.

Murillo, F. y García A. G., 1978. *Ex lago de Texcoco*, Memoria del simposio El Subsuelo y la Ingeniería de cimentaciones en el área urbana del valle de México, SMMS, México D.F., pp. 51-82

- Ovando-Shelley, E. y Romo, M. P., 1992. *Estimación de la velocidad de propagación de ondas S en la arcilla de la ciudad de México*, Sismodinámica, vol 2:107-123.
- Ovando-Shelley, E. y Takahashi, V., 1998. *Cambios y evolución de las propiedades del subsuelo de la ciudad de México*. Ingeniería Civil, No. 348, 39-47.
- Ovando-Shelley, E., Flores, M. y Mireles, M., 2002. *Comportamiento de la arcilla de la ciudad de México a bajos niveles de deformación*. XXI Reunión nacional de mecánica de suelos, Querétaro, México.
- Ovando-Shelley, E., Giralt, A., Cerrud, Y. y Romo, M. P., 2002. *Effects on soil properties of future settlements in Mexico City due to ground water extraction*, Geofísica Internacional.
- Ovando-Shelley, E., Cerrud Y. y Romo, M. P., 2002. *Cambios en las propiedades y la respuesta sísmica de la arcilla del Lago de Texcoco debidos al hundimiento regional*. XXI Reunión nacional de mecánica de suelos, Querétaro, México.
- Oppenheim, A. V. y Schaffer, R. W., 1999. *Discrete-time signal processing*. Segunda edición, Prentice Hall Signal Processing Series, Upper Saddle River, pp:439-511
- Ordaz, M., Montoya, C., Singh, S. K. y Pacheco, J., 2000. *DEGTRA versión 1.1.2: Programa de computadora para calcular espectros de aceleraciones*. Informe Interno del Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Pestana, J. M., Sancio, R. B., Bray, J. D., Romo, M. P., Mendoza, M. J., Moss R. E., Mayoral J. M. y Seed R. B., 2002. *Geotechnical engineering aspects of the June 1999 central Mexico earthquakes*. Earthquakes Engineering Research Institute. Earthquakes Spectra, Vol 18, No.3. 481-499
- Romo, M. P. y Ovando-Shelley, E., 1989. *Effective shear strength from undrained tests*, Serie Gris, Pub. No. E-59, México: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Romo, M. P., 1995. *Clay behaviour, ground response and soil-structure interaction studies in Mexico City, Estado del arte*, Third Int. Conference on Recent Advances in Geotechnical Engineering and Soil Dynamics, S. Prakash, Universidad de Missouri, Rolla, Saint Louis, Missouri.
- Romo, M. P. y Ovando-Shelley, E., 1996. *Modelling the dynamic behaviour of Mexican clays*. Proc. XII Int Conf. on Earthq. Engn., Acapulco, Mexico, CD edition.
- Romo, M. P., Auvinet, G., Ovando-Shelley, E., Mendoza, M. J., Taboada, V. M., Lermo, J y Mooser, F., 2001. *Ingeniería geotécnica para el nuevo aeropuerto internacional de la Ciudad de México: Soluciones en el ex-Lago de Texcoco y en Zapotlán de Juárez*, Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, a Aeropuertos y Servicios Auxiliares.
- Rosenbleuth, E., 1952. *Teoría del diseño sísmico sobre mantos blandos*. Ediciones ICA, México, Serie B 14, 3-12.
- Rosenbleuth, E. y Ovando-Shelley, E., 1990. *Geotechnical lessons from Mexico City and other recent earthquakes*. Proc. Second Int. Conference on Recent Advances in Geotechnical

- Engineering and Soil Dynamics (1995), S. Prakash (editor), University of Missouri, Rolla, Saint Louis, Missouri, Vol. 2, 1799-1811.
- Santoyo, E. y Olivares, A., 1980. *Penetrómetro estático para suelos blandos*, Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 8069
- Santoyo, E., Lin, R. y Ovando-Shelley, E., 1989. *El cono en la exploración geotécnica*. México: TGC Geotecnia.
- Santoyo, E. y Ovando-Shelley, E., 2000. *Catedral y Sagrario de la ciudad de México: Corrección geométrica y endurecimiento del subsuelo*. Reporte Técnico remitido al Consejo Nacional para la Cultura y las Artes (CONACULTA).
- Sarmiento, N., 2001. *Evaluación de la respuesta sísmica en el Valle de México aplicando redes neuronales artificiales*, tesis de Maestría, DEPMI, UNAM
- Schnabel, P. B., Lysmer, J. y Seed, H. B., 1972. *SHAKE : a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*. Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley. Report No. EERC 72-12
- SMIS, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A. C., 2000 . *Base mexicana de datos de sismos fuertes*. CD-ROM, Vol 2.
- Sainz, I. O., Quintero, A. G., Molina, E., Becerril, A. C., Serrano, G. P., 1953. *Boletín de Mecánica de Suelos No.1: recopilación de datos del valle de México*. Secretaria de Recursos Hidráulicos. Comisión Hidrológica de la cuenca del valle de México.
- Madera, G.A., 1971. *Fundamental period and Amplification of peak acceleration in layered systems*. Research Report R70-37. Dept. Of Civil Engineering, MIT, Cambridge, Mass.
- Tamez, E., 1992. *Differential settlements in colonial buildings in Mexico City's historical centre, XI Nabor Carrillo Lecture*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Tamez, E., Santoyo, E., Cuevas, A. y Ovando-Shelley, E., 1995. *Catedral Metropolitana: corrección geométrica*, Capítulo II: Diagnóstico y proyecto geotécnico, informe técnico. Asociación de Amigos de la Catedral Metropolitana de México, A. C, S. Zaldívar (editor), 41-114.
- Tamez, E., Ovando-Shelley, E. y Santoyo, E., 1997. *Underexcavation of the Metropolitan Cathedral in Mexico City*. Proc. XIVth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, 4, 2105-2126.
- Thomson, W. T., 1950. *Transmission of elastic waves through a stratified soil*. Journal of Applied Physics, 21, 89-93.
- Vega-Muñoz, L., 2003. *Análisis y modelación de las propiedades dinámicas de las arcillas del ex-lago de Texcoco*, Tesis de maestría, DEPMI, UNAM.
- Vera, X., 2002., *Medio ambiente sísmico de campo libre para el sitio de Texcoco*, Tesis de maestría, , DEPMI, UNAM.

Zeevaert, L., 1971. *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*. New York: Van Nostrand Reinhold Co.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN