



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN**

**“CONCEPTOS BÁSICOS PARA LA
EVALUACIÓN DE ASENTAMIENTOS
DIFERENCIALES DE ESTRUCTURAS EN LA
ZONA DE LAGO”**

T E S I S

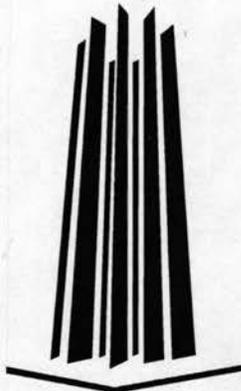
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

OLIVER ELIMELEC NAVA TRISTAN

ASESOR: ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA



MÉXICO,

2004



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGÓN

DIRECCIÓN

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

OLIVER ELIMELEC NAVA TRISTAN
Presente

Con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobado su tema de tesis y asesor.

TÍTULO:

"CONCEPTOS BÁSICOS PARA LA EVALUACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES DE ESTRUCTURAS EN LA ZONA DE LAGO"

ASESOR: Ing. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

San Juan de Aragón, México, 29 de octubre de 2003.

LA DIRECTORA

ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



C p Secretaria Académica
C p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil
C p Asesor de Tesis

LTG/AIR

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, por el apoyo incondicional brindado hasta ahora.

A mis hermanos, por la motivación.

A mis amigos, por los buenos momentos.

A mi asesor, por ayudarme a salir adelante.

A mis profesores, por guiarme por buen camino.

A la UNAM, por darme la oportunidad de tener una profesión.

A Usted, por estar en los momentos más difíciles.

A todos ustedes mi más sincero agradecimiento.

“Gracias”

ÍNDICE

	Página
INTRODUCCIÓN	iv
1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ESTRATIGRÁFICA DEL VALLE DE MÉXICO	1
1.1 Relleno aluvial. Antiguo concepto	3
1.2 Relleno aluvial. Nuevo concepto	4
1.3 Formaciones anteriores	9
2. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES	13
2.1 Reconocimiento del sitio	13
2.2 Reglamento de construcción y estudio de mecánica de suelos	19
2.3 Exploración del subsuelo	21
2.3.1 Sondeos	23
2.3.2 Pozos a cielo abierto	24
2.4 Pruebas de laboratorio y de campo	25
2.4.1 Ensayes estáticos	25
2.4.2 Ensayes dinámicos	28
2.5 Descripción de piezómetros	28
2.6 Zonificación en el Distrito Federal	31
2.7 Hundimientos en la ciudad de México	33
2.8 Influencia de los hundimientos en obras	37
2.9 Descarga del terreno	38
3. CAUSAS POSIBLES DE GENERACIÓN DE FISURAMIENTOS EN EL SUBSUELO	42
3.1 Grietas por evaporación	42
3.2 Propagación de grietas	43
3.2.1 Criterios de falla	45
3.3 Agrietamiento lacustre al oriente de la ciudad de México	46
3.4 Soluciones geotécnicas para el agrietamiento de suelos	47

4. PROBLEMAS GEOTÉCNICOS DEBIDOS A LA SISMICIDAD	53
4.1 Propiedades de suelos bajo cargas sísmicas	54
4.2 Efectos de la excitación sísmica en suelos	56
4.3 Efectos de las formaciones locales en la excitación sísmica	58
4.4 Interacción suelo—estructura	61
4.4.1 Interacción estática suelo—estructura	61
4.4.2 Interacción dinámica suelo—estructura	64
4.5 Algunas repercusiones en la ingeniería de cimentaciones	66
5. PROBLEMÁTICA DE PARÁMETROS EN EL DISEÑO DE CIMENTACIONES	70
5.1 Discusión de parámetros	72
5.2 Parámetros definitivos de los materiales del subsuelo	76
5.3 Consideraciones finales	81
6. CAUSAS QUE GENERAN ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES	82
6.1 Caso Coacalco	82
6.2 Caso Niza	86
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	91
REFERENCIAS	95

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo tiene como objetivo general establecer las bases de las causas por las que se generan los asentamientos diferenciales en construcciones urbanas. Se aplica sólo para la Zona III, o de Lago, de la ciudad de México, debido a las grandes deformaciones que se presentan en dicha zona.

El problema fundamental radica en la elección del tipo de cimentación y del proceso constructivo. Estos factores son de vital importancia para el correcto funcionamiento de una obra civil. Por esto es de vital importancia ciertos aspectos como: la funcionalidad, la seguridad y la estabilidad; para resolver el problema antes mencionado.

El tipo de cimentación y el proceso constructivo no se pueden seleccionar sin conocer la estratigrafía, con ésta se selecciona el estrato sobre el cual se va a apoyar la cimentación; y algunos posibles problemas, como lo son los asentamientos, que se presentan en los suelos.

El capítulo 1 hace referencia a la parte geológica de los sedimentos aluvio—lacustres de la ciudad de México. En éste, se describe en forma breve el origen del subsuelo del valle de México, estando la actual estratigrafía conformada por: capa superficial, serie arcillosa superior, primera capa dura, serie arcillosa inferior y serie

estratificada. También se presenta una figura con la estratigrafía de la ciudad de México, la cual muestra en general la existencia de grandes espesores de suelos altamente compresibles, como lo son las arcillas.

En el capítulo 2, se mencionan las consideraciones generales para el diseño y construcción geotécnica de cimentaciones, haciendo énfasis para la zona lacustre del subsuelo. Estas consideraciones son fundamentales para el comportamiento de la superestructura. Se expone, desde el reconocimiento del sitio, las cargas arqueológicas, sobrecargas históricas, sobrecargas modernas, implicaciones de la historia de cargas, explotación de los acuíferos del subsuelo hasta las construcciones vecinas. También se tratan aspectos como el reglamento de construcción, el cual es característico de cada lugar y los estudios de mecánica de suelo, describiendo algunas de las pruebas recomendadas para seleccionar el tipo de cimentación y finalmente se comenta sobre el hundimiento regional.

Las causas del fenómeno de agrietamiento, en algunas ocasiones, pueden ser variables: por lluvias y encharcamientos, bombeo del agua en el subsuelo, incremento de presiones hidrostáticas en mantos permeables superficiales, etc. En lo que concierne a los agrietamientos, que en muchas ocasiones se presentan en la zona de Lago, se describen algunas de las posibles causas del fenómeno. Hasta la actualidad, se han hecho pocas investigaciones con respecto a este tema. Como este punto es de gran importancia en la construcción de cimentaciones, debido a los efectos que sobre estas se tiene, se menciona sobre el tema en el capítulo 3.

En cuanto al capítulo 4, se explican los problemas que se pueden presentar debido a la sismicidad, mostrando la importancia de los parámetros dinámicos del suelo, los cuales sirven para poder hacer un análisis de interacción suelo—estructura. El propósito de la interacción estática suelo—estructura es llevar a cabo un análisis estructural tomando en cuenta el efecto de la rigidez del terreno de cimentación, lo que conduce a un diseño racional de la subestructura. Al arribar las ondas sísmicas a la superficie del suelo generan movimientos en las estructuras desplantadas sobre él, si

los desplazamientos en el terreno libre, son diferentes de los de la cimentación, se dice que la estructura y el terreno están acoplados y, por tanto, hay interacción dinámica suelo—estructura. En la actualidad, este análisis debe de ser usado como herramienta indispensable en la determinación de elementos mecánicos que sirvan para el diseño tanto geotécnico como estructural de las cimentaciones.

En el capítulo 5 se describen brevemente algunas pautas del proceso de selección y aplicación del criterio de diseño de cimentaciones más conveniente, a partir de los parámetros del suelo, ya que de éste depende el cumplimiento de los requisitos de desempeño para la cimentación de interés. Para llevar a cabo la selección más apropiada de una cimentación, se debe desarrollar una serie de pautas en forma ordenada y en secuencia de todos y cada una de ellas. Una cimentación justificada será la más económica, funcional, segura y estable.

En el capítulo 6, se presenta el estudio de asentamientos diferenciales para el caso de un conjunto habitacional ubicado en el municipio de Coacalco y, otro caso, de un edificio de oficinas ubicado en la calle Niza, colonia Juárez, Distrito Federal. Los estudios geotécnicos realizados, para estos dos casos, mencionan y describen las posibles causas de asentamientos diferenciales, los cuales tienen influencia en el comportamiento que presentan las estructuras de interés.

En el último capítulo, se presentan las conclusiones y recomendaciones mínimas del estudio efectuado a considerar para contribuir a la solución al problema de asentamientos diferenciales.

CAPÍTULO 1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ESTRATIGRÁFICA DEL VALLE DE MÉXICO

La ciudad de México se ubica en la región surponiente de la así denominada Cuenca de México, esta última está limitada al norte por la sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al este, por los llanos de Ápan, los montes de Río Frío y la Sierra Nevada; al sur, por la sierras de Cihuatzin y Ajusco¹; y al oeste, por las sierras de Las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo (figura 1.1). La superficie total de la cuenca es del orden de 7,160km², de los cuales 3,080km² corresponden a zona montañosa y 2,050km² a zonas bajas bien definidas. La altura sobre el nivel del mar en la parte más baja es de 2,240m, aproximadamente.

La Ciudad de México ocupa un área aproximada de 1,480km² y una buena parte de ella se encuentra construida sobre el fondo de un antiguo lago, condición que se ha relacionado con los problemas de cimentación que se presentan en la ciudad.

Numerosos estudios geológicos y geotécnicos que se han realizado en relación con el subsuelo de la ciudad de México han permitido zonificarlo en tres grandes áreas, zona I (de Lomas), zona II (de transición) y zona III (de Lago), atendiendo al punto de vista estratigráfico; así, como determinar el origen de los diferentes estratos que las conforman, y que a continuación se mencionan.

¹ Este conjunto también es conocido por Sierra de Chichinautzin.

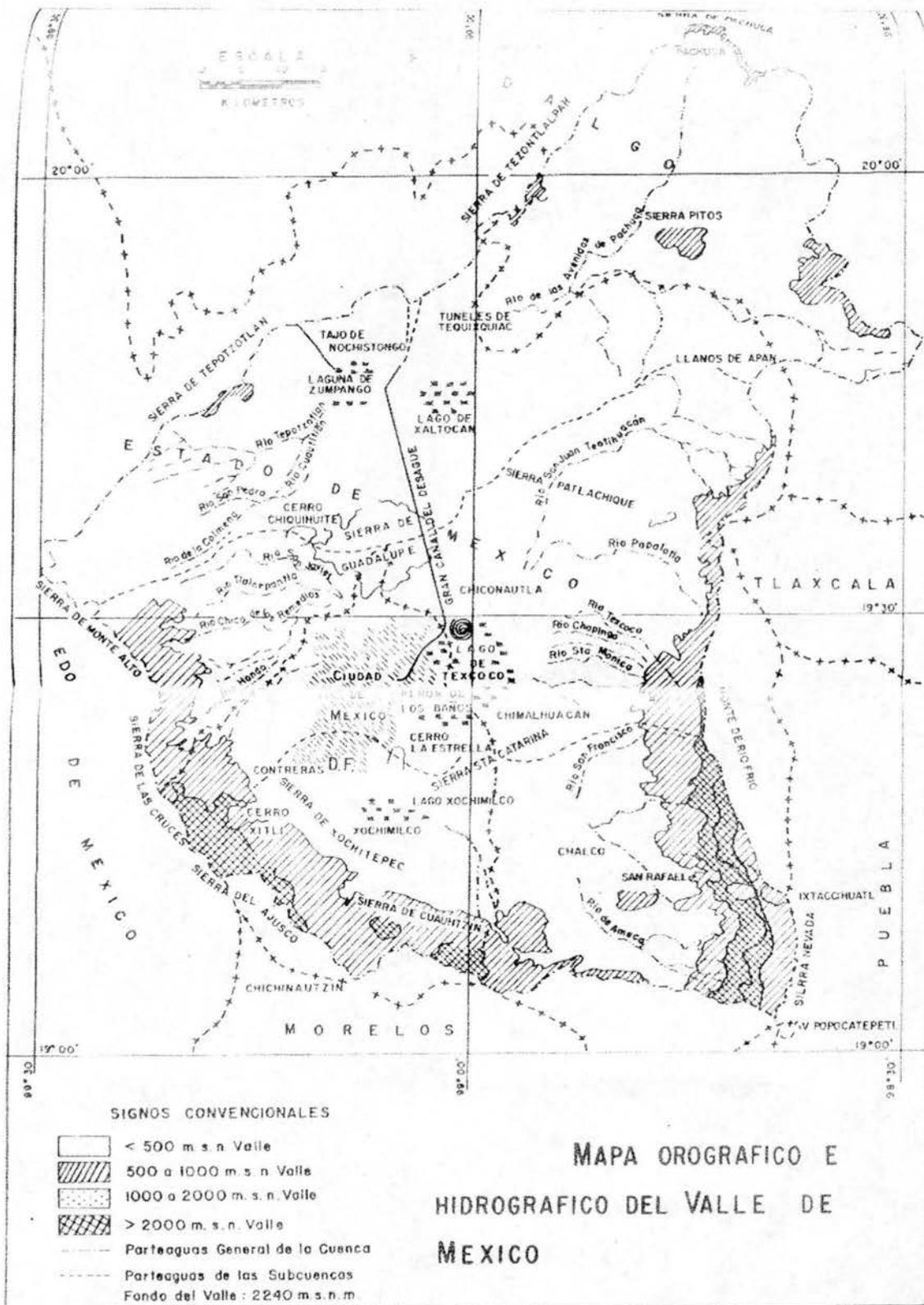


FIGURA 1.1. Mapa orográfico e hidrográfico del Valle de México. (Juárez y Rico)

1.1 Relleno aluvial. Antiguo concepto.

Antes del sismo de 1985, la concepción geológica general (litológica y estratigráfica) para el relleno aluvial era el que se reproduce en las secciones "A" y "B" de la figura 1.2. Ambas secciones se ubican en un plano general, indicado en la figura 1.3. Así se concebía el relleno aluvio—lacustre como un cuerpo extenso de arcillas, gravas, arenas y limos, con un espesor aproximado de 300m debajo de la Alameda y el Zócalo. Este relleno, originado en las barrancas de las Lomas y en el Valle de Cuauhtepac, cubría con su ancho al valle situado entre el Cerro de Chapultepec y el Peñón de los Baños; además se extendía de norte a sur aumentando en espesor, midiendo por debajo de Xochimilco aproximadamente 800m, donde limita súbitamente con un manto de basaltos (la Sierra del Chichinautzin), que se formó en los últimos 600 mil años.

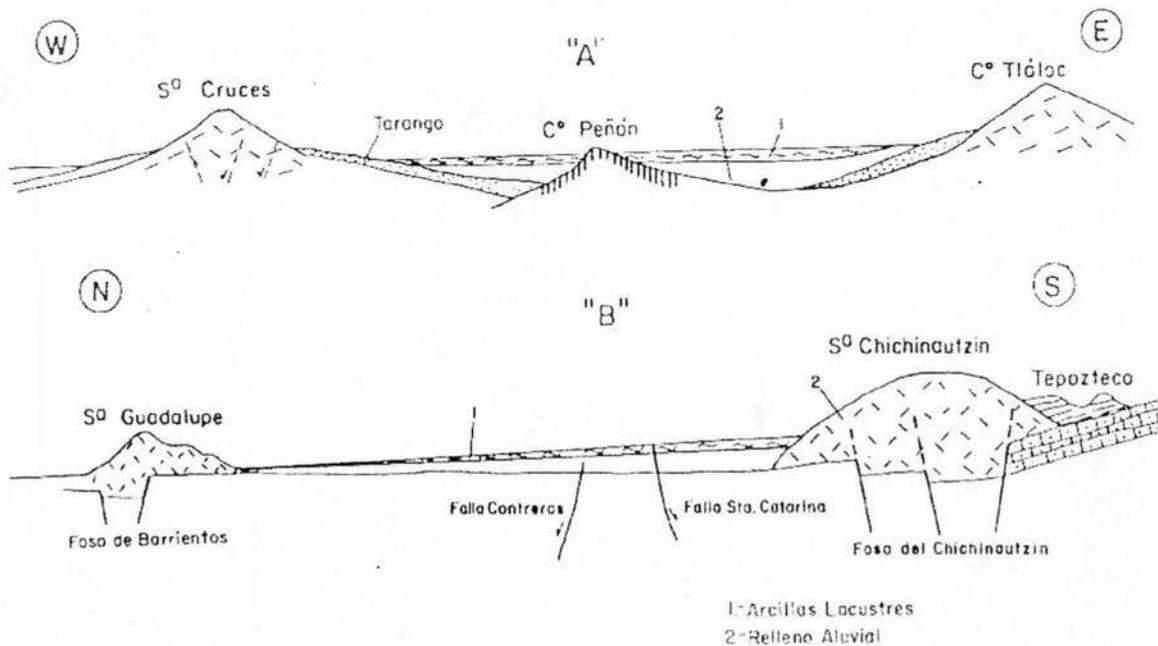


FIGURA 1.2. Secciones "A" y "B". (Mooser).

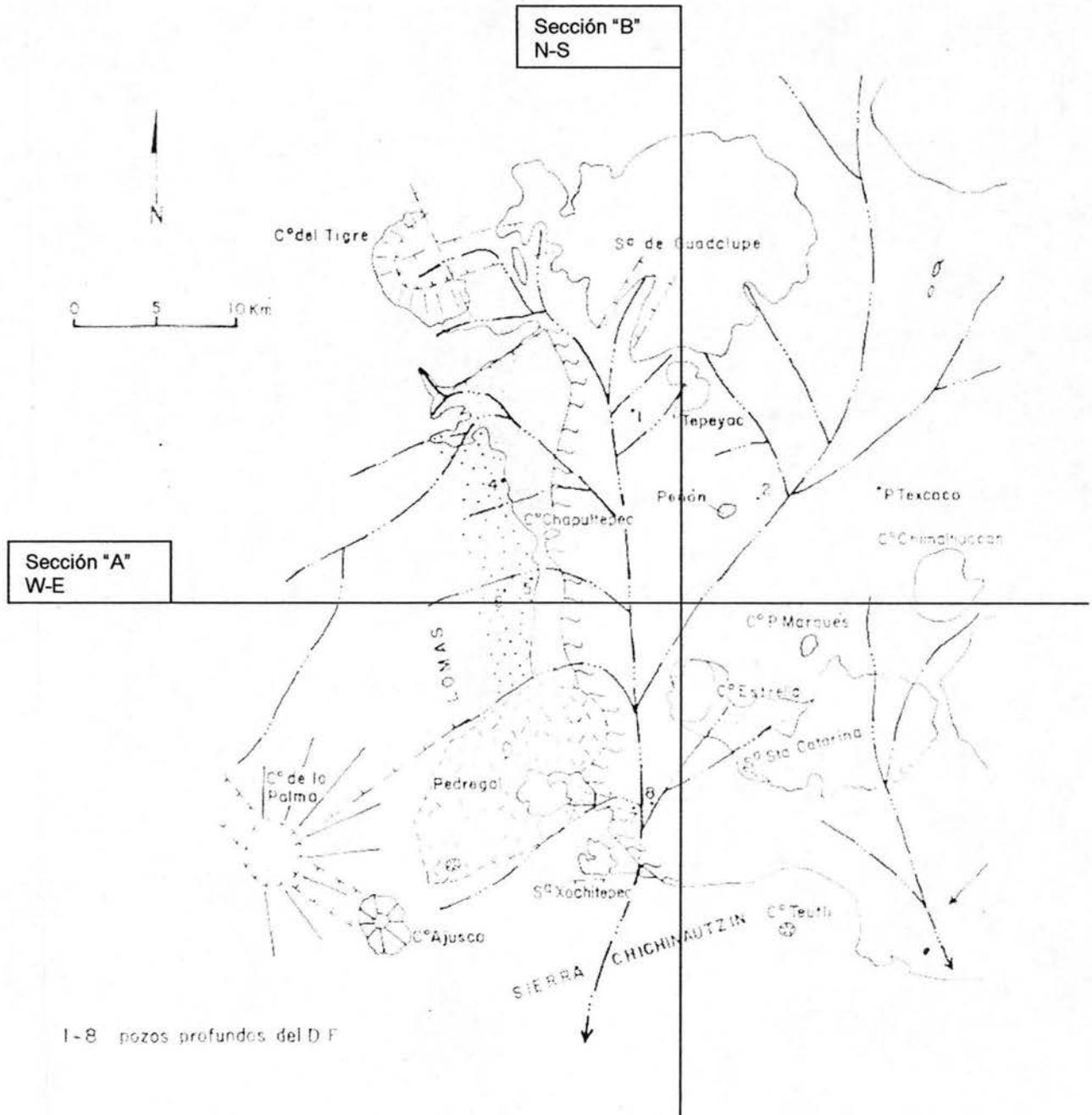


FIGURA 1.3. Drenaje Pre—Chichinautzin y ubicación de secciones geológicas "A" y "B". Antiguo Concepto. (Mooser).

1.2 Relleno aluvial. Nuevo concepto.

Con los resultados obtenidos de pruebas de refracción sísmica en combinación con datos de cinco pozos profundos (figura 1.4), y la debida interpretación de resultados, se originó un cambio importante en la concepción original obteniendo como

resultado que, debajo de las arcillas lacustres, está sepultada una red compleja de valles. En la figura 1.5 se reproducen 3 líneas sísmicas. En todas ellas resalta en la base la Serie Estratificada. En ella aparecen erosionados valles rellenos de clásticos aluviales. Sus profundidades, por lo general, varían de 200m a 350m.

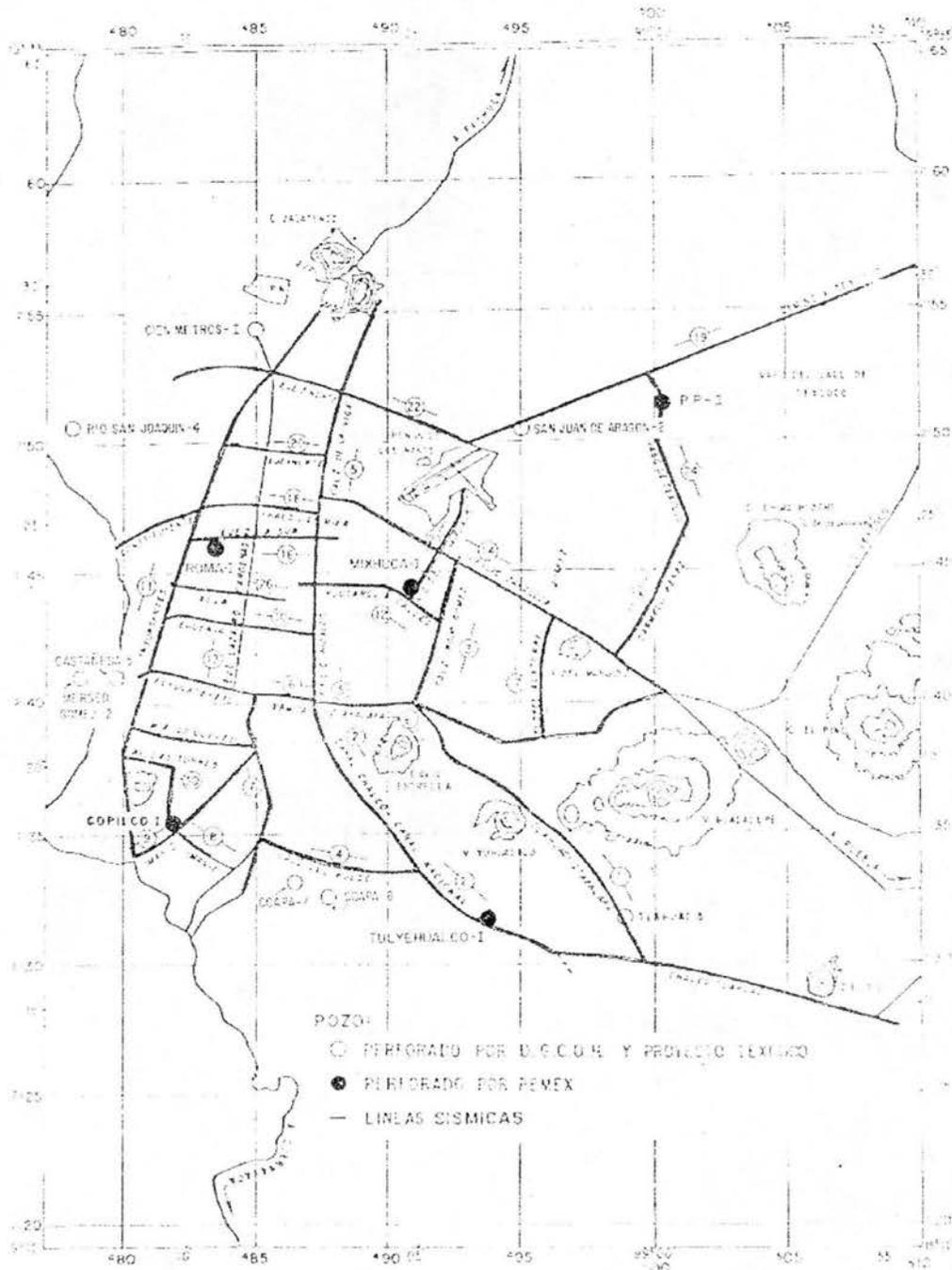


FIGURA 1.4. Ubicación de pozos profundos y líneas sísmicas (Mooser).

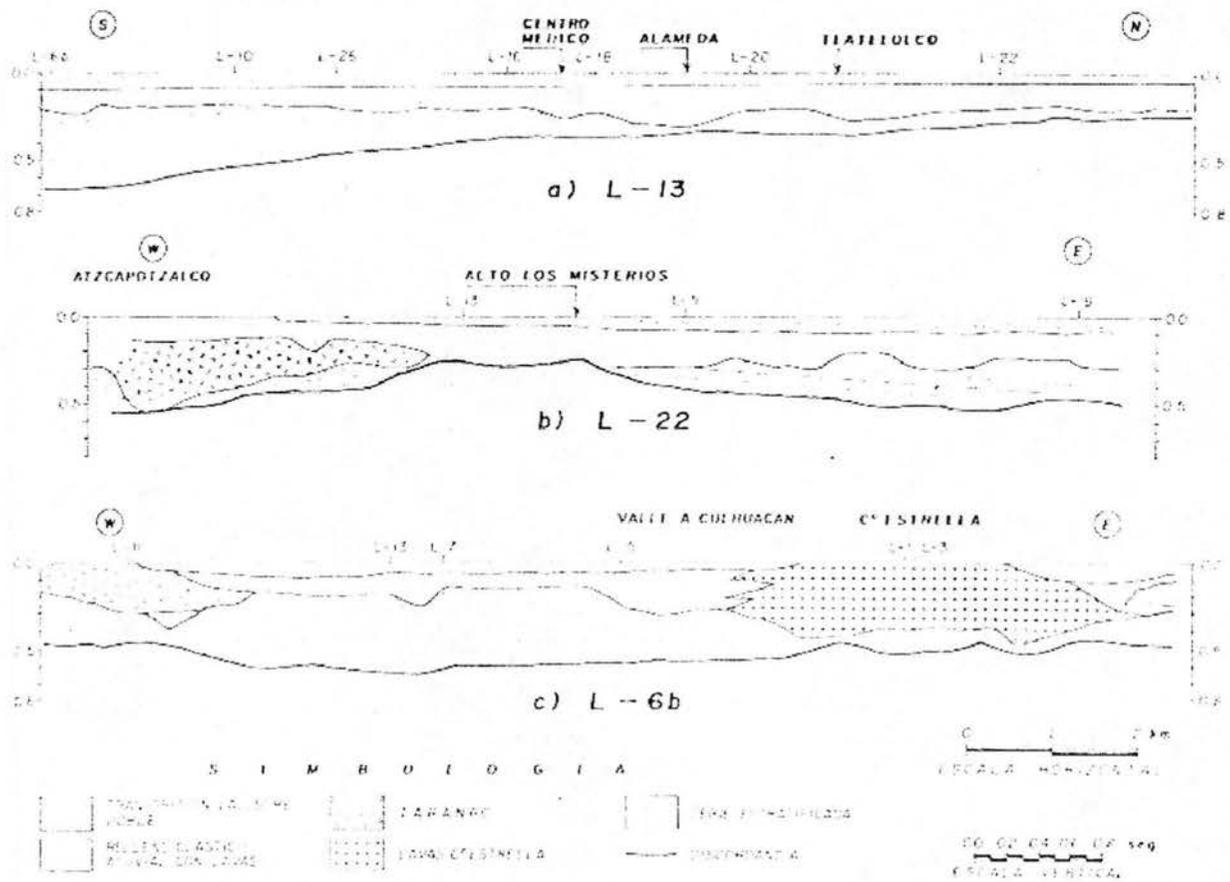


FIGURA 1.5. Secciones sísmicas de los 6 pozos profundos (PEMEX).

En la línea 6 (figura 1.5), que parte de las Lomas y se prolonga al pie norte del Cerro de la Estrella, aparece del lado poniente un valle más profundo que los demás y que fue rellenado por los primeros clásticos volcánicos de la formación Tarango². Esta línea contiene la evidencia que define a la Serie Estratificada como Pre—Tarango. También demuestra que la Serie Estratificada se prolonga al poniente por debajo de la sierra de las Cruces.

La línea 13 (figura 1.5) parte del monumento a La Raza, al sur, y pasa por el lado oriente de la Alameda Central. En esta línea queda establecido que la Serie

² Esta formación, también, es conocida con el nombre de Cuquita.

Estratificada aumenta de espesor al sur; constituye un relleno clástico aluvial antiguo, fuertemente consolidado. El relleno aluvial en esta línea 13 cubre un valle debajo del conjunto Tlaltelolco y, otro más extenso debajo de la Alameda y el centro de la ciudad. Otra erosión menor se presenta al oriente del Centro Médico, comprobándose aquí la existencia de un valle lateral sepultado.

La línea 22 (figura 1.5) resulta de interés por aparecer en ella una elevación formada aparentemente después de la depositación de la Serie Estratificada. Efectivamente, sus estratos aparecen levantados y hasta erosionados sobre el centro de este alto, llamado de los Misterios.

En las tres líneas nombradas anteriormente, el relleno aluvial termina con los depósitos de arcillas lacustres que también aumentan su espesor de norte a sur, constituyendo fundamentalmente una trasgresión lacustre. En el extremo sur, debajo del área de Xochimilco, el espesor de las arcillas aumenta a 150m y más, evidencia de regímenes lacustres anteriores desarrollados al pie de la Sierra del Chichinautzin.

Combinando la información derivada de las líneas sísmicas es posible construir la red hidrográfica Pre—Chichinautzin, figura 1.6. En ella se destaca un primer antiguo valle extenso, originado en las barrancas septentrionales de las Lomas y en la Sierra de Guadalupe. Una debajo de la zona de la Alameda las antiguas barrancas de Tacubaya y Becerra, una proviene probablemente del área de Cuauhtepac y pasa por debajo de Tlaltelolco; se trata del Paleovalle Chapultepec—Alameda. Su correspondiente en el sur se encuentra al pie oeste del cerro de la Estrella; aquí reúne las barrancas de Mixcoac, del Muerto, San Ángel y la Magdalena Contreras, formando un segundo Paleovalle, el de Culhuacán. Ambos quedan conectados por un valle antiguo, relativamente angosto, dirigido de norte a sur.

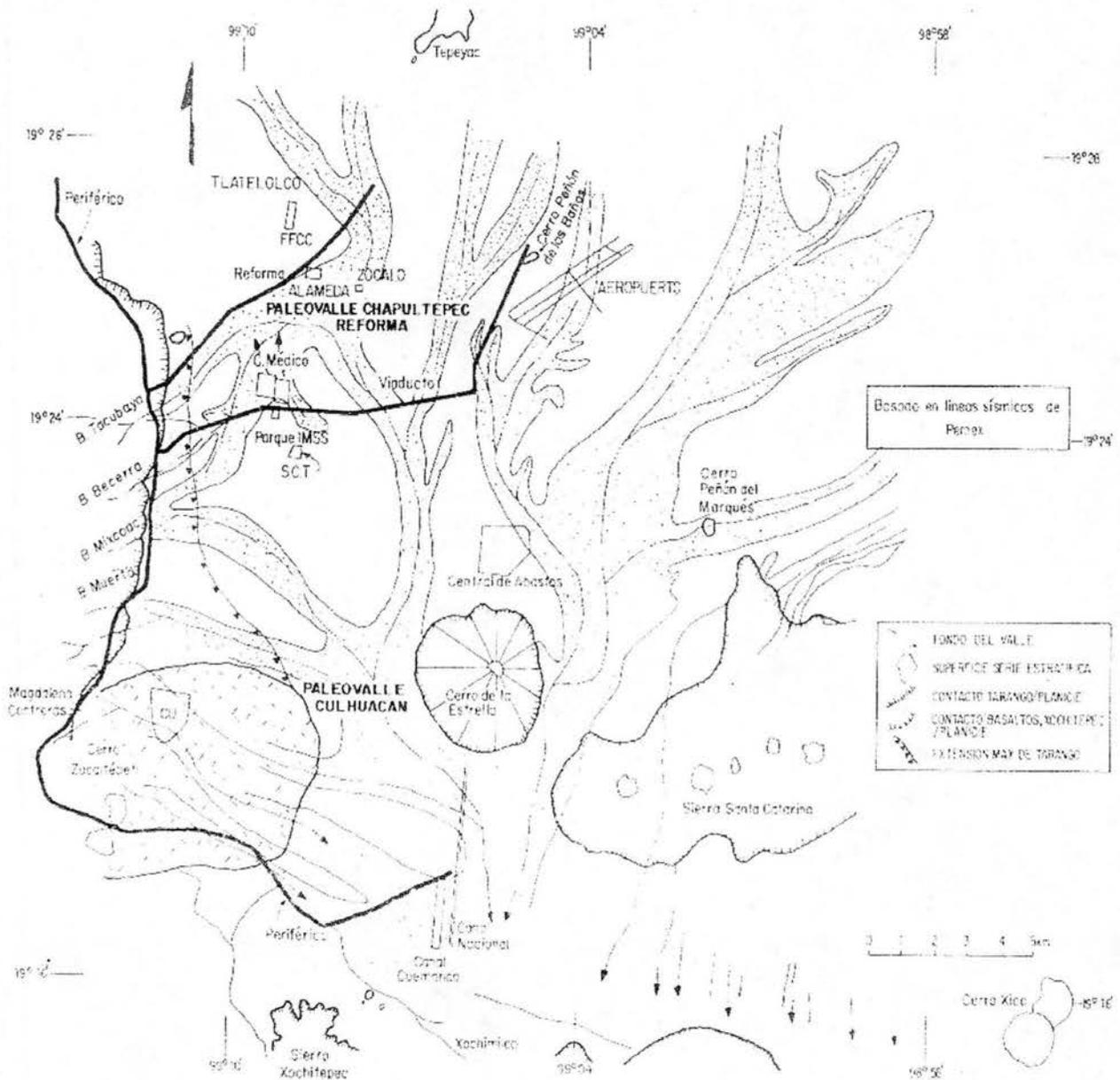


FIGURA 1.6. Antiguo drenaje (Mooser).

En la misma figura se resaltan también otros valles antiguos debajo de la planicie de Texcoco; provienen del pie oriental de la Sierra de Guadalupe, del área de Chiconautla y del área de Texcoco. Forman eventualmente un solo cauce profundo, que pasa al pie oriental del Cerro de la Estrella y se reúne finalmente con la salida del Paleovalle de Culhuacán en un solo gran cauce, con profundidad de 450m.

1.3 Formaciones Anteriores.

Las líneas sísmicas, cotejadas contra los datos estratigráficos directos de 5 pozos profundos han proporcionado una nueva visión de la estructura del subsuelo de la ciudad de México. Además, han permitido definir una secuencia sismoestratigráfica compuesta de los siguientes elementos:

- 1a. Transgresión lacustre (definida por datos superficiales).
- 1b. Relleno clástico aluvial.
- 1c. Lavas de la Sierra del Chichinautzin y Sierra de Santa Catarina.
2. Vulcanitas de la Sierra de las Cruces, con flujos piroclásticos (Tarango).
3. Andesitas basálticas del Cerro de la Estrella y del norte del Tepeyac.
4. Vulcanitas de la Sierra de Guadalupe y Sierra de Xochitepec.
5. Serie Estratificada.
6. Arcillas Lacustres y Vulcanistas Las Humaredas.
7. Calderas de Tlaixpan y Cerro del Tigre.
8. Vulcanitas del Mioceno.
9. Vulcanitas del Oligoceno.
10. Grupo Balsas.

11. Sedimentos marinos plegados del Cretácico.

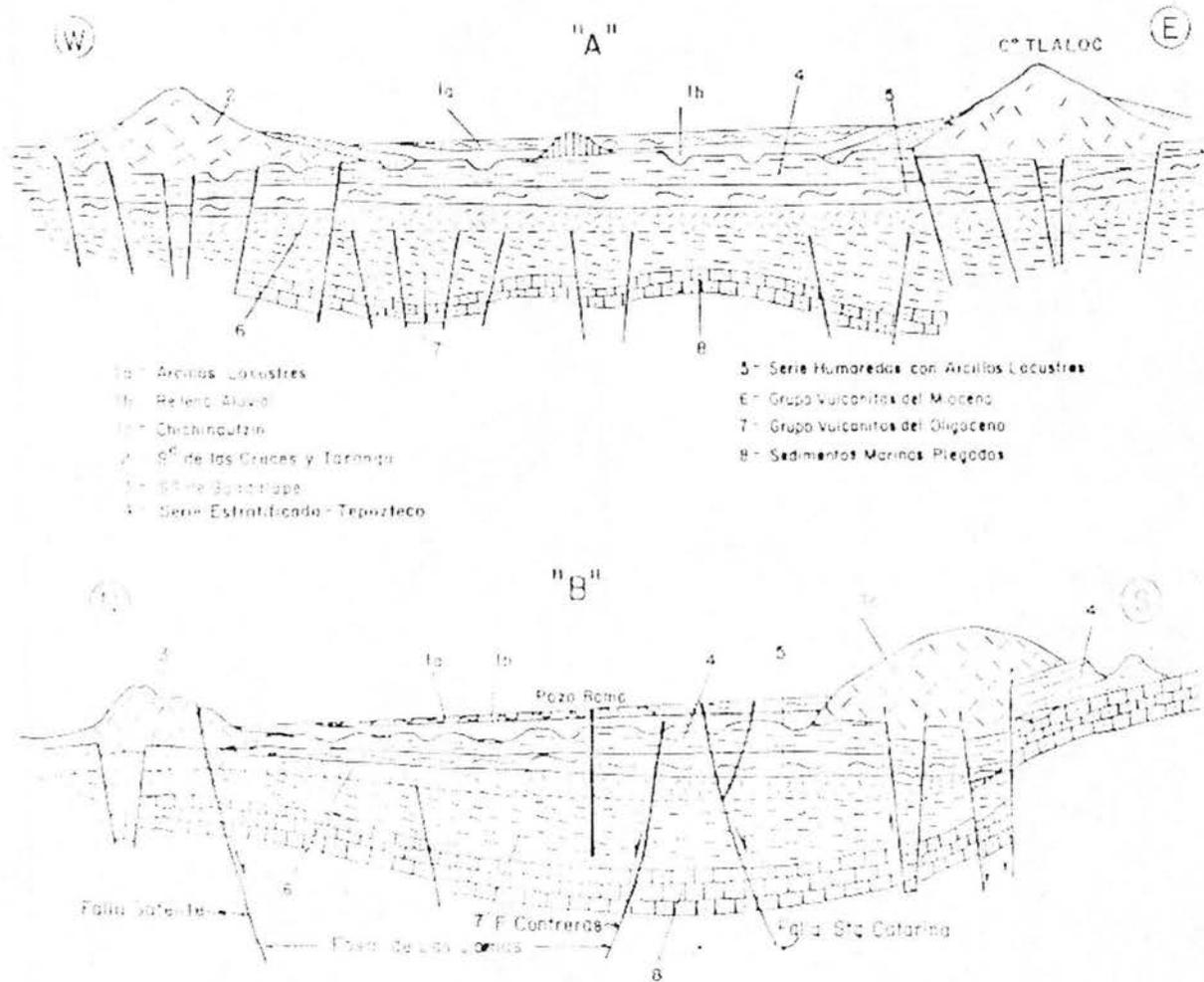


FIGURA 1.7. (Mooser)

En las secciones de la figura 1.7 se reproduce la mayoría de estos elementos en forma esquemática; se amplían en los extremos con lo que se conoce a partir de datos geológicos superficiales de la estructura de las sierras circunvecinas. La sección "B" parte de la Fosa de Barrientos al pie poniente de la Sierra de Guadalupe, atraviesa la planicie urbana, cortando en el sur la fosa compleja del Chichinautzin para terminar en el Tepozteco. La inclinación al norte de esta masa estratificada, que se prolonga por debajo de la Sierra del Chichinautzin, refleja una magna flexura (combinada con un

fallamiento) producida por el peso de las vulcanitas acumuladas en la Cuenca de México. Las lavas de la Sierra del Chichinautzin sepultan un magno accidente tectónico que ha ido desarrollándose a partir del Oligoceno.

La Sección "A" corta a la Cuenca de México de oeste a este por el sur. Destaca la Fosa de la Sierra de las Cruces, regida por fallas dirigidas al noroeste; esta estructura se formó después de la Serie Estratificada. En la Sierra Nevada, su contraparte en el oriente, se considera regida por una fosa análoga, aunque la juventud de sus lavas oculta la evidencia conclusiva.

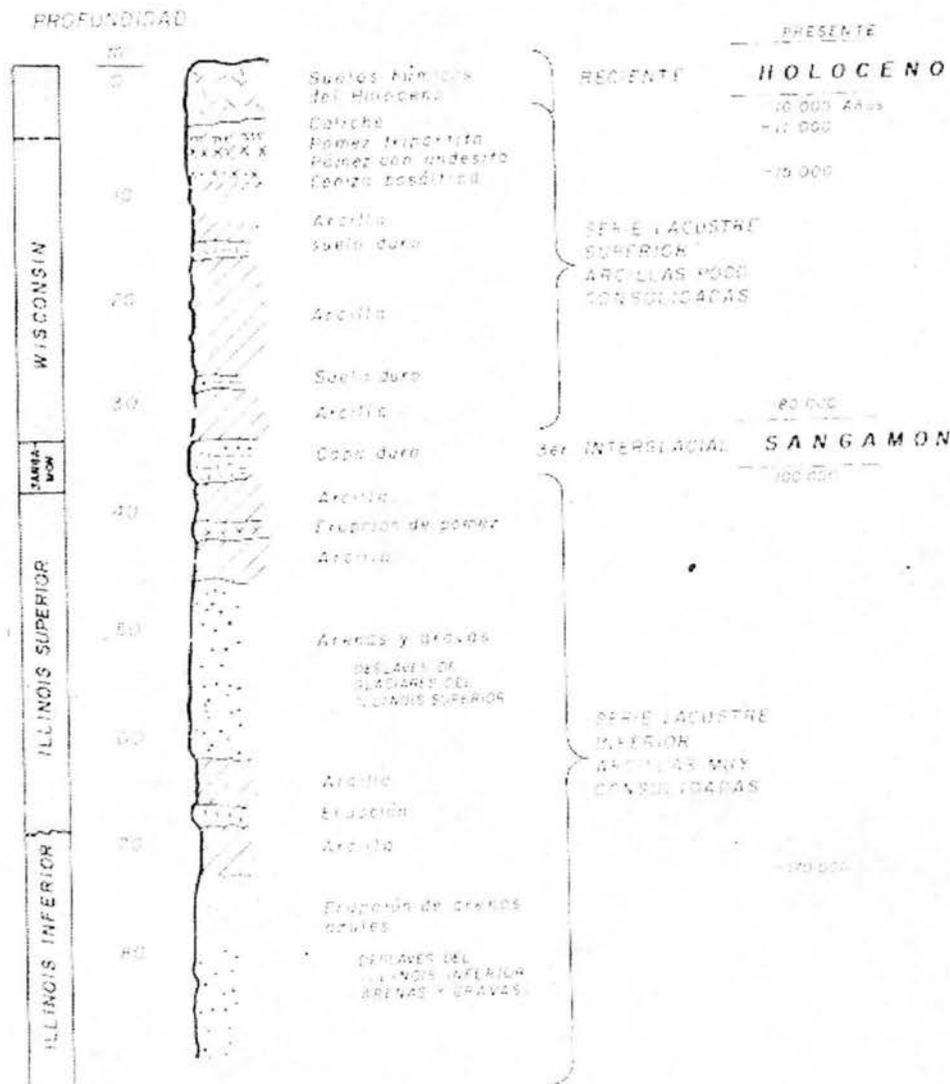


FIGURA 1.8. Estratigrafía Lacustre, Ciudad de México (Santoyo y Gutiérrez).

Se puede generalizar que los suelos de la planicie lacustre del Valle de México se originaron durante el pleistoceno medio y superior, y en el holoceno, formándose una compleja secuencia de estratos blandos arcillosos, intercalados con capas y lentes duros. Los primeros son consecuencia de la depositación de las partículas finas en lagos y los segundos de la acumulación de cenizas volcánicas o aluviones, así como la influencia del secado de suelos blandos expuestos al calor solar. En la figura 1.8 se muestra la interpretación de ese proceso geológico.

CAPÍTULO 2. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES

Las características mecánicas de los depósitos aluvio—lacustres del subsuelo de la ciudad de México, el fenómeno del hundimiento del terreno debido a la explotación de acuíferos del subsuelo y la sismicidad local inducida por perturbaciones telúricas en la vecindad o a gran distancia de la ciudad, son tres factores que influyen significativamente en el diseño de las estructuras y de sus cimentaciones. Además, son determinantes los procedimientos constructivos aplicables a excavaciones profundas; así como el hincado de pilotes en las Zonas II y III (Zona de Transición y Zona de Lago, respectivamente) que contienen estratos de suelos blandos, arcillosos y limosos separados por capas firmes de espesor variable. A continuación se mencionan las consideraciones generales pertinentes para el diseño y construcción de cimentaciones; se hará énfasis en que dichas consideraciones únicamente se efectúan para la zona lacustre del subsuelo.

2.1 Reconocimiento del sitio.

Al respecto, el Reglamento de Construcciones del D.F. establece la necesidad de examinar las condiciones presentes y del pasado que afectaron al predio o lote en el que interesa construir. Es importante señalar que en algunas áreas del Distrito Federal, como parte del Valle de México, las características estratigráficas y propiedades de los

suelos hasta la profundidad de interés pueden variar notablemente, desde terrenos firmes o poco deformables y resistencia la corte relativamente alta, hasta zonas ubicadas en el fondo de los antiguos lagos³, donde se encuentran estratos de suelos arcillosos y limosos muy compresibles y de baja resistencia al corte, así como pequeños valles en las sierras de Guadalupe y Las Cruces cubiertos por depósitos eólicos de arena mediana a fina en estado suelto. Si se consideran las alteraciones producidas por el hombre como sobrecargas, explotación de acuíferos, es inmediato concluir que la disposición reglamentaria no se resuelve con un simple examen de las construcciones que rodean al predio. Los casos que se mencionan a continuación dan una idea de la extensión de las averiguaciones necesarias para conocer los factores que pueden condicionar al diseño de la cimentación del nuevo inmueble y explicar, en su caso, el posible comportamiento indeseado del mismo después de terminar la construcción.

Sobrecargas arqueológicas.

Al instalarse los Aztecas en el Valle de México ocuparon el área inundable del lago de Texcoco; podían, además, tener acceso a tierra firme por medio de caminos bien definidos hacia canteras y bosques como fuente de materiales para la construcción. Después de un lapso en que las edificaciones eran ligeras y adaptadas al ambiente lacustre, los aztecas fueron creando zonas libres de inundación mediante rellenos artificiales, constituidos principalmente por fragmentos de roca, gravas y arenas. Debido a la baja resistencia de los suelo en el fondo del lago, tuvieron que recurrir al uso de entramadas entre capas del relleno (conocida ahora como *tierra armada*), con objeto de evitar su penetración y falla local del terreno. De este modo y a través de la consolidación de las arcillas lacustres, fueron construyendo una extensa plataforma que cubrió toda el área ocupada por la antigua capital Tenochtitlán. De acuerdo con exploraciones recientes, los espesores del relleno variaron de 2m a 10m aproximadamente localizado en lo que es ahora el Zócalo de la Ciudad de México. La urbe Azteca se extendía hacia el poniente ocupando los terrenos de la colonia

³ Lagos de Texcoco, Xochimilco y Chalco.

Tlaltelolco, donde quedó emplazada la Plaza de las Tres Culturas. Los límites de esta zona de la Ciudad, sobrecargada fuertemente por los rellenos arqueológicos, no son bien conocidos; por ejemplo, se sabe que uno de los accesos principales a la sede de los aztecas coincide con la calle de Tacaba, este camino fue construido también previo relleno del fondo lacustre y por tal razón era a principios de siglo una franja hundida.

Sobrecargas históricas.

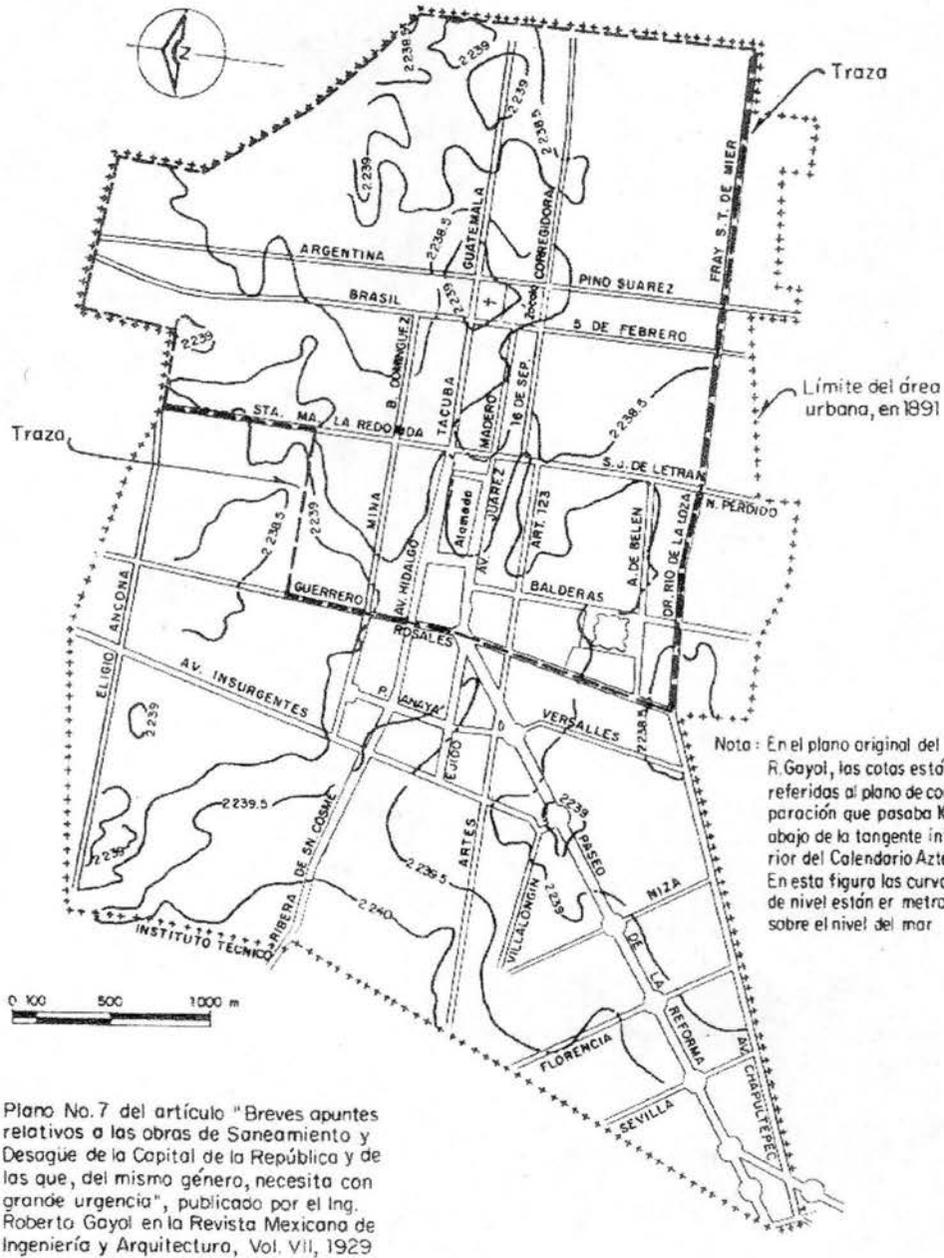
El periodo inicial de la conquista hispánica se caracterizó por destruir los principales centros religiosos y cívicos de las culturas indígenas, con la consiguiente alteración de las sobrecargas sobre el terreno (descargas e invasión de nuevas áreas), lo que fue un cambio significativo en el caso de la Ciudad de México desde el punto de vista geotécnico. Los constructores españoles del siglo XVI importaron técnicas diferentes y extendieron las edificaciones fuera de la zona ocupada por Tenochtitlán, conformándose así y a través de tres siglos un nuevo centro urbano, del que es parte representativa lo que se ha dado en llamar la Traza de la Ciudad. Las edificaciones pesadas de la Colonia⁴ cimentaban sus muros de mampostería sobre estacones y las viviendas menores sobre zapatas corridas fabricadas con materiales pétreos y mortero de cal. En la figura 2.1 se muestra la nivelación de la Ciudad hacia 1892; en ella se indican los límites de la antigua Traza. Los efectos de las construcciones, a juzgar por las diferencias de nivel, son tenues. Fuera de los límites señalados en la figura 2.1, la densidad de la edificación era muy baja y constituida por viviendas de uno a dos pisos, o sea, que debe considerarse como terreno virgen esta parte del lago de Texcoco.

Sobrecargas modernas.

En el primer tercio del presente siglo, la zona urbana de la Ciudad se extendía horizontalmente, la construcción es muy uniforme (dos a tres niveles) y la población se incrementa de 500,000 habitantes a 1.2 millones de habitantes; los servicios de

⁴ Palacio de Cortés, hoy Palacio Nacional; la Catedral, iglesias y conventos; los acueductos, etc.

abastecimiento de agua y drenaje funcionaban de acuerdo con lo previsto por el diseño de ambas redes construidas entre 1900 y 1910. Desde 1940 y en la parte céntrica de la Ciudad, se inicia el desarrollo vertical de inmuebles y es necesario emplear la provisión de agua potable con redes locales abastecidas por pozos perforados en el área urbana. Ambos factores influyen notablemente en el diseño de cimentaciones, como se verá posteriormente.



Nota: Plano No. 7 del artículo "Breves apuntes relativos a las obras de Saneamiento y Desague de la Capital de la República y de las que, del mismo género, necesita con grande urgencia", publicado por el Ing. Roberto Gayol en la Revista Mexicana de Ingeniería y Arquitectura, Vol. VII, 1929

FIGURA 2.1. Configuración de la Ciudad de México en 1891 (Marsal).

Implicaciones de la historia de cargas.

Debido a las características del subsuelo de la Ciudad, el efecto de construcciones antiguas suele ser relevante en el diseño de nuevos inmuebles. Muchos casos de mal comportamiento de la cimentación pueden explicarse por condiciones diferenciales de compresibilidad y resistencia al corte de las arcillas bajo el predio, ocasionadas por sobrecargas que actuaron en el pasado. Ejemplos conocidos como: la Biblioteca Nacional construida sobre uno de los accesos a Tenochtitlán, y que a causa del hundimiento de la Ciudad fue seriamente afectada por asentamientos diferenciales en las últimas décadas; otro caso es el moderno edificio de la Secretaría de Relaciones Exteriores, ubicada en la vecindad de terrenos de Tlaltelolco rellenados en la época prehispánica y que desde la etapa constructiva comenzó a desplomarse hacia la esquina suroeste; finalmente, cabe recordar la situación creada a una de las instalaciones del Centro Médico (1950), que fue necesario localizar en el predio destinado anteriormente al Hospital SOP, donde se había colocado la subestructura de concreto e hincado pilotes de madera hasta la capa dura. Una condición similar a la de este último ejemplo puede presentarse en los lotes ocupados por edificios que sufrieron colapso o daño grave durante los sismos de septiembre de 1985.

Explotación de los acuíferos del subsuelo.

A partir de 1930 se intensificó la extracción de agua mediante bombeo en pozos municipales localizados dentro del área urbana, para suplir las limitaciones del acueducto de Xochimilco construido a principios del siglo. Esta explotación generó hundimientos en los dominios del lago de Texcoco así como agrietamientos en varios sitios de la Ciudad, no solo en lo que era el fondo de dicho lago sino también en terrenos firmes de los lomeríos ubicados al poniente. Del hundimiento se conocen con suficiente precisión la causa y los efectos, mientras que de los agrietamientos en el fondo lacustre se han propuesto mecanismos teóricos aún sujetos a comprobación mediante observaciones de campo.

El problema que se tiene cuando hay que investigar la evolución del hundimiento y el potencial de agrietamientos en determinado predio, es la carencia de datos; éstos se empezaron a registrar a partir de 1938. En la década de los sesenta ocurre una rápida expansión de la zona urbana hacia el sur ocupando terrenos vírgenes de los lagos de Texcoco, Xochimilco y Chalco, así como el desplazamiento de la explotación de acuíferos en la misma dirección. La figura 2.2 muestra los límites aproximados de la mancha urbana del Distrito Federal en 1900, 1960 y 1985, que dan una idea de la magnitud del problema en cuanto a mediciones de hundimiento, piezometría y agrietamientos, información indispensable para el diseño de cimentaciones en la zona lacustre de la Ciudad.

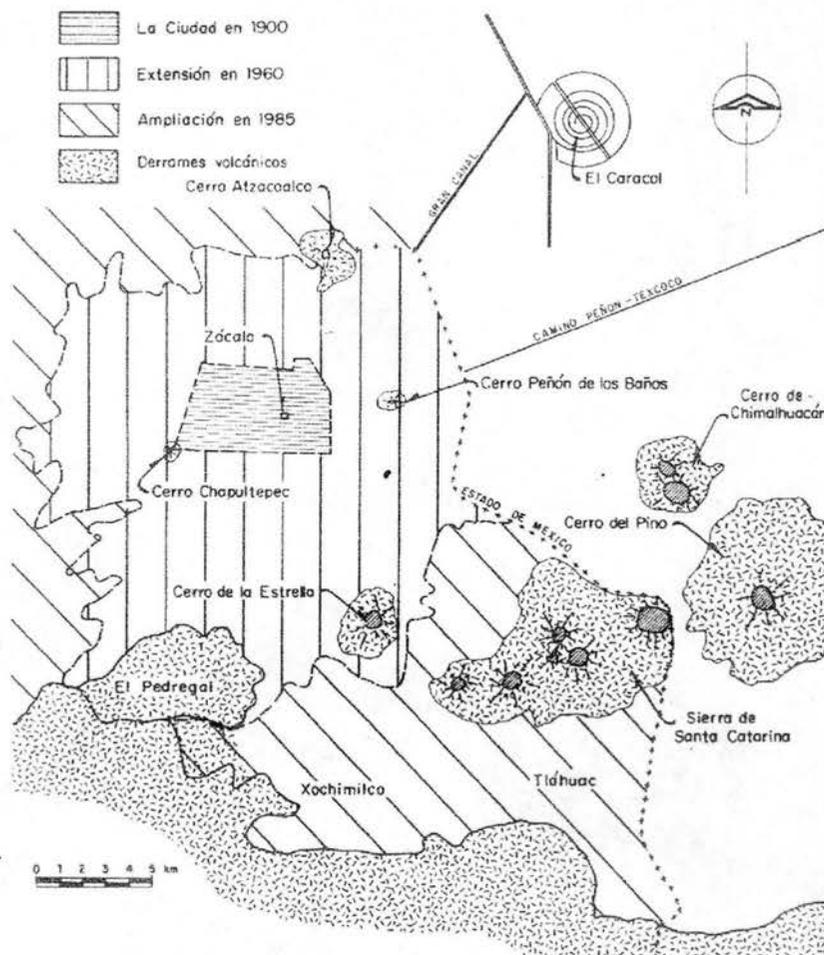


FIGURA 2.2. Límites aproximados de la Ciudad de México en diferentes fechas (Marsal).

Construcciones vecinas.

Dado el anteproyecto de una nueva obra se impone la inspección meticulosa del predio en que se va a construir y de las edificaciones aledañas. No basta un examen ocular de los inmuebles colindantes; es necesario averiguar el tipo de cimentación y estructura de los mismos, de ser posible obtener planos generales de dichas construcciones, edad y estado en que se encuentran, y evaluar las posibles causas del mal comportamiento, en su caso.

Esta fase del reconocimiento del sitio es importante, ya que sus resultados pueden condicionar el diseño de la cimentación del nuevo inmueble, no sólo para preservar su buen comportamiento sino, además, evitar trastornos a los colindantes. Una de las causas significativas de destrucción durante el sismo de 1985, fue el choque entre inmuebles colindantes, no obstante que el Reglamento de Construcción en vigor establecía el requisito de separación. Es frecuente que, aunque se respete esta previsión, dos construcciones adyacentes se acerquen y hasta se apoyen en los niveles superiores debido a asentamiento diferencial de las respectivas cimentaciones. Por efecto de la acción sísmica, es muy probable que tales edificaciones sufran daño estructural grave en la colindancia; se han dado casos en que los pisos superiores de un edificio alto se desmoronaron sobre el vecino de menor altura y que buen número de inmuebles colindantes sufrieron roturas de columnas, travesaños y muros.

2.2 Reglamento de construcción y estudio de mecánica de suelos.

Las normas sobre construcción de inmuebles en la Ciudad de México han evolucionado notablemente desde la década de los años cuarenta, por varias razones: el incremento de la población que es el principal promotor del desarrollo vertical en el área céntrica de la Ciudad; la mecánica de suelo y su aplicación al diseño de cimentaciones; y los sismos, así como, los estudios sobre sus efectos en las construcciones. A continuación se menciona brevemente el contenido de las

disposiciones reglamentarias emitidas por la autoridad del Distrito Federal en relación con el diseño y construcción de cimentaciones.

El reglamento de 1942 establecía que la capacidad de carga admisible del terreno en el área antigua de la Ciudad era de 5.0ton/m^2 , y de 3.0ton/m^2 en las zonas que no habían tenido carga previa. Esta especificación era aceptable tanto para dimensionar zapatas como para losas de cimentación, sin restricciones en cuanto a la superficie total de contacto subestructura—suelo. Los edificios más pesados se podían apoyar sobre pilotes hincados hasta la capa dura, y era común usar pilotes de madera formados por postes de 20cm de diámetro y 8m a 10m de longitud; la capacidad asignada era de 25t/pilote. La sollicitación debida a sismo se representa con la fuerza horizontal igual al producto de un coeficiente sísmico por el peso del edificio arriba del nivel considerado.

El sismo, del 28 de julio de 1957, ocasionó el derrumbe de varios edificios y daños graves a buen número de construcciones de la Ciudad, poniendo en evidencia lo inadecuado de las normas vigentes en este campo de la ingeniería. Consecuentemente se elaboró el reglamento de emergencia, promulgado el 18 de diciembre del mismo año, que impuso nuevos criterios para verificar la estabilidad dinámica de las edificaciones de altura menor a 45m; para reforzar y reparar las existentes dañadas por el sismo. Atendiendo a la estratigrafía y las propiedades mecánicas del subsuelo, se dividió el área urbana en tres zonas: fondo del lago, transición y lomas; se clasificaron los edificios por su uso y características estructurales en grupos y clases; y además, se establecieron requerimientos específicos sobre el diseño de cimentaciones, todo ello derivado de las nuevas normas de ingeniería sísmica.

Por otra parte, en la década de 1946 a 1956, se venían realizando estudios de mecánica de suelos que ampliaban el conocimiento del subsuelo de la Ciudad (estratigrafía y propiedades de los materiales arcillosos); corroboraban las predicciones de la teoría debida al Dr. Nabor Carrillo sobre el hundimiento de la superficie; y verificaban mediante nivelaciones y observaciones piezométricas el comportamiento de

construcciones soportadas por diferentes tipos de cimentación que inicialmente fueron promovidos por diferentes organizaciones como la Comisión Impulsora y Coordinadora de la Investigación científica, SEP; en los laboratorios de Ingenieros Civiles Asociados, S.A. de C.V. Posteriormente el Instituto Nacional de Investigación Científica, la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México y el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. Estos estudios de publicaron con el título de "El Subsuelo de la Ciudad de México". Además, el Dr. Leonardo Zeevaert, trabajando en forma independiente, contribuía con varias publicaciones relativas al tema. Otra fuente importante de información es la serie de memorias sobre reuniones nacionales y simposios organizados por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Los estudios mencionados constituyeron en gran medida la base informativa para modificar en 1966 el capítulo relativo a cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Estas normas se revisaron después, introduciendo modificaciones y correcciones, para integrar el reglamento publicado en el Diario Oficial en 1976.

Finalmente, a consecuencia de los daños causados por el terremoto de septiembre de 1985, se elaboró un reglamento de emergencia con el objetivo principal de reparar las construcciones afectadas por daño estructural grave y proyectar los nuevos inmuebles. En 1993 se publica reglamento que rige hasta ahora en el diseño y construcción de cimentaciones.

2.3 Exploración del subsuelo.

Desde el punto de vista de la geotecnia y en las zonas bajas del Valle de México, la estratigrafía puede variar de una decena de metros hasta 100m y es notablemente compleja por razones como: los depósitos son de origen distinto, unos aluviales y otros lacustres; por influencia del clima varias capas de arcilla fueron sometidas a la acción del secado; la vida orgánica en los lagos fue muy activa en diferentes períodos, a los que corresponden sedimentos fosilíferos significativos; la concentración salina en los

lagos era variable y por tanto afectó a la sedimentación de las cenizas volcánicas y su posterior alteración mineralógica; la distribución de lluvias dentro del Valle debió de ser muy diferente, con tendencia a la aridez hacia el centro y norte de esta región. Una idea global de lo que observa el geólogo en la superficie de la región de este país se muestra en la figura 2.3.

Debido a la complejidad de la estratigrafía, en el subsuelo, en diferentes puntos del Valle de México; es relevante concluir que los trabajos exploratorios para determinar la estratigrafía y las propiedades índice de los componentes del subsuelo, son esenciales y punto de partida de todo estudio geotécnico.



FIGURA 2.3. Cuenca de México (Marsal).

2.3.1 Sondeos.

El método más confiable y completo consiste en extraer muestras inalteradas del terreno en forma continua, usando tubos delgados (Shelby) para las arcillas blandas y el muestreador Denison para los suelos duros o granulares compactos. Por su alto costo, éste método sólo se justifica en proyectos importantes o investigaciones particulares del subsuelo.

En la práctica, es usual recurrir al sondeo de penetración estándar (SPT), mediante el cual se recuperan muestras alteradas y se estima la resistencia a la penetración de la herramienta, contando al número de golpes según especificación normalizada. El proceso de hincado del muestreador debe de estar a cargo de personal especializado para realizar la identificación de campo de los especímenes obtenidos, verificar cuidadosamente la verticalidad del equipo y las profundidades de prueba, proveer lo necesario para que no se altere el nivel freático y vigilar que se limpie el pozo hasta la elevación a que se penetró la herramienta después de cada extracción; además, conservar en frascos herméticos las muestras para su examen y determinación de propiedades índice, de las que el contenido de agua es la más característica en el caso de los materiales arcillosos del Valle; y finalmente, proceder a la verificación visual y manual de los especímenes en estado seco. Para la identificación es recomendable aplicar los procedimientos propuestos por A. Casagrande que conforman el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS. Las correlaciones entre el número de golpes SPT y la compacidad relativa de arenas o la resistencia al corte de las arcillas, así como las apreciaciones cualitativas de ciertas propiedades mecánicas a partir de la clasificación del SUCS, pueden constituir guías valiosas para orientar el estudio detallado del subsuelo en cuanto a la selección de muestreadores, número y localización de especímenes, tipos de ensaye, etc., que deben implantarse para el diseño de cimentaciones.

Una variedad del sondeo SPT es el denominado mixto, en el que se intercala a profundidades especificadas el muestreo de especímenes inalterados con tubo de

pared delgada (Shelby); para determinar tales profundidades se requiere conocer la estratigrafía del terreno, lo cual puede lograrse con un sondeo SPT previamente ejecutado.

Otro tipo de exploración que se aplica con frecuencia por su sencillez y bajo costo es el cono mecánico o eléctrico. Las ventajas de este método comparado con el SPT, son: la precisión con la que se pueden determinarse las fronteras de los diferentes estratos del subsuelo y una medición más correcta de la resistencia a la penetración; a cambio no se muestrea el suelo. Por esta razón la prueba de cono debe ser complementaria a las pruebas antes mencionadas, a menos de que se tengan datos confiables del subsuelo en la vecindad del sitio.

Los métodos indirectos como el geoelectrico o, bien, el geosísmico de refracción, son aplicables en estudios de gran visión y que cubren áreas extensas, pero no proporcionan la información necesaria para el diseño de cimentaciones.

2.3.2 Pozos a cielo abierto.

Esta investigación deberá realizarla personal especializado en mecánica de suelos mediante pozos a cielo abierto de 1.0m x 1.5m y profundidad tal que permita determinar las variables antes mencionadas. La ubicación de dichos pozos será función del tamaño del predio, de la superficie que abarque la nueva construcción, el conocimiento previo de las construcciones que existían y de las colindancias. La ubicación de los pozos será tal que permita la mayor información con el mínimo de costo y tiempo; también, deberán realizarse el número mínimo de pozos indicado en la tabla 2.1, pero éste podrá incrementarse en función de las observaciones en el sitio.

Los pozos permitirán obtener información acerca del desplante de las estructuras colindantes y de las cimentaciones antiguas en el mismo predio. La profundidad de los pozos estará limitada por la presencia del suelo natural, el nivel freático, el nivel de desplante de las colindancias o por la presencia de estructuras enterradas. En caso de

que se encontrara el nivel freático antes de cumplir los objetivos de la investigación, éste no será una limitante de la profundidad del pozo, el cual deberá continuarse aunque se requiera utilizar equipo de bombeo.

Área (m ²)	Número de Pozos
200	2
200 a 500	4
500 a 1,500	6
1,500 a 3,000	9
3,000 a 5,000	12
5,000 a 10,000	20

TABLA 2.1. Número de pozos recomendados de acuerdo a la superficie del terreno de interés.

2.4 Pruebas de laboratorio y de campo.

A continuación se mencionan las pruebas que deben realizarse, las cuales se subdividirán en ensayos estáticos y dinámicos.

2.4.1 Ensayos Estáticos.

Propiedades Índice. Las determinaciones respectivas: Contenido de Agua, Densidad de Sólidos, Límites de Consistencia y Granulometría; se realizan con los suelos obtenidos mediante sondeos de exploración o pozos a cielo abierto, ya que son indispensables para programar en etapas subsecuentes el muestreo de especímenes inalterados y la ejecución de ensayos en laboratorio de acuerdo con las modalidades del problema a resolver.

Compresibilidad. Ésta es una de las propiedades más significativas de las arcillas lacustres del Valle de México, que depende de la estructura sólida propia y de la historia de cargas a que han estado sometidos (secado, hundimiento por explotación de los mantos acuíferos, construcciones y rellenos), es necesario realizar en el laboratorio

pruebas sobre especímenes inalterados de las muestras que se han recabado en sondeos o pozos a cielo abierto.

La prueba más aceptada es la llamada consolidación estándar, que se realiza confinando el espécimen con un anillo de 7.5cm de diámetro, altura de 2cm y drenaje libre en ambas caras del suelo. Se aplican incrementos, cada uno igual a la presión anterior, registrándose las deformaciones contra tiempo hasta que se defina la compresión secundaria. De este modo se obtienen, tanto para el tramo de carga como para la descarga, las curvas de relación de vacíos, coeficiente de compresibilidad y coeficientes de consolidación, en función de las presiones efectivas aplicadas, así como las cargas de preconsolidación. Los parámetros, antes mencionados, son necesarios para calcular asentamientos de la cimentación y su evolución en el tiempo. El ensaye que se efectúa con especímenes prismáticos o cilíndricos de suelos parcialmente saturados y relativamente duros, típico de la Zona de Lomas, es el de compresión simple; a partir de la curva esfuerzo – deformación se calculan los módulos: tangente y secante.

Resistencia al Corte. Tanto para las arcillas blandas de origen lacustre como para los suelos aluviales, tobas, conglomerados, etc., que se encuentran al poniente de la ciudad, se debe evaluar la resistencia al esfuerzo cortante por medio de la prueba de compresión simple o no confinada.

En el caso de las arcillas lacustres, que en condición natural se encuentran saturadas, se estima la resistencia al corte o cohesión como la mitad del valor a la falla registrado en la prueba de compresión simple. Sin embargo, esta prueba da resultados muy bajos cuando el suelo se encuentra fisurado, lo cual es frecuente en las arcillas de la ciudad de México. Es más representativo el valor que se obtiene en la prueba triaxial no consolidada – no drenada (UU), sometiendo el espécimen a un esfuerzo de confinamiento igual a la presión total calculada a partir del peso volumétrico y la profundidad del material en el subsuelo. No es recomendable que se determine la resistencia al corte con el torcómetro, ya que se realiza la prueba en las partes del

espécimen generalmente más alteradas por el proceso de perforación. Otro aparato que se usa con el mismo propósito es la veleta, tanto en el laboratorio como en sondeos de exploración.

Las pruebas de compresión simple de suelos duros obtenidos de pozos a cielo abierto que se excavan en los terrenos de lomas en la Ciudad, dada la heterogeneidad de los materiales, no basta con operar con el promedio de la resistencia para calcular la capacidad de carga de zapatas, sino que es necesario tomar en cuenta las variaciones respecto a dicho valor medio. En algunos casos se ha optado por reducir el promedio de la resistencia restándole la desviación estándar, lo cual implica ensayar un número suficiente de especímenes.

Cuando se trata de cimentar una obra sobre pilotes de punta que transfieren cargas a alguna de las capas duras del subsuelo en las zonas bajas del Valle de México, existen tres opciones por seguir:

1. Extraer muestras de la capa dura con muestreador Denison y ensayar especímenes en el laboratorio.
2. Determinar la resistencia a penetración con un cono de suficiente capacidad, y
3. Realizar pruebas de campo con pilotes.

Las opciones mencionadas tienen limitaciones en cuanto al número de pruebas que deben efectuarse para identificar conservadoramente las condiciones cambiantes de los suelos duros, vinculados a su composición granulométrica, el secado y/o la cimentación.

Para el diseño de pilotes de fricción, o sea, los que transmiten cargas al subsuelo sin apoyarse en una capa dura, se requiere evaluar la adherencia pilote—suelo. Con tal fin, los valores de la resistencia al corte de las capas blandas y duras atravesadas por

los pilotes, se determina generalmente mediante los ensayos de compresión simple, torcómetro y veleta.

2.4.2 Ensayes dinámicos.

Módulos de cortante y elástico. Desde hace décadas se empezaron a realizar ensayos para determinar propiedades dinámicas de los suelos arcillosos que se encuentran en las zonas bajas del Valle de México. Estos primeros intentos consistieron en someter especímenes inalterados a sollicitación oscilatoria, en torsión y flexión, con el fin de determinar el periodo fundamental de vibración de tales materiales, y a partir de él, calcular con fórmulas conocidas de la elasticidad el módulo de rigidez al corte "G" y el módulo de elasticidad "E". Posteriormente, con métodos más sencillos, aunque del mismo tipo, se han publicado datos sobre el mismo tema, así como el de sus implicaciones en el comportamiento dinámico del subsuelo y en las construcciones de la urbe.

Velocidad de ondas. La determinación de la velocidad de ondas de cortante, en distintos sitios de la Ciudad, se hace por el método de dos pozos y excitación horizontal ("*cross—hole*"), a profundidades comprendidas entre la superficie del terreno y los depósitos compactos, del subsuelo, localizados a menos de 100m. Este método es adecuado para estimar los módulos G en condiciones más próximas a la realidad.

2.5 Descripción de piezómetros.

La instalación de piezómetros permite determinar la presión de poro de un lugar a una cierta profundidad, al medir el nivel del agua que se establece en un tubo vertical, que es permeable en el extremo inferior. Esta información es necesaria para alguno de los siguientes propósitos: determinar el estado inicial de esfuerzos del sitio en estudio, definir las condiciones de flujo de agua y conocer la influencia del proceso constructivo en la presión de poro.

Las celdas permeables de los piezómetros deben colocarse coincidiendo con los estratos permeables que aseguren su buen funcionamiento aprovechando un perfil estratigráfico obtenido con el cono eléctrico, porque esta técnica detecta con precisión los estratos duros de pómez o de arenas volcánicas, que tienen mayor permeabilidad que las arcillas intermedias, en el caso del subsuelo de la zona de Lago.

Las lecturas en los piezómetros se realizan una vez que se estabilizan los niveles de agua de las celdas de éste. Al restar a los esfuerzos totales la magnitud de las elevaciones piezométricas, se obtienen los valores de los esfuerzos efectivos a las elevaciones en que se han instalado las celdas de medición; estos puntos se unen linealmente, considerando que en los estratos arcillosos intermedios a presión de poro varía linealmente

Las causas por las que los niveles piezométricos pueden variar son las siguientes: bombeo profundo para el abatimiento de agua, recarga de los acuíferos durante el periodo de lluvias, bombeos superficiales por excavaciones superficiales y por la aplicación de sobrecargas superficiales, se requiere determinar la evolución de los niveles piezométricos con el tiempo para ello se realizan observaciones frecuentes.

A continuación se describen tres tipos de piezómetros que son : tubería piezométrica ranurada, piezómetro abierto y piezómetro cerrado.

Tubería piezométrica ranurada.

Consiste en la instalación de una tubería de PVC, ranurada y abierta en sus dos extremos, colocada a lo largo de todo el sondeo (Figura 2.4a). En el interior de la tubería se mide la altura que alcanza el agua, generalmente varias horas después de la perforación y a lo largo de días o periodos más largos. El control del nivel de agua en sondeos es de gran importancia y su medida, tanto durante la perforación como a lo largo del tiempo después de finalizada, permite obtener información muy significativa sobre el tipo de acuífero y sus implicaciones en la permeabilidad del terreno y otros

problemas geotécnicos.

La altura medida representa la profundidad del nivel freático, que corresponderá a la altura piezométrica sólo si el terreno atravesado es un acuífero libre, en régimen estacionario, de alta permeabilidad, homogéneo e isótropo. Deben tenerse en cuenta estas condiciones con el fin de no interpretar erróneamente niveles freáticos y piezométricos.

Piezómetro abierto.

Consiste en aislar un tramo de sondeo, mediante tapones bentoníticos, e instalar una tubería ranurada, exclusivamente en el citado tramo y abierta en su extremo superior, midiendo la altura del agua correspondiente a dicho tramo o altura piezométrica del mismo (figura 2.4b).

Piezómetro cerrado.

El procedimiento consiste en instalar un sistema de lectura o transductor en un punto previamente aislado de un sondeo, registrándose la presión intersticial en dicho punto que se trasmite a una unidad de lectura situada en el exterior del sondeo (figura 2.4c).

El transductor puede ser neumático, de resistencia eléctrica o de cuerda vibrante. Los neumáticos, situados entre el sensor y la unidad de lectura, están indicados para distancias menores de 200 metros siempre que no se requiera automatizar el proceso de medida. Los transductores de resistencia eléctrica pierden precisión con las variaciones de temperatura. Los de cuerda vibrante permiten transmitir la señal a distancias de más de 1,000 metros sin pérdida de precisión.

Este tipo de piezómetros se utiliza en terrenos poco permeables debido a que su tiempo de respuesta es corto. Permiten, además, la lectura de las presiones

intersticiales en varios tramos o niveles dentro del mismo sondeo. Tienen la ventaja de quedar menos afectados por los posibles movimientos del terreno. Sin embargo, suponen un mayor costo que los piezómetros abiertos.

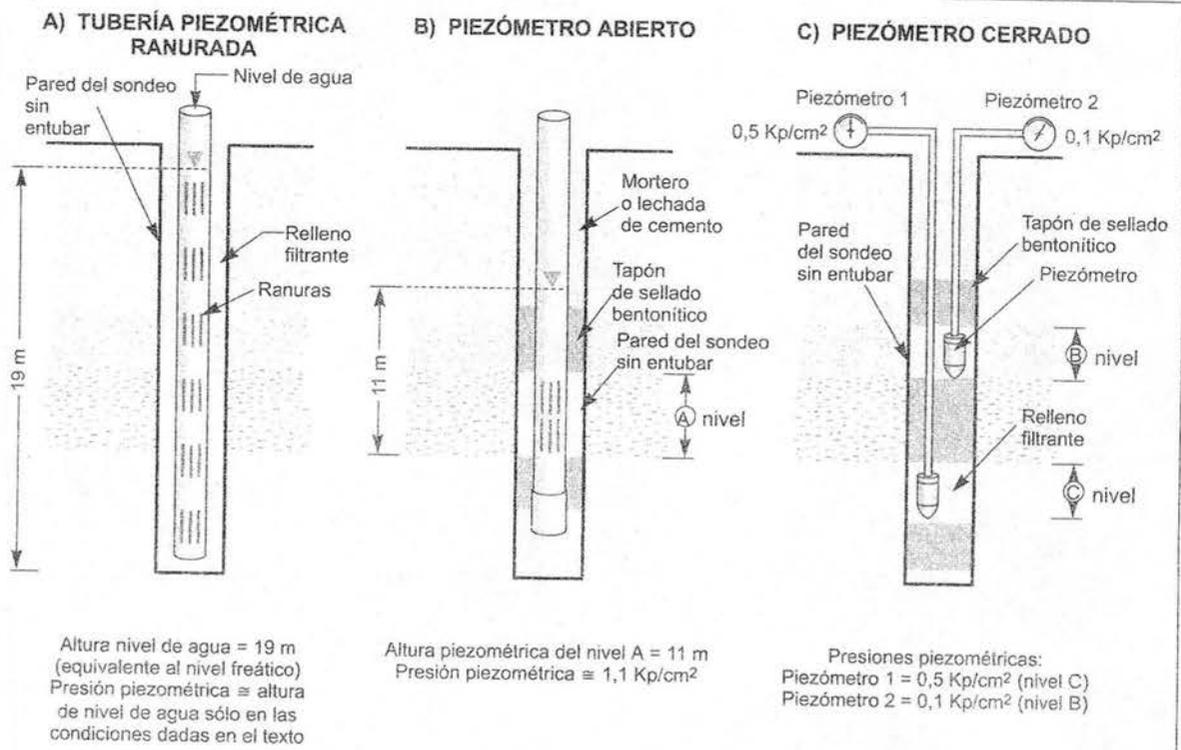


FIGURA 2.4. Tipos de piezómetros (Vallejo).

2.6 Zonificación en el Distrito Federal.

Con la información estratigráfica y las propiedades índice, se propuso la zonificación que se muestra en la figura 2.5; en que los terrenos urbanizados, en esa época, se asignaron a tres zonas: lomas, transición y lago. Estos términos se cambiaron por los de zonas I, II y III en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. El plano de zonificación no tiene otro objetivo que servir de referencia a las normas sobre seguridad estructural de las edificaciones.

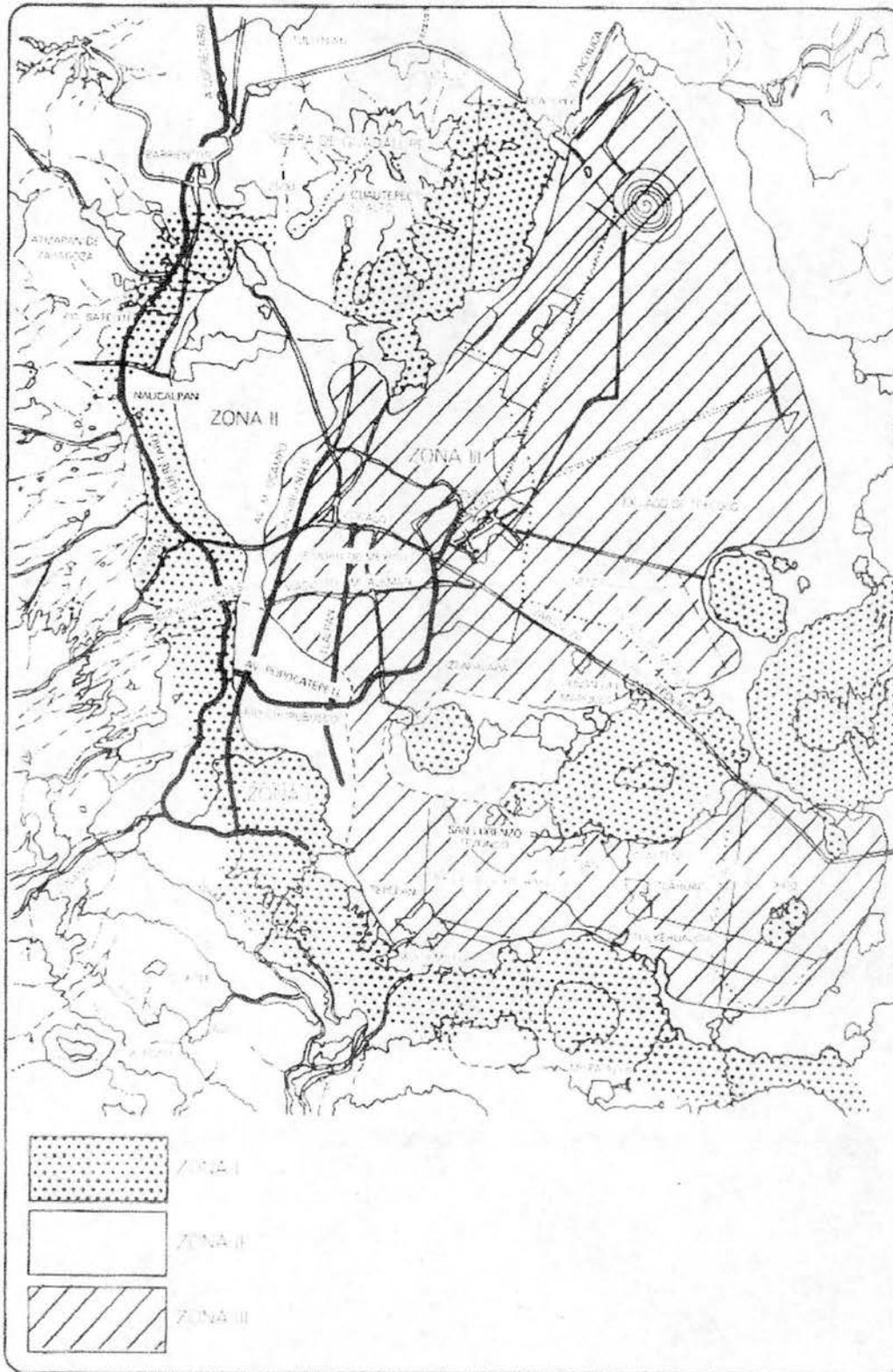


FIGURA 2.5. Zonificación estratigráfica de la Ciudad de México (RCDF).

2.7 Hundimientos en la Ciudad de México.

Se debe a Nabor Carrillo la teoría que explica la causa principal de este fenómeno, desarrollado en el subsuelo de la Ciudad de México desde principios del presente siglo. La Ciudad experimentó en el pasado asentamientos⁵ importantes debido a los rellenos que se requirieron para hacerla habitable en las zonas bajas del Valle, desde la llegada de los Aztecas hasta fines del siglo pasado, así como por construcciones realizadas durante la Colonia y el período de Independencia, en lo que hoy se conoce como Centro Histórico. En este último lapso se empezó a perforar pozos para aumentar la provisión de agua en edificios importantes de la Ciudad, a medida que ésta se poblaba y era insuficiente el abastecimiento por medio de los antiguos acueductos. Por tal razón, es posible que el hundimiento del terreno haya comenzado en fecha incierta del siglo XIX.

La figura 2.6 muestra los hundimientos regionales registrados topográficamente. Nótese que la evolución del hundimiento, prácticamente lineal entre 1900 y 1935, acusa incrementos notables en el período 1940—1955, para continuar a un ritmo de 6.7cm/año de 1955 a 1970, con un total acumulado en 1985 de 7m.

La teoría aplicada por Nabor Carrillo se basa en la consolidación de los depósitos blandos de arcilla, provocada por la explotación de los acuíferos del subsuelo mediante el bombeo de pozos. Esta acción produce una pérdida de presión en los estratos permeables, que de acuerdo con mediciones piezométricas tienen configuraciones como se presenta en la figura 2.7; se puede observar que hay dos estaciones piezométricas que revelan artesianismo (signo positivo) en puntos alejados de la zona intensa explotación y que los restantes estaban afectados por pérdidas de presión que alcanzaban a ser de 3kg/cm². Este fenómeno, que hasta los años cincuenta estaba localizado en la parte céntrica de la Ciudad, se va propagando hacia los confines del área urbana a medida que se extiende la red de agua potable alimentada

⁵ Se usará este término para diferenciar las deformaciones de la superficie atribuidas a edificaciones y rellenos, de los hundimientos de la Ciudad por explotación de los acuíferos del subsuelo.

por pozos; en 1966 las curvas de igual pérdida de presión a unos 50m bajo la superficie del terreno revelan máximos de 4kg/cm² en el poniente de la Ciudad (figura 2.8), disminución del artesianismo hacia el fondo del lago de Texcoco, y abatimientos variables de 0 a 0.2kg/cm² en el área de Xochimilco y Chalco, donde apenas comenzaba la urbanización sobre terrenos de uso agrícola.

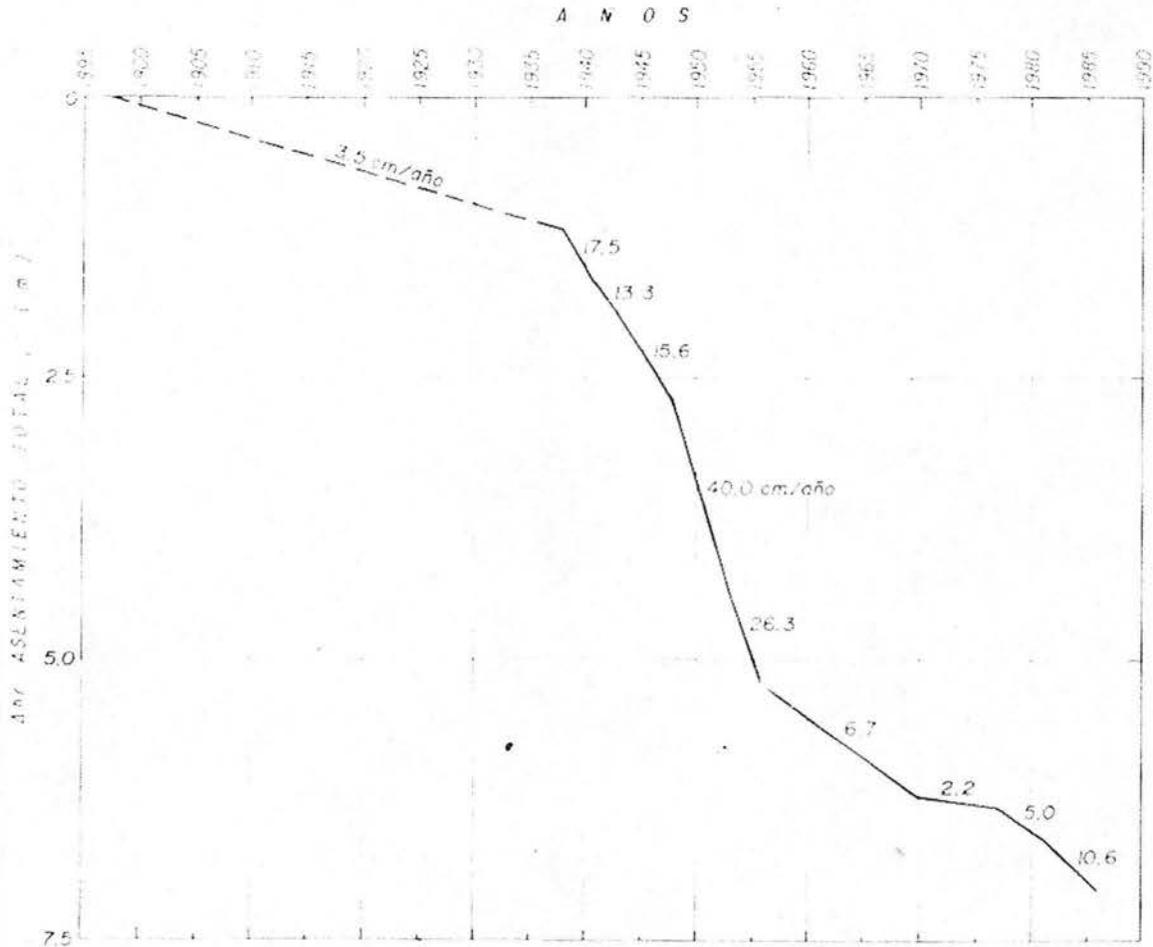


FIGURA 2.6. Asentamiento regional en el centro de la Ciudad (Santoyo y Gutiérrez).

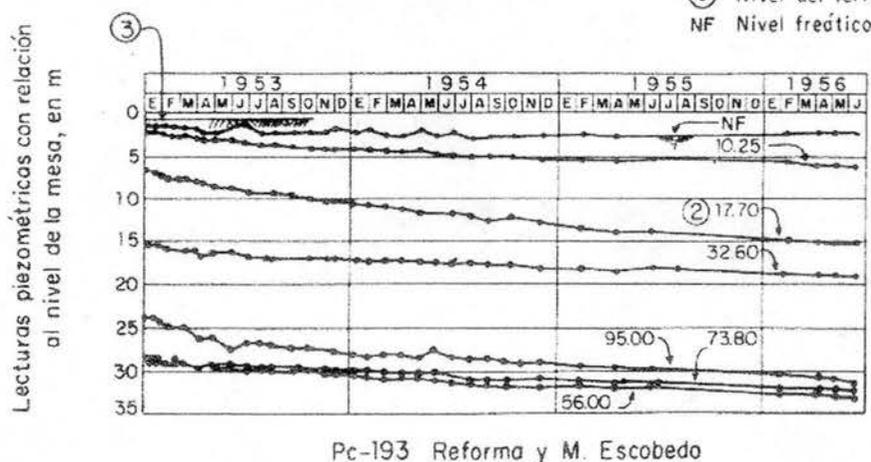
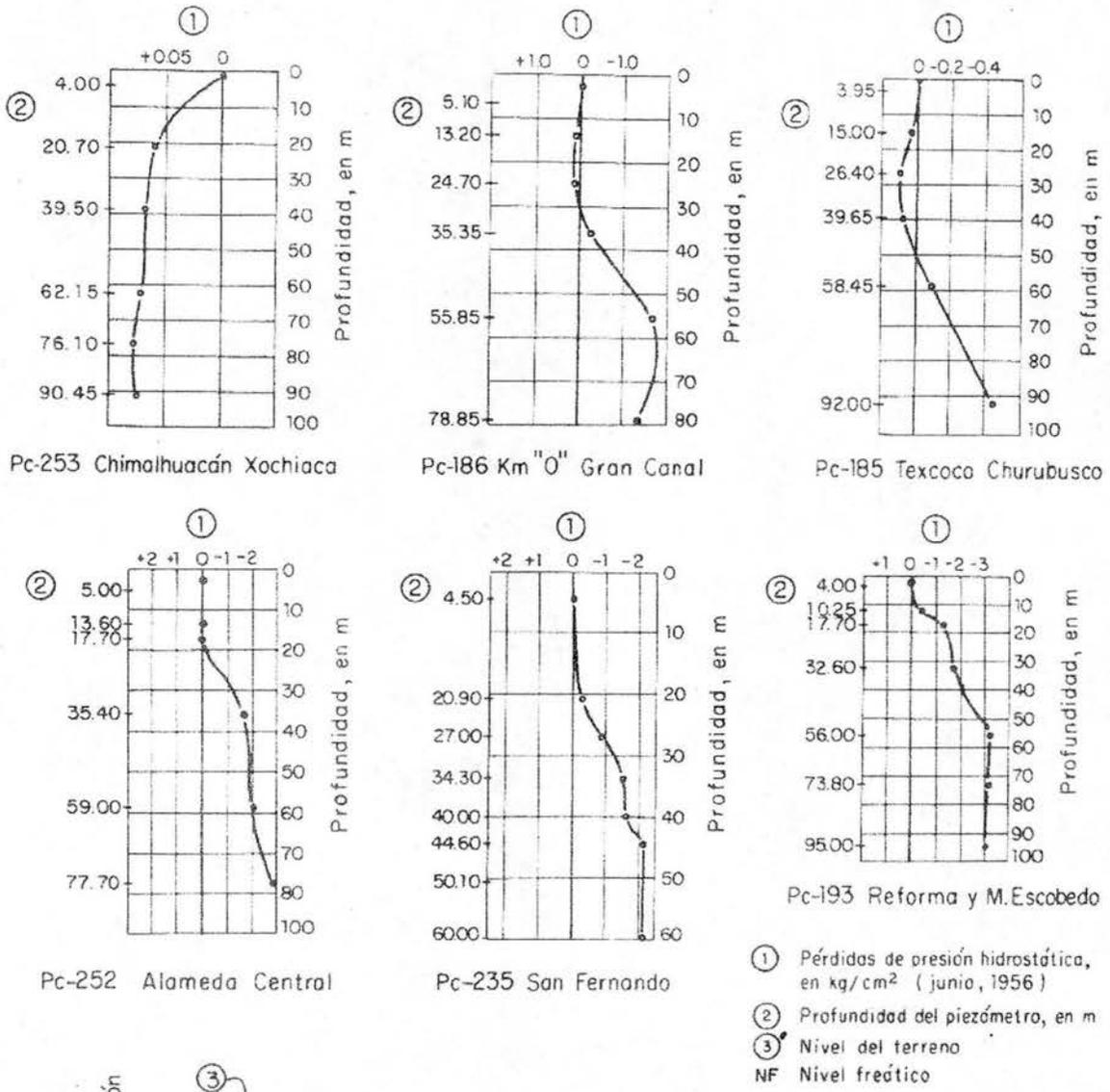


FIGURA 2.7. Variación de los niveles piezométricos en el tiempo y con la profundidad (Marsal).

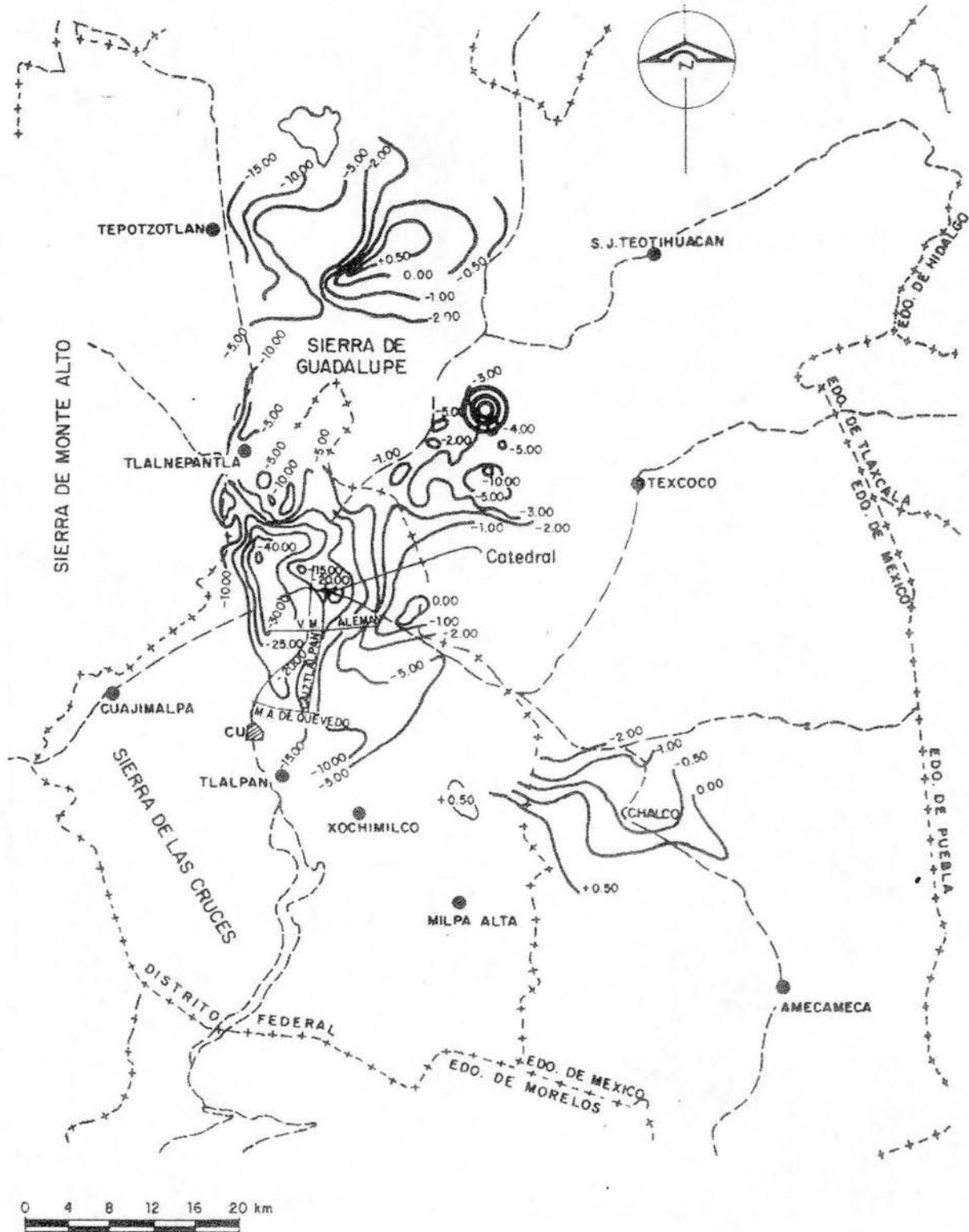


FIGURA 2.8. Curvas de igual pérdida de presión (t/m^2) a 50m de profundidad en 1966, incluyendo observaciones fuera de la zona urbana en la cuenca del valle de México (Marsal).

Los efectos de la pérdida de la presión en los acuíferos se manifiestan al principio como deformaciones muy pronunciadas alrededor de cada pozo de agua; más adelante, el fenómeno se extiende a mayor distancia hasta que se generaliza el hundimiento a toda el área de influencia del sistema de bombeo. Sin embargo, las deformaciones de la superficie distan de ser uniformes porque, además de los efectos iniciales mencionados, influyen las diferencias estratigráficas y la variación de la compresibilidad de las arcillas blandas debida a la historia de cargas.

2.8 Influencia de los hundimientos en obras.

Las construcciones cimentadas sobre zapatas aisladas o corridas pueden ser dañadas seriamente por asentamiento diferencial en la vecindad de un pozo que bombea agua del subsuelo. Los mismos efectos se han observado en zonas de la Ciudad en que han ocurrido deformaciones diferenciales por cambio en la estratigrafía o por interacción con edificaciones colindantes apoyadas sobre pilotes de punta, figura 2.9.

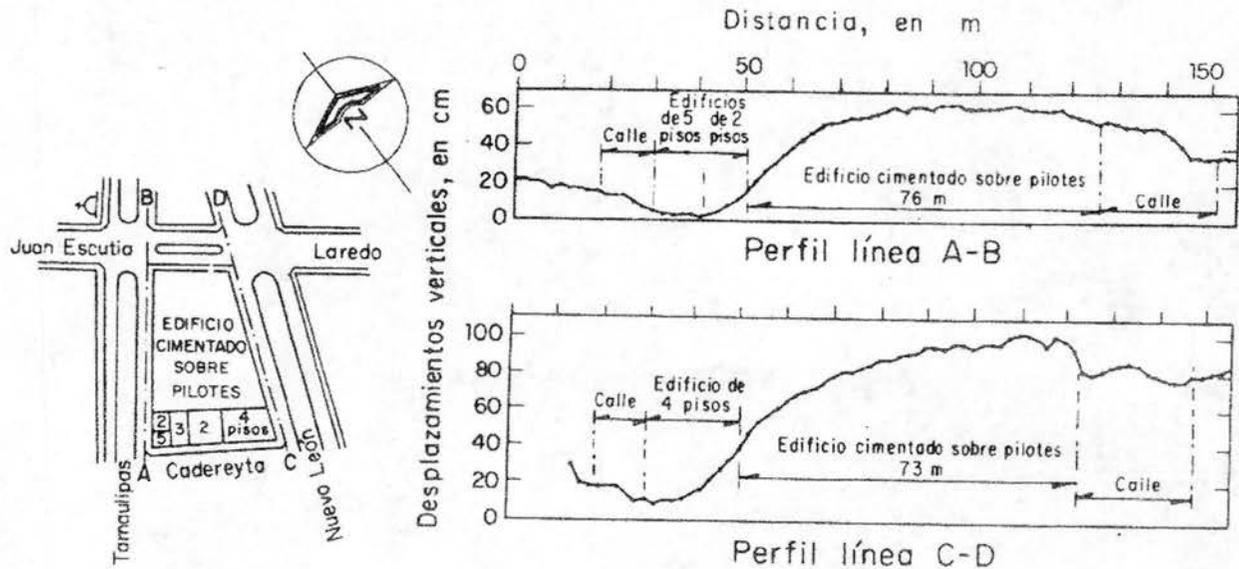


FIGURA 2.9. Efectos de una cimentación piloteada en las colindancias (Marsal).

Las cimentaciones que compensan la totalidad de las cargas de un edificio, teóricamente siguen los asentamientos del terreno impuestos por el hundimiento; sin embargo, están expuestas a desplome si este fenómeno no es uniforme en el predio ocupado por el inmueble. La existencia de construcciones vecinas que provocan asentamiento local (cimentación no compensada) o emersión (cimentaciones sobrecompensadas o con pilotes de punta) son, también, causa de mal comportamiento.

Se hace la aclaración, que el asentamiento local no se debe confundir con el asentamiento regional, el primero es provocado al peso de la estructura y el segundo es debido a la sobreexplotación de los mantos acuíferos.

2.9 Descarga del terreno.

La construcción de cimientos profundos en las zonas del Valle de México invadidas por depósitos lacustres blandos, demanda excavaciones que suelen tener influencia importante sobre el comportamiento posterior de tales obras si no se toman las debidas precauciones.

Toda excavación produce cambios en el estado de esfuerzos del terreno, y si penetra bajo el nivel freático, genera alteración en el estado de equilibrio de la presión hidráulica con el consiguiente desarrollo de fuerzas de filtración; estas últimas pueden ser tan importantes como el efecto de la descarga.

La figura 2.10 presenta la medición de desplazamientos verticales realizada durante y después de una excavación de 18m y 125m en planta y 6m de profundidad, localizada en la zona lacustre de la Ciudad y en terreno prácticamente virgen; la estratigrafía y variación del contenido de agua, así como la localización de los bancos de nivelación instalados a 2m bajo el nivel del fondo, en el perímetro y en el centro, se muestran en la misma figura. Nótese que, salvo dos de los puntos de observación, los restantes acusaron una expansión inmediata al proceso de excavación, seguida por

desplazamientos del mismo signo pero más lentos, para finalmente iniciar un proceso de asentamiento en correspondencia del colado de la subestructura; las expansiones totales variaron de 45cm a 50cm en la parte central y de 10cm a 30cm a lo largo del perímetro. El terreno en la periferia de la excavación registró asentamientos menores de 10cm, y los taludes 1:1 sufrieron agrietamiento irregular y casi horizontal a la mitad de la altura, debido a la deformación diferencial entre la superficie y el fondo de la excavación. Este agrietamiento puso en peligro la falla de los taludes y el fondo.

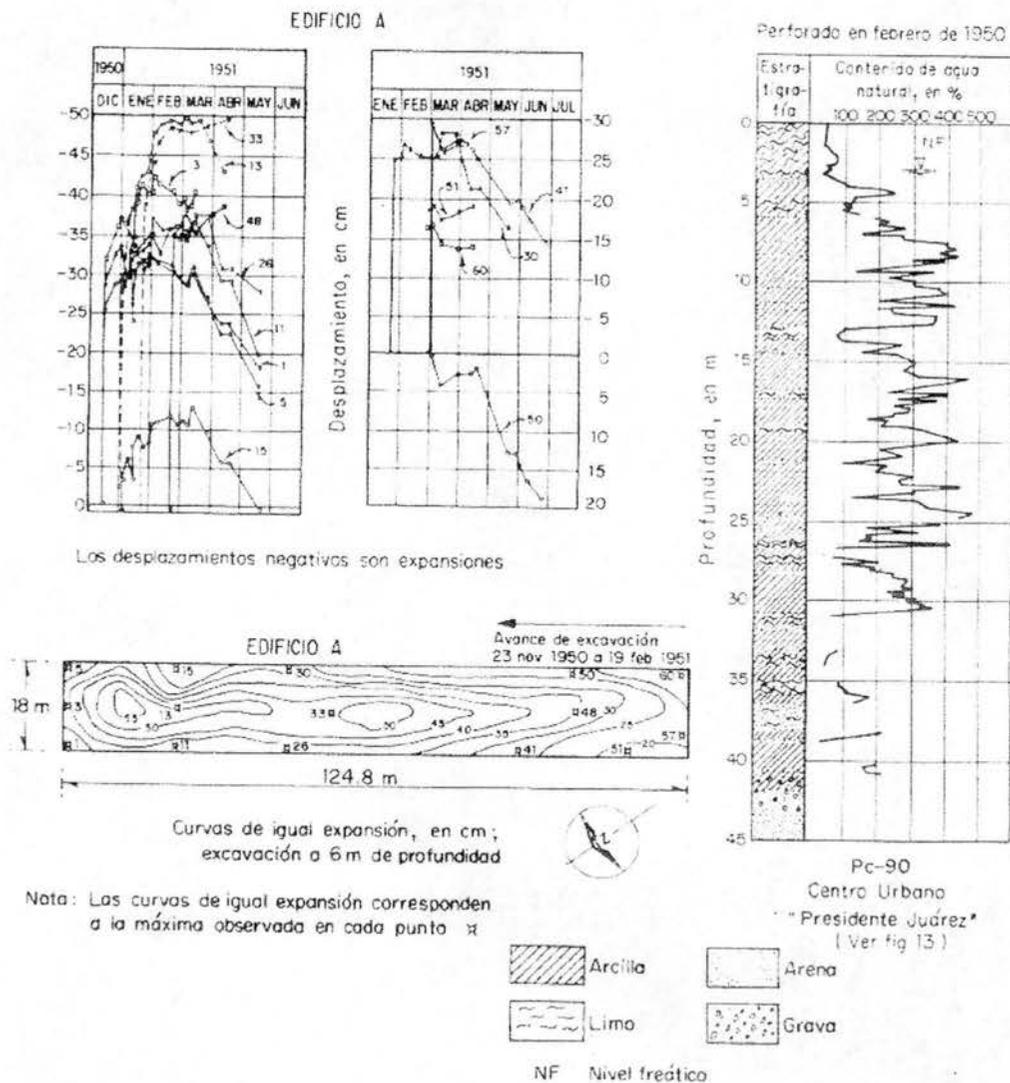
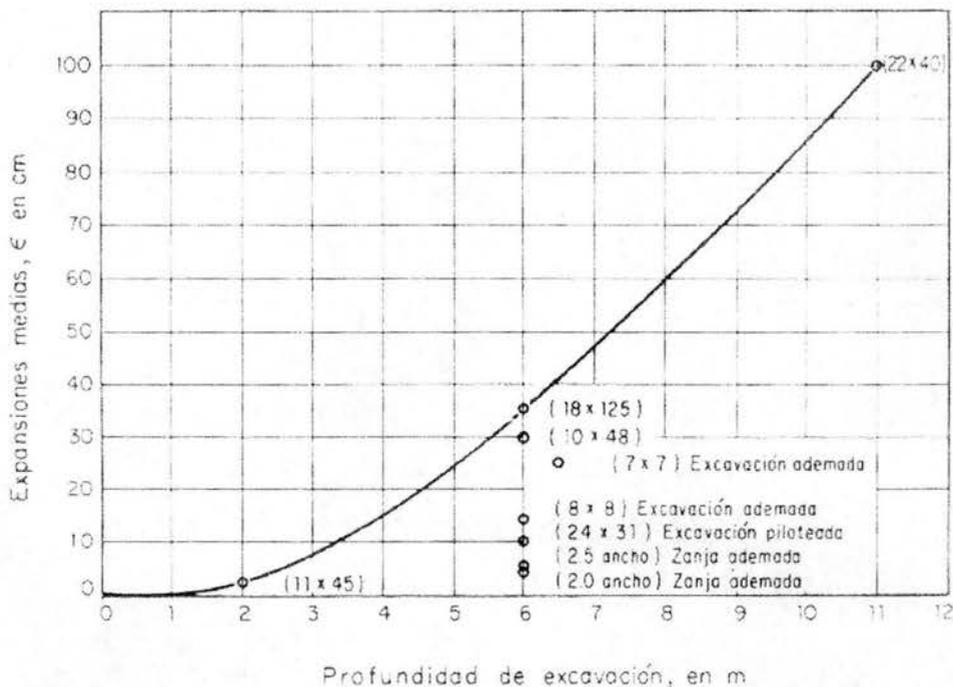


FIGURA 2.10. Expansiones del terreno por excavación (Marsal).

Las expansiones registradas en el caso descrito, los efectos del agrietamiento de taludes y el desarrollo de esfuerzos cortantes de magnitud próxima a la resistencia del suelo, tuvieron influencia notable en el comportamiento a largo plazo del edificio. La lección fue que, aun en ausencia de inmuebles colindantes, no es recomendable realizar excavaciones como la mencionada; es necesario proceder por partes limitando el volumen de las extracciones y minimizar la acción de las fuerzas de filtración que se generan por el flujo de agua hacia el fondo de la excavación cuando el bombeo se realiza desde este nivel.

En la figura 2.11 se muestra información estadística de valores medios de las expansiones totales que se registraron en: excavaciones abiertas, excavaciones ademadas perimetralmente y excavaciones ejecutadas mediante zanjas y volúmenes parciales.



Nota : Los números entre paréntesis corresponden a las dimensiones en planta de las excavaciones, expresadas en metros

FIGURA 2.11. Expansiones del terreno en diferentes tipos de excavación (Marsal).

Los problemas son apreciablemente más complejos cuando el predio colinda con edificios dotados de cimentaciones diversas. En este caso se recurre a la colocación de tablaestacas en el perímetro, soportados internamente con puntales e hincados a una profundidad tal que se prevenga la falla de fondo; además, es muy importante controlar dentro de la excavación los efectos de las fuerzas de filtración sobre la estabilidad del fondo, y hacia el exterior circundante evitar el abatimiento del nivel freático mediante la recarga del agua, con objeto de minimizar su impacto sobre las construcciones vecinas.

CAPÍTULO 3. CAUSAS POSIBLES DE GENERACIÓN DE FISURAMIENTOS EN EL SUBSUELO

Desde hace aproximadamente 40 años, se ha observado en el Valle de México, el agrietamiento de la superficie del terreno. Las causas de este fenómeno, en algunas ocasiones, pueden ser variables: por lluvias y encharcamientos, bombeo del agua en el subsuelo, incremento de presiones hidrostáticas en mantos permeables superficiales, etc. A continuación se mencionarán posibles causas que propician el agrietamiento, la forma de propagación de las mismas y los criterios de falla empleados para su estudio; así como, algunas soluciones para evitar la propagación de las mismas; además, de recomendaciones para que las grietas no afecten las estructuras.

3.1 Grietas por evaporación.

El estudio se basa en el estado de esfuerzos efectivos, en el que se encuentra la masa de suelo, por un flujo de agua potencial. En base a este planteamiento general se analiza el estado de esfuerzos efectivos inducido por el proceso de evaporación superficial en el entorno de una superficie impermeable o cubierta con una lámina de agua. Los resultados obtenidos mediante el estudio del efecto de las fuerzas de filtración, en el entorno de la franja, debido a esto, se presentan esfuerzos efectivos de

tensión en sentido perpendicular al eje longitudinal de la franja que propicia la generación de grietas, al final de la época de secas.

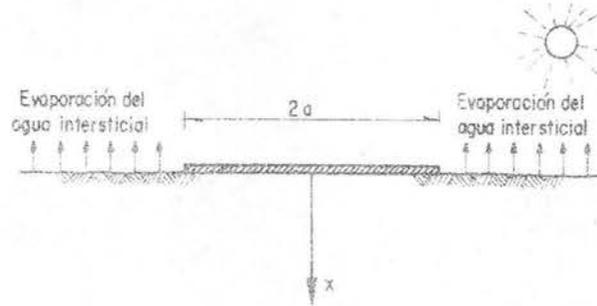


FIGURA 3.1 (Alberro y Hernández).

3.2 Propagación de grietas.

Todo cuerpo sólido responde a cargas extremas experimentando grandes deformaciones o fracturamientos. El segundo fenómeno consiste en la pérdida de continuidad entre dos partes del cuerpo. El fracturamiento implica la generación de una grieta y su propagación hasta que se presente la falla general o se alcance un estado de equilibrio.

El frente de una grieta es el vértice que conecta los puntos adyacentes donde ocurren o pueden ocurrir separaciones subsecuentes. Durante un proceso de separación continua, esta línea se mueve a lo largo de un plano llamado superficie de fracturamiento. De acuerdo con Irwin (Hellan, 1984), existen tres modos del agrietamiento (figura 3.2):

Modo 1: Se presenta una abertura simétrica; el desplazamiento relativo entre las caras correspondientes es perpendicular a la superficie de la fractura; las grietas se generan por tensión, separándose entre sí las caras de la grieta.

Modo 2: La separación es asimétrica con desplazamientos tangenciales relativos perpendiculares al frente de la grieta; el agrietamiento se genera por cortante; las caras de la grieta deslizan una sobre otra en dirección perpendicular al vértice.

Modo 3: la separación es nuevamente asimétrica, con desplazamientos tangenciales relativos paralelos al frente de la grieta; bajo el efecto de esfuerzos inducidos por torsión, las superficies de las grietas deslizan una sobre la otra, en dirección paralela al vértice.

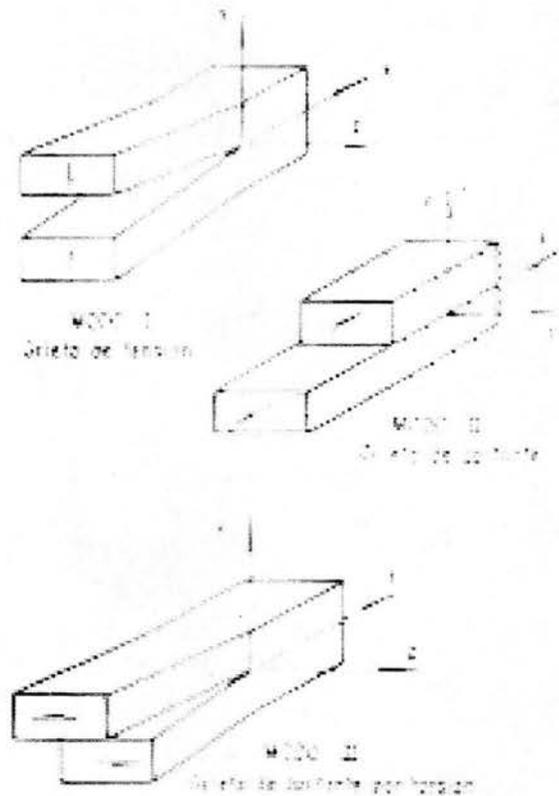


FIGURA 3.2. Modos de Falla (Auvinet y Arias).

En general en un cuerpo homogéneo, el agrietamiento puede ser descrito por alguno de estos modos o sus combinaciones. Sin embargo, el crecimiento de la grieta tiene usualmente lugar en el modo 1.

3.2.1 Criterios de falla.

Existen diversas teorías o criterios, que tienen por objeto predecir, en base al comportamiento del material en los ensayos de tensión o compresión simple, las condiciones en la que se producirá el agrietamiento bajo cualquier combinación de carga. Los más comúnmente usados son los siguientes:

a) Teoría de Rankine.

La teoría del esfuerzo máximo, propuesta por Rankine, es la más antigua y la más sencilla de todas. Se basa en la hipótesis de que la falla tiene lugar cuando el mayor de los esfuerzos principales alcanza un valor límite, que puede ser punto de fluencia determinado en un ensaye de tensión simple, o el esfuerzo último si el material es frágil.

b) Teoría de Saint Venant.

La teoría de la deformación máxima, atribuida a Saint Venant, establece que la falla tiene lugar cuando el mayor de los esfuerzos principales alcanza un valor necesario para que alcance la fluencia en el ensaye de tensión simple.

c) Teoría de Griffith.

Es conocido que los materiales tienen una resistencia muy inferior a la que cabría esperar de la magnitud de las fuerzas moleculares. Griffith explica lo anterior por la presencia de un gran número de grietas pequeñas (microfisuras). En los vértices de estas fisuras se presenta una elevada concentración de esfuerzos que puede conducir al desarrollo de la grieta. La teoría considera que el material contiene un gran número de grietas incipientes orientadas casualmente y que la falla se presenta cuando el esfuerzo local mayor en la fisura más grande y de orientación más peligrosa alcanza un valor crítico.

3.3 Agrietamiento lacustre al oriente de la Ciudad de México.

La manifestación de este fenómeno en la capa superficial y la parte superficial de la formación arcillosa superior ocurre preferentemente al inicio de la temporada de lluvias, sin estar exenta la época de estiaje de la formación de grietas. La ocurrencia de sismos favorece también su aparición, sin ser la causa principal de su génesis. Estas grietas pueden ser ordenadas de acuerdo a las causas externas que inciden en su aparición:

- Variación del contenido de agua.
- Asentamiento diferencial por hundimiento regional.
- Variación rápida de esfuerzos horizontales.

Agrietamientos por variación del contenido de agua.

De acuerdo a las teorías que explican los agrietamientos, éstos se producen al cambiar en forma rápida el estado de esfuerzos en las formaciones superficiales, debido a la variación del contenido de agua, que ocasiona esfuerzos de tensión producidas por la evaporación. La mayor parte pueden tener este origen, sin embargo, existen otros factores capaces de generar fisuras en suelos arcillosos.

En superficies expuestas a la evaporación, se desarrollan esfuerzos por capilaridad que causan el conocido agrietamiento de los suelos arcillosos del Valle. Se considera que principalmente existen dos tipos de fracturas, las originadas por el primer ciclo de secado del suelo, que provoca grietas muy cercanas entre sí, con un patrón más o menos equidistante y otro agrietamiento con separaciones mayores e irregulares ocasionado por ciclos posteriores de secado, que es favorecido por el humedecimiento heterogéneo de la superficie por lluvias. Además, se presenta agrietamiento secundario normal a las grietas principales.

Agrietamiento asociado al hundimiento regional.

Al producirse el hundimiento regional, hacia las fronteras de la zona lacustre se manifiestan este tipo de grietas por tensión, las que por lo común siguen trayectorias semejantes a las curvas de nivel topográfico o bien a los contornos de formaciones subterráneas de mayor rigidez que las formaciones arcillosas. Presentan también una longitud superior a 100m, por lo general con un desnivel entre sus labios y queda el más alto hacia la zona en que aumenta la elevación del terreno. Las lluvias favorecen su aparición, pero pueden presentarse sin su participación. En ocasiones se manifiestan periódicamente en la misma zona, con cambios de posición subsecuentes hacia el centro de la zona lacustre.

Agrietamientos por variación de esfuerzos horizontales.

Una variación rápida en los esfuerzos horizontales por excavación o por aplicación de cargas horizontales produce el agrietamiento superficial de los suelos lacustres superficiales del Valle de México.

3.4 Soluciones geotécnicas para el agrietamiento de suelos.

En las zonas de transición abrupta, donde entran en contacto los suelos arcillosos lacustres del Valle de México con los domos volcánicos que los confinan, se está desarrollando un gradual y continuo proceso de hundimiento diferencial y de fisuración del subsuelo; este fenómeno está íntimamente ligado con el proceso de consolidación de los suelos blandos, a su vez incrementado por la explotación de los mantos acuíferos. Por los daños que provocan a las instalaciones y eventualmente a las estructuras, se plantean las acciones preventivas que minimicen los efectos del fisuramiento; asimismo, se presentan soluciones geotécnicas para el agrietamiento de suelos. Este problema de hundimiento y fisuramiento hasta ahora se ha interpretado

como local, e inherente a algunos sitios; sin embargo, en años futuros acrecentará su importancia y se extenderá en las transiciones abruptas. Figura 3.3.



FIGURA 3.3. Localización de las Zonas de Fisuramiento (Gutiérrez, Cuevas y Sánchez).

El fenómeno de fisuración se desarrolla a consecuencia del estado de tensiones que ocasiona el proceso de hundimiento diferencial de las arcillas, tanto en las orillas del lago, como en los domos volcánicos, cubiertos por los depósitos arcillosos. En las figuras 3.4 y 3.5, se muestran cortes esquemáticos de ambos casos, que ilustran la variación del espesor del suelo arcilloso compresible.

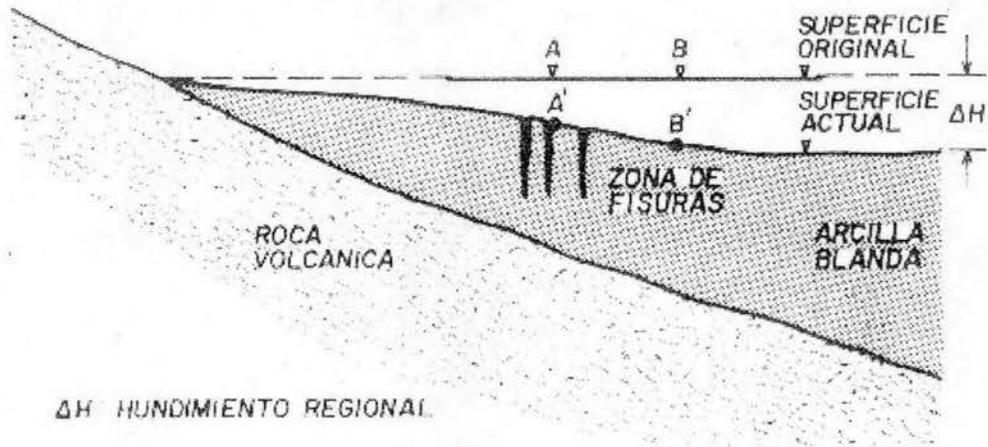


FIGURA 3.4. Mecanismos de fisuración a la orilla del lago (Gutiérrez, Cuevas y Sánchez).

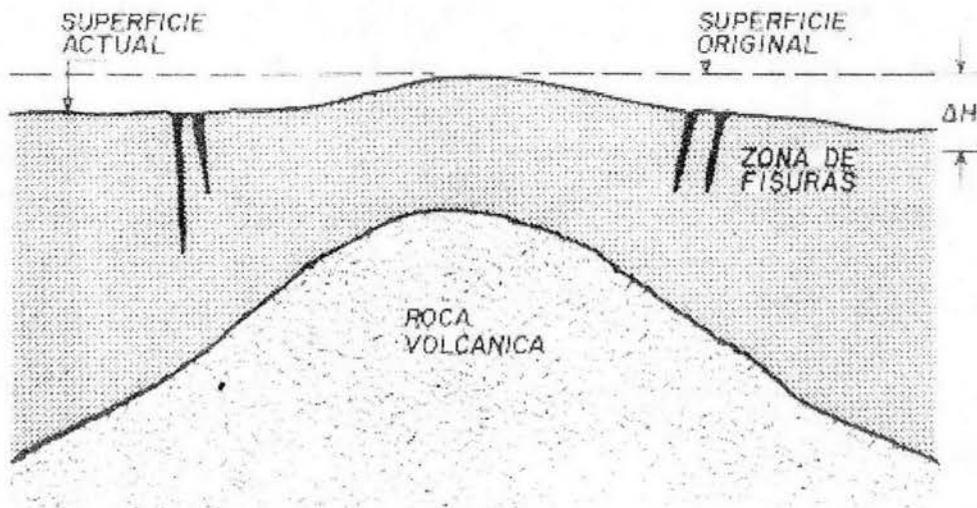


FIGURA 3.5. Mecanismos de fisuración sobre un domo cubierto (Gutiérrez, Cuevas y Sánchez).

Estructuración de la cimentación.

En el caso de agrietamiento del subsuelo debajo de una zapata, se genera en la sección de concreto una fuerza de tensión. Por lo anterior, las zapatas en zonas que presentan este problema, deben de revisarse a tensión.

La fuerza que puede generarse al llenarse de agua una grieta profunda es del orden de una decena de toneladas por metro (según el estudio). El concreto simple es capaz de soportar esfuerzos de tensión del orden del 6% de su resistencia a la compresión. Lo anterior muestra que un concreto común de 200kg/cm^2 puede soportar hasta 12kg/cm^2 , resistencia suficiente para que, por ejemplo, una sección de concreto de $10\text{cm} \times 60\text{cm}$ soporte una fuerza de tensión de 7.2ton/m . La diferencia deberá ser tomada por el esfuerzo usual en zapatas, procurando evitar la presencia de grietas en la estructura de concreto que provocarían la oxidación y pérdida de la sección en el acero por contacto con el agua. Para fines de diseño, es preferible que el acero sea suficiente para tomar la totalidad de las fuerzas de tensión.

Diseñar zapatas resistentes a la tensión no elimina otros problemas asociados con el agrietamiento, tales como deformaciones verticales y horizontales que deterioran la superestructura. Para prevenir lo anterior, las estructuras nuevas se localizarán a una distancia de la grieta tal que las deformaciones verticales diferenciales no rebasen las recomendables.

Restricciones de construcción.

El ancho de las zonas en que los asentamientos diferenciales han provocado la aparición de fisuras es actualmente del orden de 150m ; sin embargo, tomando en cuenta el abatimiento de las presiones del agua a largo plazo, se permite predecir que este fisuramiento podrá afectar una banda del orden de 200m a 250m , por lo que esta franja debe estar sujeta a restricciones de construcción.

Considerando que las estructuras con dimensiones horizontales reducidas quedan expuestas a sufrir asentamientos diferenciales de menor magnitud, se recomienda restringir su máxima dimensión horizontal a 20m . En los casos en que no pueda respetarse esta recomendación, se deberán integrar juntas de construcción cuya separación pueda absorber las deformaciones a largo plazo y evitar los impactos durante un sismo. Con respecto a la altura de las estructuras, se propone que en estas

franjas de figuración probable, las estructuras por construir sean de preferencia menores de 7.5m (3 niveles). Así, como, respetar la separación reglamentada entre estructuras, aún en las ligeras de 1 y 2 niveles.

Alternativas de Cimentación.

El análisis de las cimentaciones deberá cubrir las condiciones de seguridad y de servicio, dando particular énfasis a la evaluación de los asentamientos diferenciales a largo plazo. Considerando que las restricciones propuestas para la altura de las estructuras limitan las cargas que se transmitirán al suelo, se podrá adoptar el siguiente criterio de cimentación.

Estructuras de 1 y 2 niveles. Se recomienda utilizar retículas de zapatas corridas o losas.

Estructuras de 3 a 6 niveles. Se recomienda utilizar cajones de cimentación con registros de acceso.

El análisis de los casos típicos de estructuras de 5 y 6 niveles en la zona de transición, ha demostrado que las cimentaciones piloteadas pueden tener factores de seguridad menos amplios con respecto a las cimentaciones superficiales. Además, de que el hincado de pilotes puede activar alguna grieta.

Mantenimiento de Cimentaciones.

Es necesario que este aspecto sea cuidadosamente considerado en los estudios de las cimentaciones, para prever las acciones que requieran seguirse en el caso de que las estructuras se desplomen más de lo permisible. Las alternativas más viables de renivelación serán:

- a) La colocación de lastres en el cajón de cimentación estanco.

b) La subexcavación parcial bajo la losa o cajón de cimentación estanco.

La segunda acción obliga a incrementar la rigidez del cajón y a considerar accesos para las maniobras.

CAPÍTULO 4. PROBLEMAS GEOTÉCNICOS DEBIDOS A LA SISMICIDAD

La geotecnia estudia el comportamiento mecánico de rocas y masas térreas, especialmente como soporte o cimentación de las obras de ingeniería y como componente de ciertas estructuras. Sus dos ramas principales son la mecánica de suelos y la mecánica de rocas.

De la ingeniería sísmica concierne a la geotecnia algunos de los siguientes problemas dinámicos:

1. Propiedades de los suelos bajo excitación sísmica;
2. Efectos de la excitación sísmica en los suelos;
3. Efecto de las formaciones locales en la excitación sísmica;
4. Interacción suelo—estructura.

Así, pues, se mencionan los problemas enumerados que constituyen los principales temas de geotecnia ligados a la ingeniería sísmica de edificaciones urbanas.

4.1 Propiedades de los suelos bajo cargas sísmicas.

Esfuerzos.

Como los suelos están constituidos al menos por partículas sólidas y un fluido que llena sus intersticios, para definir su estado de esfuerzos se requieren dichos esfuerzos en la fase sólida y en la fase fluida. Al esfuerzo en la fase fluida se le llama presión de poro y puede resultar de condiciones hidrostáticas ó flujo establecido del agua en los poros intersticiales (presión de poro establecida) o bien del flujo transitorio inducido por la tendencia de los espacios intergranulares a cambiar de volumen por efecto de los esfuerzos exteriores (presión de poro inducida). A la diferencia entre un esfuerzo normal total, " σ ", y la presión de poro, " u ", se le denomina esfuerzo intergranular, " $\bar{\sigma}$ ", o esfuerzo efectivo.

Principios de los esfuerzos efectivos.

Las propiedades mecánicas de un suelo dependen del estado inicial de éste, definido por cuatro variables (relación de vacíos, grado de saturación, estructura y estado de esfuerzos), y la manera como se aplica la carga, definida por otra tres variables (trayectoria de esfuerzos, velocidad de carga, y condiciones de drenaje). Sin embargo es posible reducir esas siete variables a tres: estado de esfuerzos efectivos, trayectoria de esfuerzos efectivos y velocidad de deformación, siendo dominante la primera.

Como consecuencia de lo anterior, la correcta determinación de propiedades mecánicas de los suelos exige que los especímenes reproduzcan las condiciones de campo. Y por el principio de los esfuerzos efectivos, éstas son las más importantes de dichas variables.

Variables dependientes e independientes.

Las condiciones de trabajo de los suelos pueden clasificarse en dos categorías: una en la que prevalecen condiciones de cambio libre de volumen (presión de poro

inducida nula) y otra en que el suelo se deforma a volumen constante. En el primer caso la presión de poro es una variable independiente y las propiedades de los suelos deben determinarse en especímenes sometidos a pruebas drenadas. Los problemas de ingeniería sísmica caen más usualmente en la segunda categoría; en ellos la presión de poro es una variable dependiente y por tanto es más sencillo, más confiable y más directo no considerarla explícitamente en los análisis sino controlar las variables que la determinan. Los problemas en esta segunda categoría requieren determinar las propiedades de especímenes de suelo representativos en los que al menos dos de las tres variables antes mencionadas (estado inicial y trayectoria de esfuerzos) se controlan cuidadosamente para reproducir las que privan en el prototipo.

Propiedades.

Son de principal importancia cinco propiedades intrínsecas que caracterizan el comportamiento de un medio continuo bajo cargas dinámicas: el módulo de rigidez "G" para deformaciones cíclicas de pequeña amplitud, la relación de amortiguamiento interno "D", las relaciones de esfuerzo—deformación para deformaciones cíclicas de amplitud grande, la resistencia bajo carga cíclica y la relación de Poisson "ν". Esta última varía poco y afecta ligeramente a la respuesta sísmica; bajo condiciones sísmicas varía entre 0.25—0.35 para suelos no cohesivos y entre 0.4—0.5 para cohesivos, es independiente de la frecuencia y, al contrario de "G", es insensible a efectos tixotrópicos.

La tabla 4.1⁶ es un resumen de las técnicas de laboratorio para determinar las propiedades dinámicas de los suelos. Además, para amplitud de deformación del orden de 10⁻⁶, los módulos de rigidez "G" y la relación de Poisson "ν" pueden determinarse midiendo en el campo las velocidades de propagación "C_P" y "C_S" de las ondas de compresión y de cortante; para ello se aplican las relaciones:

$$G = \rho \cdot C_S^2$$

⁶ Esta tabla se encuentra al final del capítulo.

$$E = \rho \cdot \left(\frac{3C_P^2 - 4C_S^2}{\frac{C_P^2}{C_S^2} - 1} \right)$$

$$\nu = \left(\frac{\frac{C_S^2}{2C_P^2} - 1}{\frac{C_P^2}{C_S^2} - 1} \right)$$

Las relaciones esfuerzo—deformación que resultan bajo deformaciones grandes generalmente pueden describirse mediante el modelo de Ramsberg—Osgood. El grado de ajuste de dicho modelo al comportamiento de arenas de la arcilla del Valle de México puede apreciarse en las figuras 4.1 y 4.2.

4.2 Efectos de la excitación sísmica en suelos.

Lo dicho anteriormente sobre las propiedades dinámicas de los suelos, en el caso de los suelos no cohesivos, se refiere a que éstos se encuentran en condiciones iniciales comprendidas dentro de la zona suelos inestables. Los suelos en estado inestable tienden a reducir su volumen ante cualquier distorsión y por tanto sufren cambios notables de estado bajo excitación dinámica y en consecuencia sus propiedades tampoco son estables.

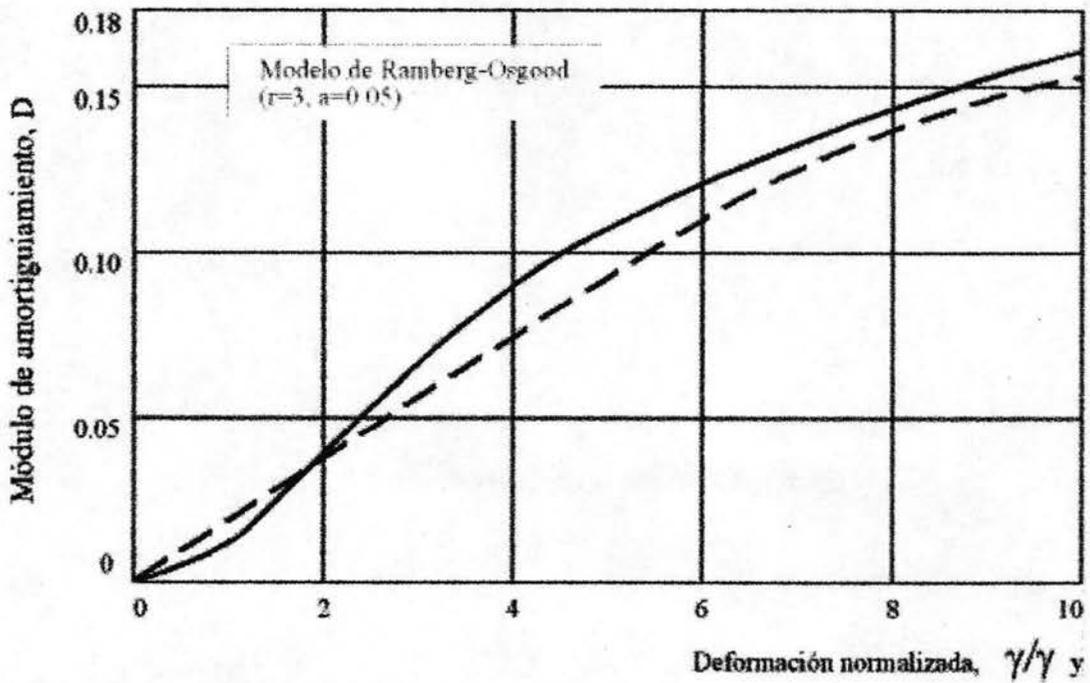
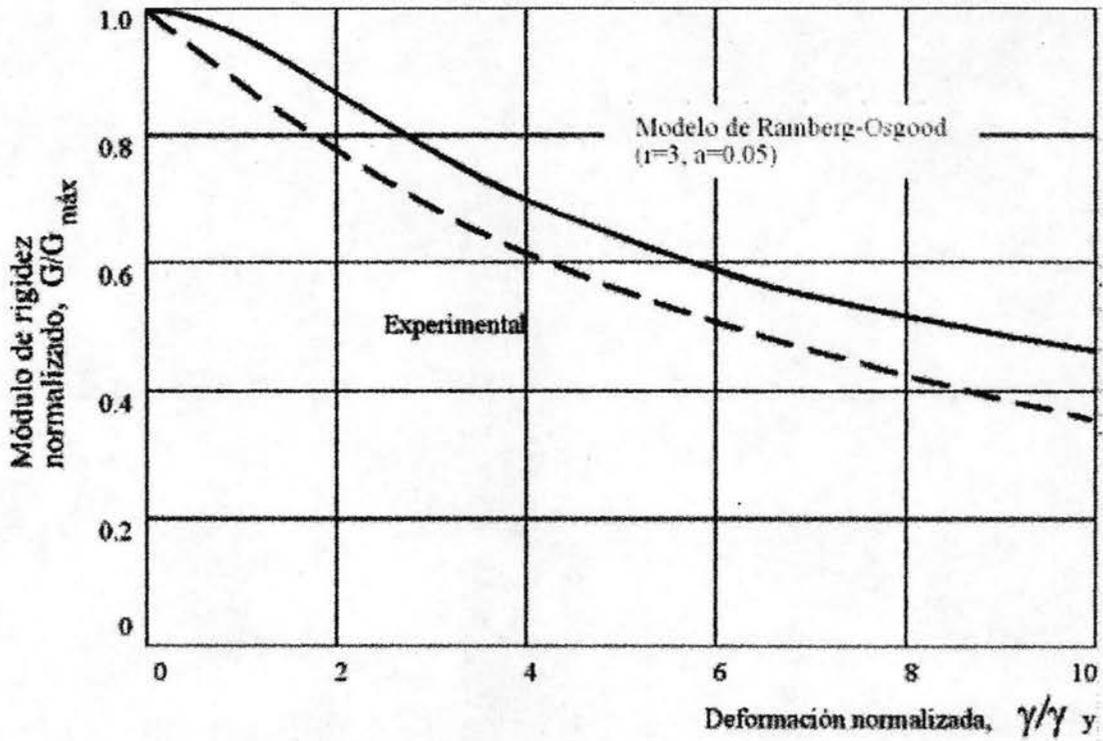


FIGURA 4.1. Módulo de Rigidez y relación de amortiguamiento para arenas secas (Dobry).

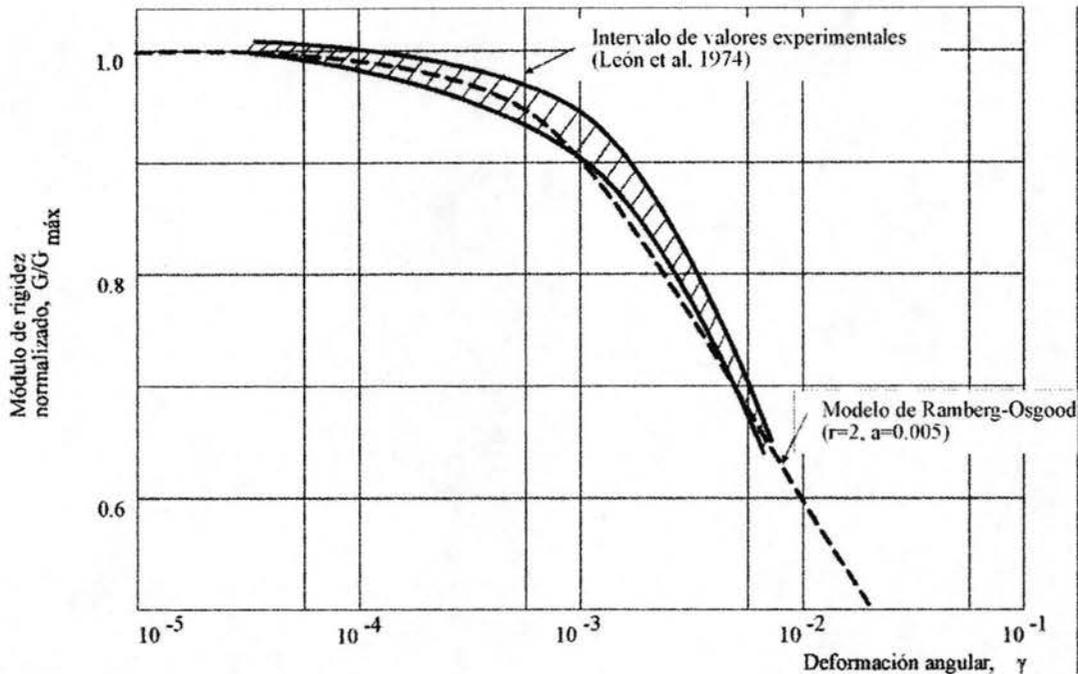


FIGURA 4.2. Módulo de Rigidez de la arcilla del Valle de México (Faccioli y Reséndiz).

En los suelos cohesivos, los efectos de fatiga, pérdida de resistencia o incremento de compresibilidad producidos en ellos, por la repetición de ciclos de carga, se pueden estudiar mediante pruebas triaxiales cíclicas como las indicadas en el apartado anterior e indicadas en la tabla 4.1. Los efectos en la compresibilidad pueden determinarse permitiendo consolidación bajo carga sostenida después de un número deseado de ciclos de esfuerzo desviador aplicado en condiciones no drenadas.

4.3 Efecto de las formaciones locales en la excitación sísmica.

Cuando las ondas de un temblor llegan a un sitio a través de las formaciones rocosas profundas, los depósitos o formaciones más blandos que se apoyan en las primeras son excitados y vibran de manera característica ante cada temblor, como consecuencia el movimiento en el terreno de la superficie es diferente al de la base de los depósitos, es decir, la excitación en la superficie difiere de la que ocurre si tales

depósitos o formaciones superficiales no existieran. A ese fenómeno se le llama *amplificación local* o *filtrado local* y puede dar lugar a la intensificación de las ondas de cierta frecuencia y a la reducción de las otras.

Como consecuencia de la particular estratigrafía de los depósitos aluvio—lacustres del subsuelo de la ciudad de México se han registrado, a partir de la ocurrencia de sismos intensos, dos fenómenos particulares que inciden directamente en el desempeño ingenieril de las cimentaciones apoyadas en la zona III (RCDF), los cuales son:

- a) La *amplificación* de las ondas sísmicas, las cuales al llegar al valle, se refractan en las fronteras rígidas que lo contienen (lechos que al aflorar constituyen la zona I, de Lomas); y debido a las condiciones geotécnicas descritas, en la literatura se le ha denominado como "*condiciones locales*" o "*efectos de sitio*".
- b) La ocurrencia del fenómeno de *resonancia* en el subsuelo, el cual consiste en la coincidencia del período natural de vibración del subsuelo, con el período de excitación, particularmente originada por sismos, y en el cual se observan incrementos notables en los desplazamientos que traen como consecuencia las aceleraciones en la superficie del depósito de suelo; en caso de coincidir adicionalmente con los periodos de vibración de las estructuras, puede ocasionar con mayor facilidad la desestabilización de las cimentaciones al grado de propiciarles la falla por asentamientos súbitos o por rotura de elementos.

La figura 4.3 muestra las diferencias que se pueden esperar en los espectros típicos de sitios con condiciones geotécnicas diferentes. Cada curva es sólo indicativa, pues resulta de promediar un número variable de espectros de temblores en sitios diversos.

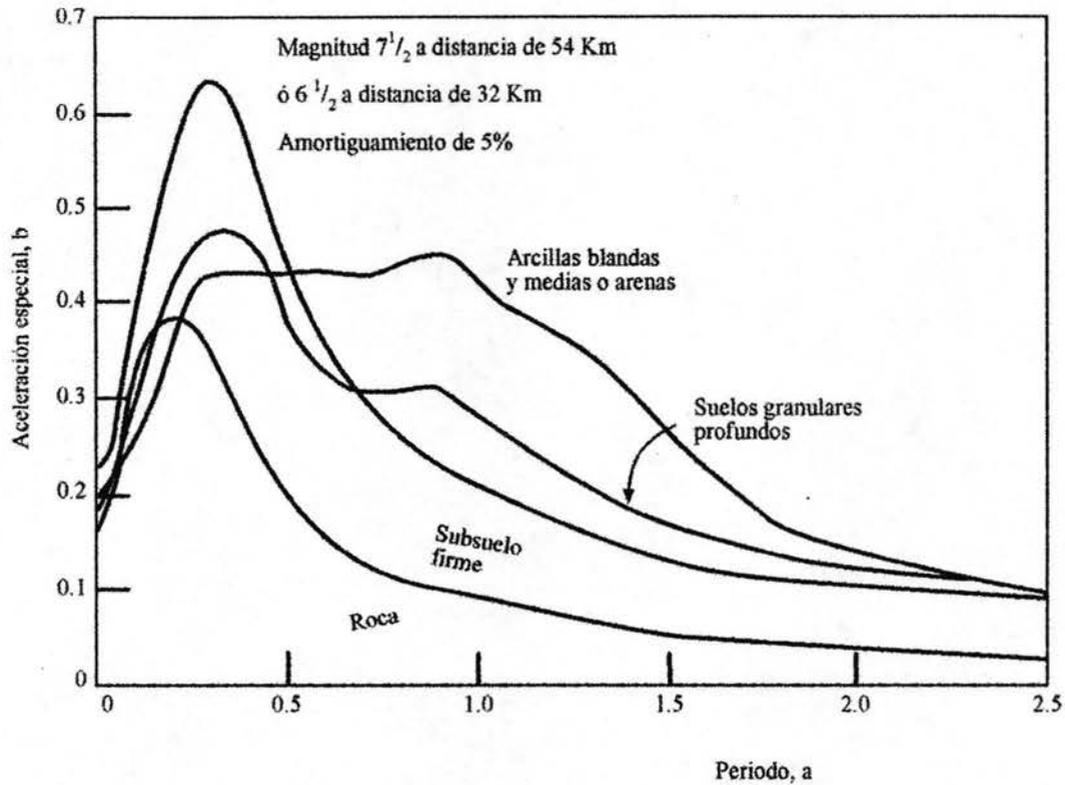


FIGURA 4.3. Espectros medios en diferentes tipos de subsuelo (Seed, Ugas y Lysmer).

Si las formaciones filtrantes de las ondas fuesen lineales, las modificaciones locales del movimiento sísmico serían función sólo del perfil estratigráfico y sus propiedades dinámicas, e independientes de la intensidad del movimiento. Ello no es así, ya, que el filtrado en un mismo depósito, de movimientos de pequeña y de gran intensidad, difiere apreciablemente. Sin embargo, en el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México, el uso de modelos lineales y unidimensionales ha permitido explicar casi todas las características de excitación que ocurrió en sitios con diversos perfiles estratigráficos. La buena aproximación en este caso parece deberse al hecho de que la arcilla de la ciudad conserva un comportamiento que se desvía poco de lo lineal hasta deformaciones relativamente grandes (como de 5×10^{-3}), al contrario de otros suelos, ver figura 4.4.

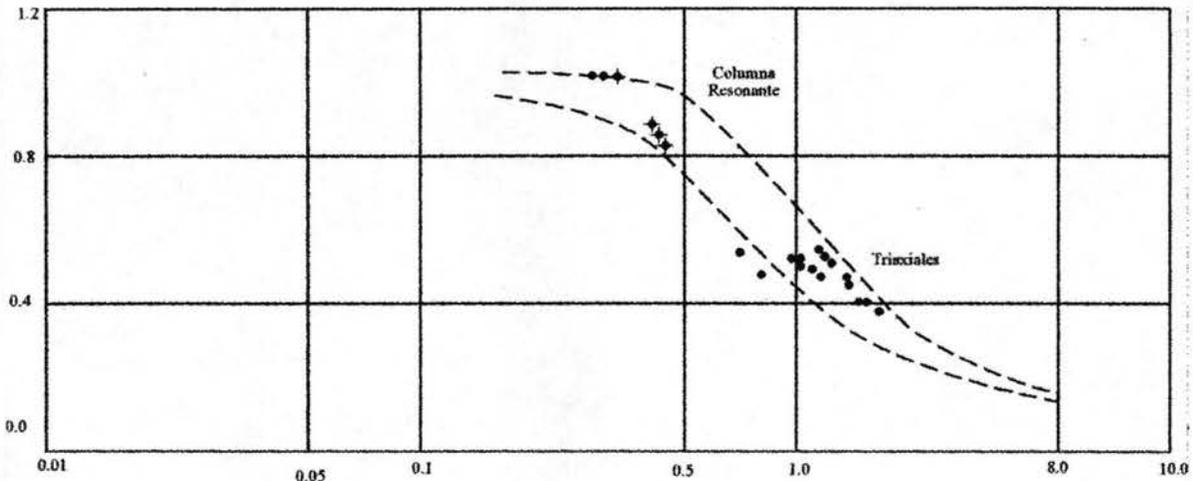


FIGURA 4.4. Módulo de rigidez de las arcillas del Valle de México (Romo y Jaime).

4.4 Interacción Suelo—Estructura.

A continuación se hace una breve descripción de lo que es la interacción suelo—estructura tanto estática como dinámica, haciendo resaltar la importancia de ésta.

4.4.1 Interacción Estática Suelo—Estructura.

La cimentación de estructuras sobre suelos de mediana a alta compresibilidad plantea el problema de determinar los hundimientos totales y diferenciales, así como los elementos mecánicos (momento flexionante, fuerza cortante y fuerza normal), tanto en la subestructura como en la superestructura, ocasionados por los hundimientos del terreno de cimentación. Estos valores dependen tanto de la compresibilidad del subsuelo como de la rigidez de la estructura. Tomando en cuenta, que con frecuencia en los análisis estructurales se considera a la estructura empotrada o articulada en su cimentación, o si se trata de una losa de apoyo se supone una presión de contacto uniforme, o que el cálculo de hundimientos del terreno de cimentación se realiza considerando la estructura de cimentación totalmente flexible, lo cual suele distar bastante de la realidad, se ve claramente la necesidad de desarrollar métodos que

tomen en cuenta los efectos de los hundimientos y que, al mismo tiempo, permitan calcular los valores de los mismos. A estas técnicas es lo que se denomina interacción estática suelo—estructura.

Por lo tanto, el propósito de la interacción estática suelo—estructura es llevar a cabo un análisis estructural tomando en cuenta el efecto de la rigidez del terreno de cimentación. La interacción suelo estructura proporciona los diagramas de hundimientos diferenciales y de reacción del terreno de cimentación (figuras 4.5 y 4.6), lo que a su vez permite determinar los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante en la estructura de cimentación, considerando la influencia de la rigidez del suelo de cimentación, lo que conduce a un diseño racional de dicha subestructura. Algunos procedimientos de interacción consideran también el efecto de la superestructura, con lo que se conoce además el efecto de la rigidez del terreno en los elementos mecánicos de toda la estructura.

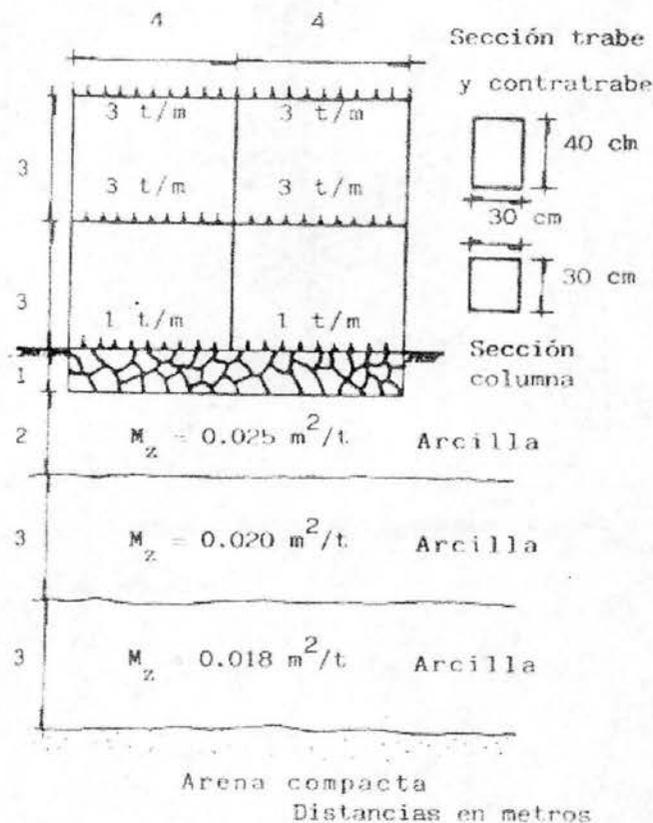


FIGURA 4.5. Estructura reticular ((Demeneghi).

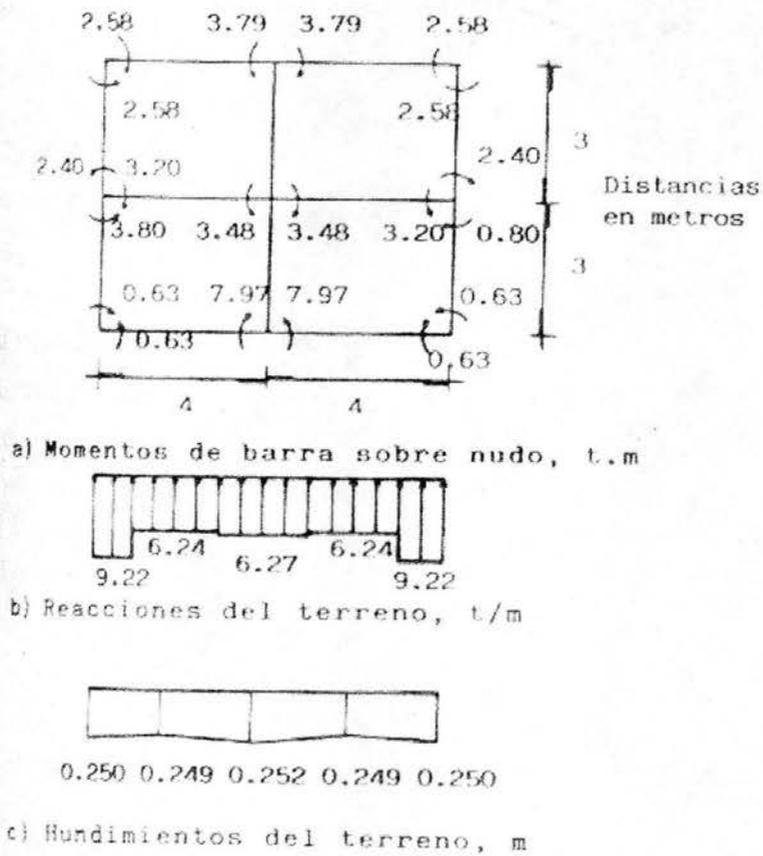


FIGURA 4.6. Resultados obtenidos usando Interacción Suelo—Estructura (Demeneghi).

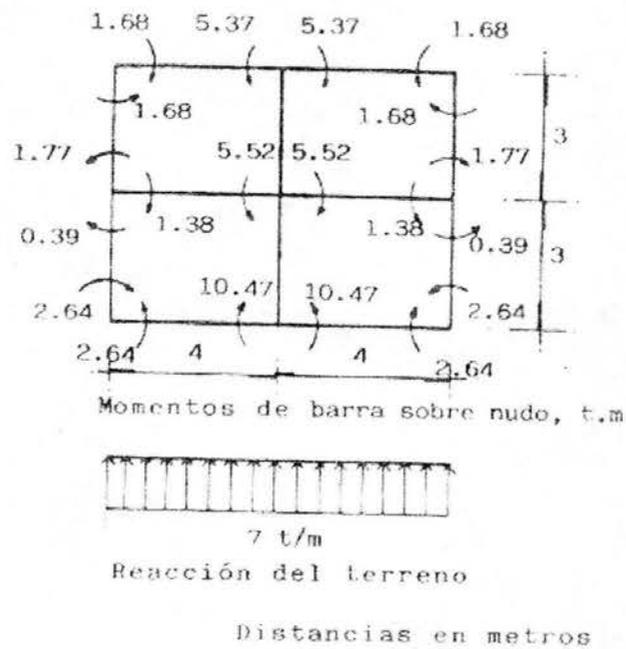


Figura 4.7. Resultados obtenidos suponiendo reacción uniforme (Demeneghi).

4.4.2 Interacción Dinámica Suelo—Estructura.

El fenómeno de interacción se desarrolla por el acoplamiento de los movimientos del suelo y de la cimentación del edificio. En la figura 4.8 se muestra esquemáticamente el concepto de interacción dinámica suelo—estructura. Al arribar las ondas sísmicas a la superficie del suelo generan movimientos en las estructuras desplantadas sobre él, si los desplazamientos en el terreno libre, U_0 , son diferentes de los de la cimentación, U_1 , se dice que la estructura y el terreno están acoplados y, por tanto, hay interacción suelo estructura. Por otro lado, si $U_0 = U_1$ el fenómeno de interacción no se desarrolla.

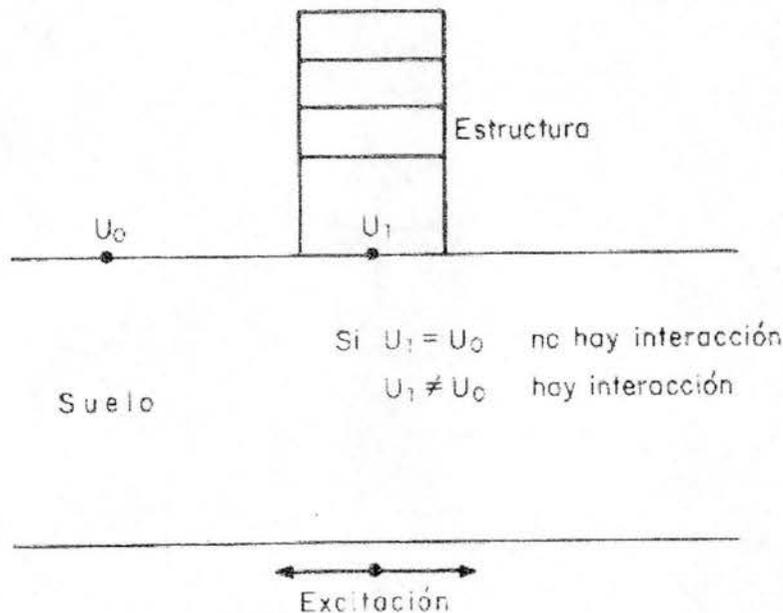


FIGURA 4.8. Definición de Interacción Dinámica Suelo—Estructura (Romo).

En general la interacción dinámica involucra tres efectos:

1. La variación espacial de los movimientos del terreno libre tiende a ser eliminada por la presencia de una cimentación rígida; la magnitud de este efecto depende del área y rigidez de la cimentación y del grado heterogeneidad de los

movimientos de campo libre. En general, la amplitud máxima del movimiento de la cimentación será menor que las ocurren en el terreno libre.

2. Cuando un edificio es excitado en su base presenta una resistencia inercial al movimiento dinámico en la superestructura que persiste durante toda la excitación. Este efecto denominado interacción inercial, resulta en cambios en la presión de contacto entre la cimentación y el suelo, lo cual causa deformación en éste. Debido a la deformabilidad del suelo, el periodo efectivo de la estructura se incrementa con respecto al calculado para la condición de apoyo rígido.
3. Si la cimentación de un edificio está desplantada a una profundidad significativa, la base y las paredes exteriores de la cimentación interactúan con el suelo, desarrollando el fenómeno denominado interacción cinemática. Debido a que la intensidad de los movimientos sísmicos en el terreno libre disminuyen con la profundidad, el efecto de la interacción cinemática en la respuesta de las estructuras puede ser significativo.

Las características de alta compresibilidad de los sedimentos del subsuelo de la Ciudad de México han dado lugar a que se desarrollen un buen número de métodos de interacción suelo—estructura. Cabe aclarar que no en todas las cimentaciones surge el problema de considerar la rigidez del suelo. Por ejemplo, para niveles de carga mediana y suelos muy rígidos, los hundimientos del suelo son muy pequeños y no se requiere tomarlos en cuenta en el análisis estructural. En el diseño estructural de zapatas de dimensiones usuales, la diferencia entre una reacción uniforme y la reacción real es pequeña y queda cubierta por los factores de seguridad empleados en el diseño estructural. En consecuencia, la interacción se aplica sobre todo a estructuras cimentadas sobre suelo de mediana a alta compresibilidad, en las que los asentamientos diferenciales tienen importancia en el comportamiento de dichas estructuras.

4.5 Algunas repercusiones en la ingeniería de cimentaciones.

Estudios experimentales realizados en el Instituto de Ingeniería indican, respecto al módulo de rigidez al corte normalizado, que la deformación crítica para arcillas varía entre 0.01 y 0.5%, dependiendo del índice de plasticidad, IP, del suelo (figura 4.9).

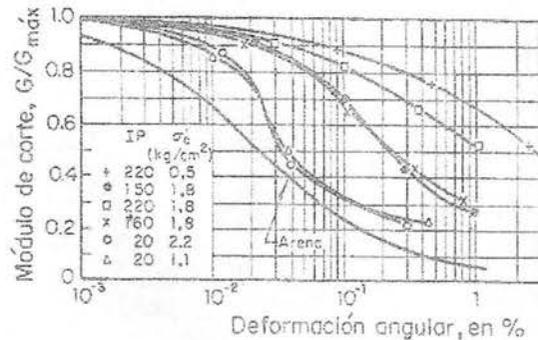


FIGURA 4.9. Efecto del índice de plasticidad (Romo).

Experimentalmente, el amortiguamiento histerético (capacidad de los suelos para disipar energía) depende primordialmente de la magnitud de la deformación inducida; igualmente el índice de plasticidad influye en la capacidad de las arcillas para disipar energía.

La arcilla de la ciudad de México presenta una resistencia a la falla bajo carga dinámica sensiblemente mayor a la correspondiente en condiciones estáticas. La resistencia a la falla dinámica no drenada, varía entre 1.20 y 1.40 veces la resistencia no drenada en condiciones estáticas.

Algunos aspectos más significativos referentes al impacto del comportamiento dinámico de las arcillas en el diseño de cimentaciones en la ciudad de México son:

Amplificación dinámica. Las arcillas amplifican los movimientos del terreno firme, por lo que es necesario conocer las características de la arcilla. Cuando se tiene igualdad de condiciones, al disminuir la plasticidad de la arcilla decrece la intensidad de los

movimientos sísmicos en el terreno; teniendo impacto en el diseño de cimentaciones ya que los coeficientes sísmicos resultan ser función del IP de la arcilla y, por tanto, en su definición debe considerarse explícitamente la plasticidad de las arcillas.

Capacidad de carga. Es necesario evaluar la capacidad de carga para las siguientes tres alternativas: para la condición estática, antes de la acción de las cargas dinámicas. Para la condición dinámica, es preciso incluir las fuerzas de inercia en la masa de suelo potencialmente deslizante y utilizarse la resistencia dinámica de la arcilla. Estos dos factores tienen efectos contrarios ya que mientras las fuerzas de inercia disminuyen el factor de seguridad estático, la resistencia dinámica lo incrementa. Para las condiciones típicas de la ciudad de México estos efectos se cancelan y si la cimentación es estable para la condición estática, lo será para la condición dinámica, a menos que las fuerzas por sismo más las sostenidas excedan apreciablemente dos veces la resistencia no drenada estática. Esto puede ocurrir en el caso de sismos severos y cimentaciones que tengan factores de seguridad inferiores a 2.0. La tercera condición será la capacidad de carga después del sismo. Debe considerarse la posible disminución en la resistencia no drenada estática por el efecto de las cargas dinámicas.

Asentamientos. Las deformaciones permanentes causadas por la carga dinámica dependen primordialmente del esfuerzo total aplicado. Argumentando que cuando una cimentación aplique esfuerzos cortantes totales (estáticos más sísmicos) menores de dos a tres veces la resistencia no drenada estática de la arcilla, las deformaciones permanentes en la cimentación serán despreciables; por otro lado, si se excede este valor, los asentamientos por sismos pueden ser importantes. En arcillas altamente compresibles como las de la ciudad de México, limitar los asentamientos a valores tolerables es más relevante que el de capacidad de carga. La práctica ha enseñado que para limitar las deformaciones elásticas y a largo plazo, las presiones de contacto deben mantenerse inferiores al esfuerzo de preconsolidación. Con esto, las cimentaciones típicas en la ciudad de México se manejan factores de seguridad generalmente mayores a 2.5. Indicando que se dispone de una capacidad para

absorber esfuerzos de corte cíclico del orden de una vez y media la resistencia no drenada del suelo.

Espectros de piso. Los espectros calculados en las bases de las estructuras se denominan espectros de piso y, dado que incluyen los efectos de interacción, son representativos de los movimientos sísmicos a los que estarían sometidas las estructuras. Dependiendo del tipo de rigidez de la cimentación, así como de las presiones de contacto, las amplitudes del espectro de campo libre pueden reducirse apreciablemente por efecto de la interacción dinámica suelo—estructura. Estudios realizados indican que en la zona de Lago en la ciudad de México, la intensidad de los movimientos en la base de los edificios son menores que los correspondientes de campo libre. Puesto, que los momentos de volteo y los cortantes basales se determinan a partir del espectro de piso, cualquier variación en éste repercute en las sollicitaciones de que deben incluirse en el diseño de la cimentación por efecto del sismo.

Prueba y referencia	Propiedades que se miden	Condiciones de esfuerzo o deformación		Amplitud de deformación
		Iniciales	Dinámicas	
Triaxial cíclica (Seed y Chan, 1966; Castro, 1969)	E, D Esfuerzo— Deformación Resistencia	Consolidación axisimétrica	Esfuerzo axial o confinante cíclico; esfuerzo de amplitud constante	10^{-4} a 10^{-1}
Torsión cíclica (Zeevaert, Hardin y Drnevich, 1972)	G, D Esfuerzo— Deformación	Consolidación axisimétrica	Esfuerzo cortante cíclico; esfuerzo de amplitud constante o vibración libre	10^{-4} a 10^{-2}
Cortante cíclico (Seed y Wilson, 1967)	G, D Esfuerzo— Deformación Resistencia	Consolidación bajo deformación lateral nula	Esfuerzo cortante cíclico; esfuerzo cortante constante, o deformación	10^{-4} a 10^{-2}
Columna resonante (Afifi, 1970)	C_p, C_s E, G D	Consolidación axisimétrica	Esfuerzo axial o torsional cíclico; deformación de amplitud constante	10^{-6} a 10^{-2}

TABLA 4.1. Métodos de laboratorio para determinar propiedades de los suelos de interés en ingeniería sísmica.

CAPÍTULO 5. PROCESO DE SELECCIÓN DE PARÁMETROS EN EL DISEÑO DE CIMENTACIONES

“El buen comportamiento de una cimentación es un factor importante en la funcionalidad de un proyecto. La elección, diseño y justificación es un factor importante de una cimentación determinada, depende de la precisión de todos los parámetros que en ella intervienen y de la compatibilidad que debe existir entre ellos.

La crítica técnica es indispensable en el adelanto de toda realización, si embargo, ésta debe ser constructiva y debe apoyarse en un mejoramiento de los factores criticados basándose en la confrontación de los hechos.

El conocimiento real de las leyes naturales y su aplicación práctica no pueden progresar únicamente del empirismo o de la academia en forma separada. La experimentación y confrontación de los fenómenos reales son factores decisivos para el adelanto de la ingeniería, ciencia del razonamiento y de la realización.”

L. Zeevaert.

Con estos señalamientos del Dr. L. Zeevaert se hace hincapié en la importancia del conocimiento y análisis oportuno de los factores de los que depende el desempeño deseable de la cimentación, por lo cual, a continuación se citan los factores más frecuentes que intervienen en el diseño de las cimentaciones en la zona lacustre de la ciudad de México.

1. Excentricidad en la resultante del conjunto de acciones o descargas estructurales y el centro de reacción de la subestructura, que propicia momentos de volteo en el plano vertical.
2. Excentricidad horizontal entre el centro geométrico del edificio y el centro de gravedad del mismo, que propicia momentos de torsión del edificio en el plano horizontal.
3. Las limitaciones reglamentarias en hundimientos totales y diferenciales.
4. Condiciones ambientales, por viento, sismo, lluvia y movimientos regionales de la superficie del suelo.
5. Las condiciones estratigráficas, índices del subsuelo e hidráulica en el lugar propuesto.
6. El diagnóstico para el uso de la cimentación adecuada.
7. Las propiedades mecánicas de los suelos involucrados: estáticas y dinámicas.
8. La interpretación de las propiedades mecánicas para ser aplicadas al campo. Análisis de los resultados de laboratorio con respecto de los parámetros del suelo y las condiciones de campo.

9. El cálculo de estabilidad de la cimentación propuesta ante desplazamientos y esfuerzos de contacto (tanto estático como sísmico), originados por el fenómeno de interacción suelo—estructura de cimentación.
10. Los procedimientos de construcción y especificaciones. Observaciones del comportamiento durante la construcción, la aplicación de la carga, y posteriormente, hasta observar su estabilización.

La solución correcta de una cimentación no es exclusivamente la resolución de uno o varios puntos de los antes mencionados en forma errática, sino es la solución ordenada y en secuencia de todos y cada uno de ellos. Una cimentación justificada será la más económica y cumplirá con el trabajo que se espera de ella.

5.1 Discusión de parámetros.

La problemática del ingeniero de cimentaciones será la de poder asignar los parámetros adecuados, o bien, los más cercanos a la realidad y poder visualizar las incertidumbres que en estos existen para determinar factores de seguridad razonables. Desde el punto de vista práctico podrá decirse que existen casos de cimentaciones sencillas que podrán resolverse de inmediato, en lo que respecta a la seguridad, aunque no de la máxima economía justificable; y, también, existen casos de cimentaciones sofisticadas que requieren de altos conocimientos y experiencia de los ingenieros de cimentaciones para su solución adecuada.

A continuación, se mencionará la importancia de cada uno de los puntos señalados que deben tomarse en cuenta y la problemática de poder conocerlos con la precisión conveniente.

En relación con el factor excentricidad entre geometría y cargas es importante considerar que la localización geométrica de las cargas por cimentar y su magnitud deberán de ser reportadas al ingeniero de cimentación con la mayor precisión posible,

éstas deberán estar separadas en cargas muertas y cargas vivas o accidentales. Así, también deberán reportarse los incrementos que éstas sufrirán por los fenómenos de volteo provocados por viento o sismo.

En lo que respecta a las cargas muertas sobre los elementos de apoyo que deberán ser soportadas por la cimentación, pueden ser conocidas con una buena precisión por el análisis estructural. Las cargas vivas y accidentales (viento o sismo), sin embargo, serán un tanto erráticas y por lo tanto se deberá usar el criterio personal en la aplicación de éstas en el diseño de la cimentación. Las cargas accidentales mencionadas, en general, afectarán la estabilidad de la cimentación, y en casos especiales, los fenómenos relacionados con los desplazamientos, tanto horizontales como verticales.

Las tolerancias ante los hundimientos totales y diferenciales que rigen en la funcionalidad del proyecto deberán ser establecidos de antemano por el diseñador, con la aprobación del propietario y la municipalidad o entidad federativa.

Las condiciones ambientales como son: viento, sismo, lluvia, subsuelo y hundimiento regional, deberán ser cuantificadas en términos de acciones o solicitaciones de carga para la evaluación razonable de la seguridad. Es obvio que deberá justificarse el tipo de cimentación para cada zona, ya que, no es lo mismo la cimentación para un edificio en zona de alta sismicidad, que para una zona de baja sismicidad.

En zonas áridas donde se encuentren arcillas expansivas será indispensable conocer las mediciones de precipitación pluvial y la forma de evitar la hidratación del subsuelo y, en consecuencia, los fuertes desplazamientos verticales que se generan en este tipo de materiales. La solución y tipo de cimentación será elegida de acuerdo a un análisis de esta situación y considerando la posible penetración de la humedad en el subsuelo. Lo mismo se puede decir de los suelos que presentan colapso al hidratarse, como lo limos de origen eólico. En términos generales el comportamiento de una

cimentación en suelos compresibles donde exista hundimiento regional será diferente al que ocurra en zonas sin este fenómeno.

De lo mencionado anteriormente, se puede decir que los primeros dos puntos aunados a las condiciones ambientales, así, como las propiedades estratigráficas, el índice de los materiales del subsuelo y las condiciones hidráulicas en el lugar propuesto, son indispensables para la elección del tipo de cimentación, el cual puede resultar en el uso de zapatas aisladas, o de cajones de cimentación, hasta la necesidad del uso de pilas o pilotes.

Las propiedades estratigráficas e índice de los materiales que forman el subsuelo deben ser determinadas con cuidado y precisión por medio de sondas, ya sea penetración estándar o bien el cono eléctrico estándar; preferentemente, el uso de ambos es conveniente ya que con el primero se pueden obtener probetas, aunque alteradas, las cuales sirven para una correcta clasificación del suelo, como es el contenido natural de agua, la oquedad, peso volumétrico, densidad de sólidos y los límites de consistencia en suelos cohesivos. Se obtienen, además, la magnitud de la resistencia relativa a la penetración para los diferentes estratos. Sin embargo, estos últimos valores son toscos y sólo dan una idea de las características índice de los suelos granulares. El cono eléctrico es un instrumento de precisión para detectar la estratigrafía con más detalles y cuando se complementa con el muestreo directo puede obtenerse una mejor idea del tipo de suelo. El uso de piezómetros, bien instalados, puede dar precisión en el conocimiento de las condiciones hidráulicas que prevalecen en el suelo.

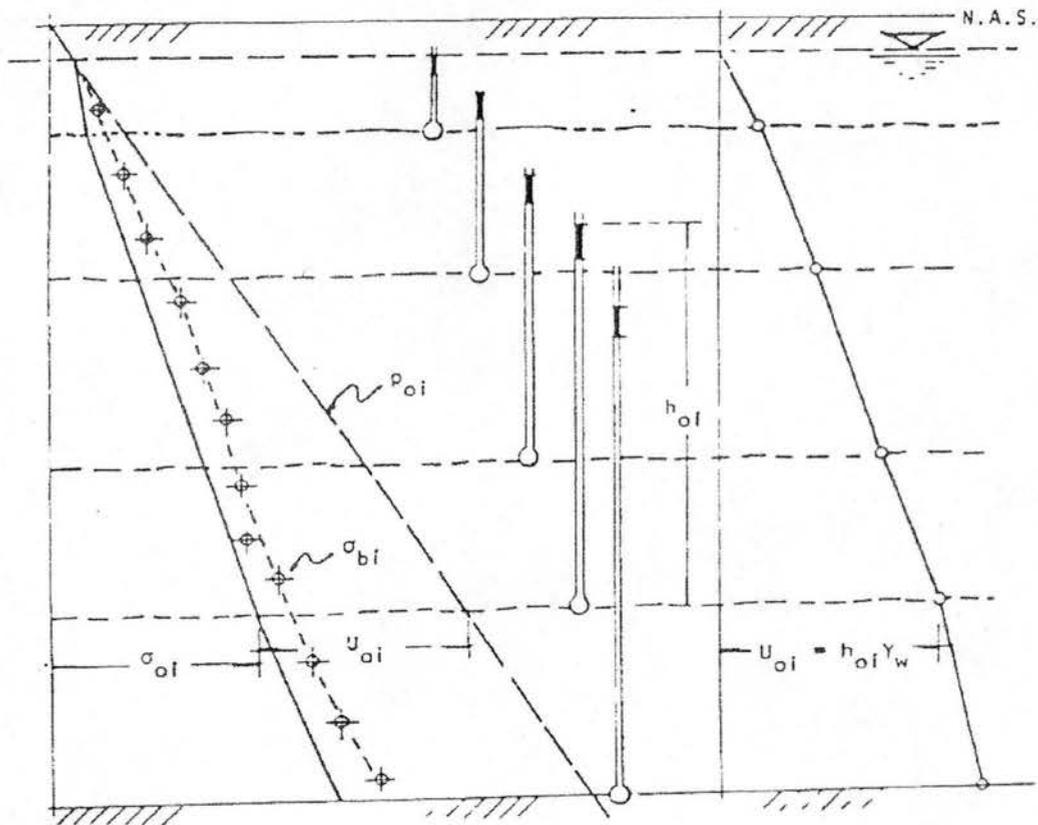
De este modo, conociendo la estratigrafía, condiciones hidráulicas, figura 5.1, y las propiedades índice de los suelo por medio de sondeos preliminares de penetración estándar y/o cono eléctrico; y tomando en cuenta los primeros tres puntos, arriba mencionados, se procede a hacer un diagnóstico del problema de cimentación y proponer el tipo más idóneo. Para lo anterior, se tomarán en cuenta las propiedades mecánicas estadísticas que se proponen a continuación:

TABLA 5.1. Permeabilidad: k , (cm/s) (L. Zeevaert).

Muy Baja	Baja	Media	Alta	Muy Alta
Arcilla	Limos	Arena Fina	Arena media	Arena Gruesa
$k < 10^{-6}$	$10^{-6} - 10^{-5}$	$10^{-4} - 10^{-3}$	$10^{-3} - 10^{-1}$	$10^{-1} < k$

TABLA 5.2. Compresibilidad: m_v , (cm^2/kg) (L. Zeevaert).

Muy Alta	Alta	Media	Baja	Muy Baja
$m_v > 0.1$	$0.1 - 0.02$	$0.02 - 0.005$	$0.005 - 0.002$	$0.002 > m_v$



- p_{oi} PRESION TOTAL
- u_{oi} PRESION HIDRAULICA
- σ_{oi} ESFUERZO EFECTIVO
- σ_b ESFUERZO CRITICO
-  PIEZOMETRO

FIGURA 5.1. Estado de esfuerzos geostáticos (L: Zeevaert).

TABLA 5.3. Resistencia y consistencia de suelos cohesivos: $C=(1/2)q_u$ (kg/cm^2) (L. Zeevaert).

Muy Baja	Baja	Media	Rígida	Muy Rígida	Dura
$C < 0.125$	0.125 – 0.25	0.25 – 0.50	0.50 – 1.0	1.0 > 2.0	$2 < C$

TABLA 5.4. Características de los suelos granulares (L. Zeevaert).

Muy Suelto	Suelto	Semicompacto	Compacto	Muy Compacto
$D_r < 0.2$	0.2 – 0.4	0.4 – 0.6	0.6 – 0.8	$0.8 < D_r$
$N < 4$	4 - 10	10 – 30	30 – 50	$50 < N$
$q_c < 20$	20 - 40	40 - 120	120 – 200	$200 < q_c$
$\phi < 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 40^\circ$	$40^\circ - 45^\circ$	$45^\circ < \phi$

TABLA 5.5. Rigidez dinámica del suelo: μ (kg/cm^2) (L. Zeevaert).

Muy Baja	Baja	Media	Alta	Muy Alta
$\mu < 30$	30 – 100	100 – 300	300 – 1500	$2000 < \mu$

Como proposición preliminar se podrán efectuar cambios justificables para llevarla a un primer diseño, el cual deberá evaluarse posteriormente por medio del mejor conocimiento del comportamiento mecánico del suelo, determinado a partir del ensaye de probetas inalteradas en el laboratorio.

5.2 Parámetros definitivos de los materiales del subsuelo.

Si los parámetros en los primeros tres puntos son confiables dentro de una aproximación razonable y establecida por los diseñadores responsables, el siguiente problema a resolver será el de programar el análisis de las propiedades mecánicas, tanto estáticas como dinámicas, que se hagan necesarias en el laboratorio, efectuadas en ensayos de suelo inalterado; se considera que las mejores muestras inalteradas serán las que pudiesen obtenerse de muestras cúbicas en pozos a cielo abierto. Sin

embargo, la obtención de muestras cúbicas queda limitada por la profundidad, condiciones hidráulicas, consistencia del suelo y costo.

En los suelos que no poseen consistencia, como los son los suelo granulares sin cementantes, el problema de la determinación de sus propiedades mecánicas se dificulta. En estos casos es necesario efectuar interpolaciones en las pruebas que se realicen en el laboratorio. El módulo de deformación unitaria y los parámetros de resistencia son funciones importantes de la oquedad inicial del suelo y del estado de esfuerzo de confinamiento al que se encuentre sometido o se vaya a someter al aplicar la carga de cimentación.

Las pruebas mecánicas a realizar, dependiendo del problema que se trate, podrán ser las convencionales, o bien, modificaciones de éstas, que se apliquen mejor a las condiciones que se presentan en el campo. Y éstas son:

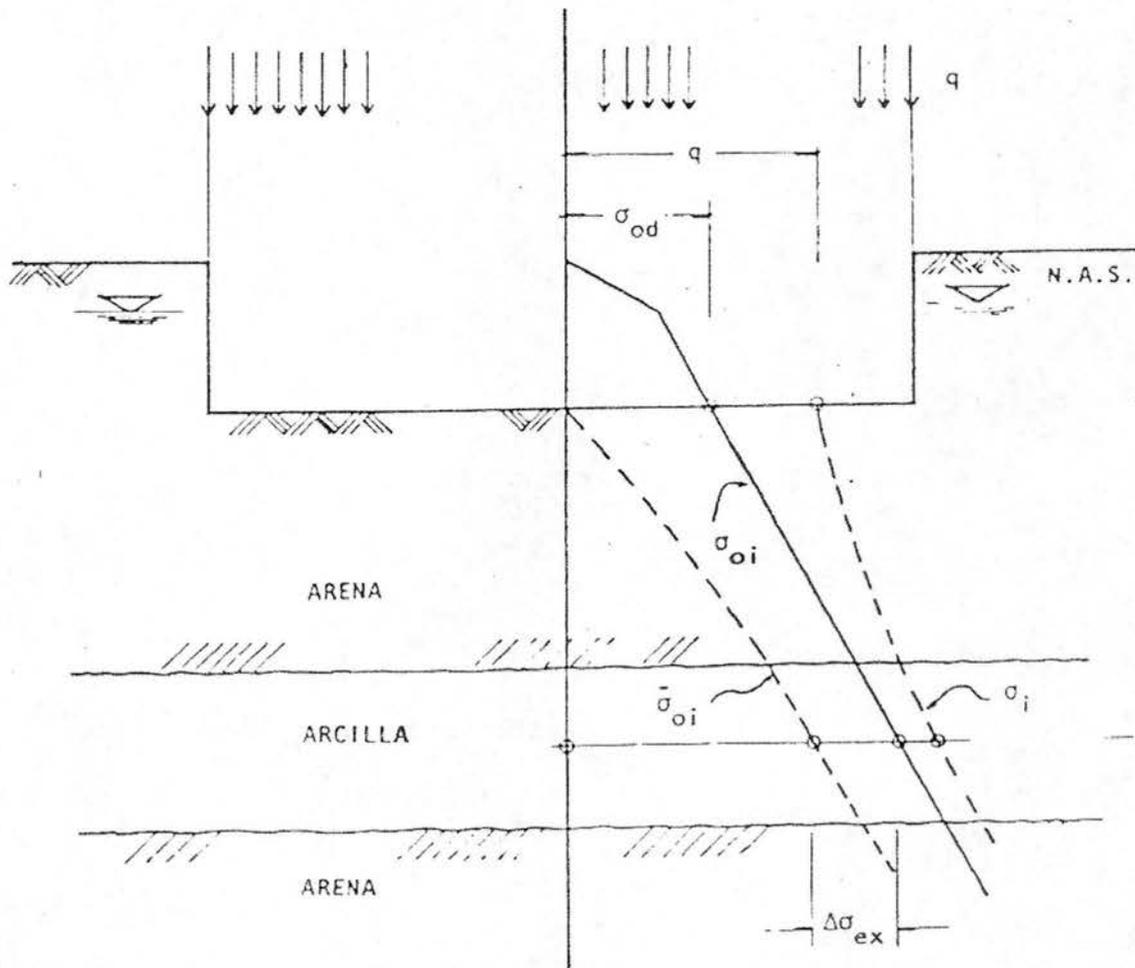
- a) La determinación de la permeabilidad por pruebas directas en permeámetros para suelo permeables y de consolidación para suelos impermeables.
- b) Los parámetros de resistencia de pruebas de cámara triaxial. Deben programarse en el rango de los esfuerzos de confinamiento y de las modalidades de drenaje que puedan establecerse en campo. Generalmente se usan las condiciones consolidada—drenada y consolidada no drenada. En caso de arcillas no fisuradas bastará la prueba de compresión simple y si el suelo se encuentra con fisuramiento prismático fino, la prueba de consolidación no drenada, deberá de efectuarse al esfuerzo de confinamiento del sitio.
- c) Para determinar las propiedades esfuerzo deformación—tiempo la prueba convencional en suelos arcillosos se realiza en el odómetro o consolidómetro de Terzaghi. En suelo rígidos y granulares, por medio de pruebas triaxiales, en el rango de los confinamientos esperados en campo.

- d) Las pruebas dinámicas se realizan en el "Péndulo de Torsión Libre" o bien en la "Columna de Resonancia de Vibración Forzada". Se efectúan en el rango de los esfuerzos confinantes de campo y se determina la rigidez dinámica del suelo en función de la distorsión angular.

Las propiedades mecánicas, determinadas en el laboratorio, no son necesariamente representativas de las condiciones de campo, más aún si éstas no se realizan dentro del rango de los esfuerzos efectivos esperados para el tipo de cimentación elegida. Existe entonces el problema de establecer la correlación entre el comportamiento esperado en campo, tomando en cuenta el cambio de esfuerzos efectivos y los resultados de los parámetros de laboratorio, los que deberán de ajustarse al rango del cambio de esfuerzos que ocurrirán. Basándonos en la figura 5.2; la extracción de una muestra inalterada que se supone representativa del estrato en cuestión, implica aliviar el suelo totalmente del estado de esfuerzos y presión hidráulica que éste tenía *in situ*, de manera que la prueba se realiza a partir de esfuerzos nulos y bajo una presión hidrostática nula.

Además, los resultados de laboratorio así obtenidos en el odómetro bajo condiciones de deformación lateral nula no son aplicables directamente a determinar las deformaciones de dicho estrato, considerado como isotrópico, por las siguientes razones en la aplicación de una carga limitada en extensión y colocada en el fondo de la excavación.

- a) La excavación implica un alivio parcial de esfuerzos en un estrato del subsuelo, de manera que al volver a aplicar la carga de cimentación, el origen de las deformaciones es diferente al realizado en el laboratorio y los parámetros de deformación son diferentes, figuras 5.2 y 5.3; por tanto será necesario efectuar correcciones a los obtenidos en el laboratorio.

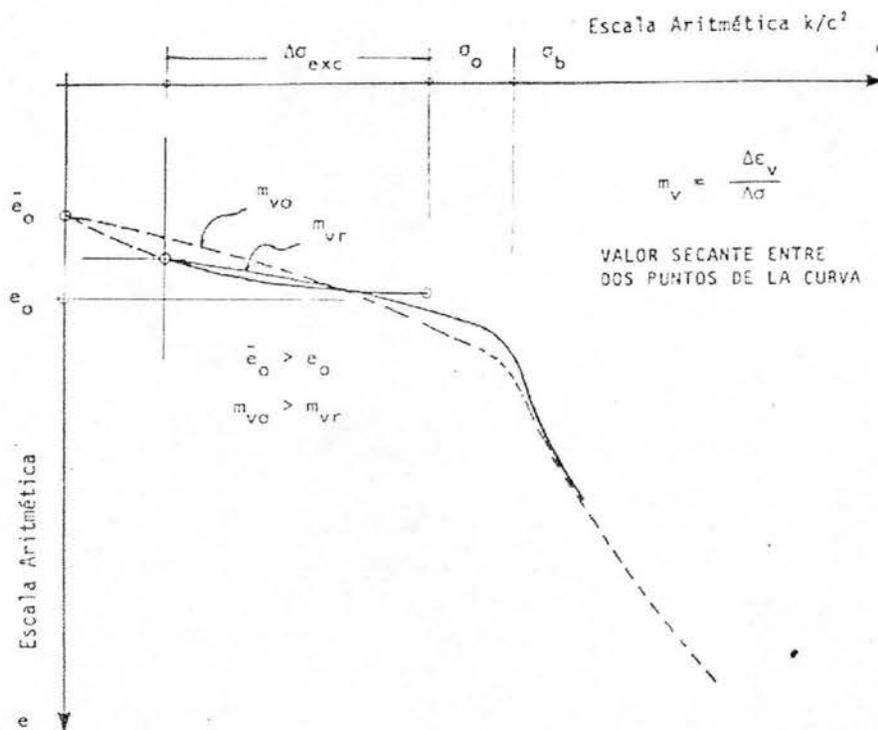


- σ_{oi} , PERFIL DE ESFUERZOS EFECTIVOS ORIGINALES
- $\bar{\sigma}_{oi}$, PERFIL DE ESFUERZOS EFECTIVOS DESPUES DE LA EXCAVACION Y DISIPACION DEL EXCESO HIDROSTATICO
- $\Delta\sigma_{ex}$, ALIVIO DE ESFUERZOS EFECTIVOS DEBIDO A LA EXCAVACION DESPUES DE LA DISIPACION DEL EXCESO HIDROSTATICO

FIGURA 5.2. Estado de esfuerzos efectivos por excavación (Zeevaert).

b) La aplicación de una carga limitada en extensión no implica en el subsuelo deformación lateral nula. Por tanto, será necesario reducir los parámetros encontrados en la prueba del odómetro a las condiciones de confinamiento reales.

- c) Las condiciones hidráulicas de campo son diferentes a las de la prueba. Principalmente importante es el grado de saturación que el suelo tiene en el sitio. Este factor es importante en la determinación de los desplazamientos con el tiempo.
- d) La programación de los incrementos de la carga en la prueba puede afectar sensiblemente los resultados si no se procura encontrar similitud con la aplicación de carga en campo.



m_{vo} COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD VOLUMETRICA UNITARIO PARA RECOMPRESION EN LABORATORIO A PARTIR DE ESFUERZOS EFECTIVOS NULOS.

m_{vr} COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD VOLUMETRICA UNITARIO PARA ALIVIO PARCIAL DE ESFUERZOS EFECTIVOS Y RECOMPRESION POR RECARGA.

σ_o, e_o CONDICIONES INICIALES.

$$\Delta e_v = \frac{\bar{e}_o - e}{1 + e_o} \quad , \quad m_{vo} = \frac{\Delta e_v}{\Delta \sigma} = \frac{\bar{e}_o - e}{(1 + \bar{e}_o) \Delta \sigma}$$

FIGURA 5.3. Curva de compresibilidad que muestra el ciclo de descarga y recarga (Zeevaert).

Otro problema es el que se presenta en los suelos no cohesivos, de los cuales no pueden obtenerse muestras inalteradas. Por tanto, las pruebas de laboratorio se efectuarán en probetas de material remoldeado. Afortunadamente la sensibilidad de estos materiales es muy baja. Sin embargo en la naturaleza, estos sedimentos, tienen una estructura específica o particular establecida durante su formación geológica y de acuerdo con su procedencia. Por lo anterior, al remoldearlos dicha estructura se destruye y no hay manera alguna de representarla en el laboratorio. Los parámetros obtenidos pueden resultar altos en caso de arena fina en estado muy suelto y saturado, por lo cual las estimaciones deberán interpretarse con cuidado.

Así pues, se concluye que es importante en tomar conciencia de las limitaciones que implican los resultados directos de laboratorio cuando estos son aplicados a las condiciones reales de campo.

5.3 Consideraciones Finales.

El cálculo de estabilidad y desplazamientos de la cimentación, así como los esfuerzos de contacto, tanto estáticos como sísmicos, no deberán realizarse en forma definitiva hasta no haber efectuado correctamente la interpretación de los parámetros involucrados, y haberlos ajustado a las condiciones reales de campo. Las herramientas teóricas al servicio de la experiencia del ingeniero de cimentaciones están sujetas en general a una problemática que es la determinación acertada de los parámetros que en ellos intervienen.

Conociendo las limitaciones de los métodos teóricos de cálculo, el ingeniero podrá emplear un factor de seguridad adecuado; sin embargo, es necesario mencionar que los procedimientos teóricos que se usan en mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones necesitan seguir siendo investigados y confrontados con la realidad de campo para ser mejorados en beneficio de la profesión. Finalmente, los procedimientos de construcción y especificaciones son indispensables para realizar una obra que debe ser compatible con el diseño y cálculo efectuado.

CAPÍTULO 6. CAUSAS QUE GENERAN ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES

En este capítulo se explicará brevemente las causas que propician hundimientos diferenciales, a partir de dos estudios geotécnicos; el primero se refiere a un conjunto habitacional que se encuentra en el municipio de Coacalco y el otro a un edificio de oficinas que se ubica en la calle Niza, colonia Juárez, Distrito Federal. En ambos casos, las construcciones presentaron el problema de asentamientos diferenciales.

6.1 Caso Coacalco.

En el conjunto habitacional, San Rafael Coacalco, varios edificios presentaron asentamientos diferenciales, los cuales están cimentados sobre cajones de cimentación y constan de cinco niveles (la planta tipo se muestra en la figura 6.1). El estudio geotécnico muestra la estratigrafía subyacente a los cajones de cimentación, los estratos son los siguientes: relleno no controlado producto de la excavación (5cm), limo arcilloso (20cm), arena compacta (5cm), arcilla limosa (30cm) y un limo arcilloso (40cm). Se determinaron el centro de cargas y el centro reacción de la cimentación.



FIGURA 6.1. Planta tipo, se muestran los asentamientos promedio.

De acuerdo a lo anterior se obtiene que las causas por las que se pudo haber originado el desplome de los edificios podrían ser las siguientes:

- I. Excentricidad entre el centro de cargas y el centro de reacción de la cimentación, que podría deberse a una combinación de los siguientes efectos:
 - a) Excentricidad debida a la propia estructura, que para el caso de los edificios de interés, es de 0.15m. Si a la inclinación de los edificios se debiera a esta causa todos los edificios tendrían inclinaciones semejantes hacia el mismo lado, cosa que no ocurre así.
 - b) Excentricidad provocada por materiales abandonados en las celdas de la cimentación.
 - c) Excentricidad por la sobrecarga debida a inundación de las celdas de cimentación.
 - d) Sobre – excavación de los materiales de apoyo de las cimentaciones.

La excentricidad generada por las tres causas antes mencionadas, que es acumulativa, da lugar a un momento de volteo que produce un incremento de los esfuerzos aplicados al subsuelo por la losa de fondo del cajón de cimentación, en el lado hacia el que se desplaza el centro de cargas y una disminución en el lado contrario. Esta distribución de esfuerzos desigual produce deformaciones en los depósitos arcillosos compresibles, y dichas deformaciones son función de sus características de deformabilidad, preconsolidación y del incremento de esfuerzos transmitidos a éstos.

Considerando las condiciones probables más desfavorables de excentricidad, debida a los efectos antes mencionados, para un edificio éste tipo, la presión neta transmitida al subsuelo, descontando la compensación por el peso de los materiales excavados para alojar el cajón por la losa de cimentación en el lado hacia el que se desplaza el centro de cargas, resulta del orden de $6t/m^2$ y de $2.5t/m^2$ en el lado opuesto, los hundimientos que sufrirá el edificio por la consolidación de los depósitos arcillosos bajo la distribución de esfuerzos mencionados anteriormente, considerando las características estratigráficas de los materiales del subsuelo y la compresibilidad de los depósitos arcillosos afectados por los esfuerzos transmitidos, resulta de 5cm en su lado en que los esfuerzos aplicados por la cimentación son mayores, y de 3cm en el lado contrario, es decir, que se tendrá un hundimiento diferencial de 2cm, que no produce el desplome que presentan algunos edificios.

Por lo tanto la excentricidad entre el centro de cargas y el centro geométrico de la base de la cimentación, no resulta la causa principal por la que se originan la pérdida de verticalidad de los edificios.

- II. Hundimientos diferenciales por diferencias en el espesor, profundidad, o compresibilidad de los depósitos arcillosos que subyacen al cajón de cimentación. Como se describió antes, las características en cuanto la disposición horizontal de los materiales del subsuelo, con espesor y compresibilidad semejantes, no son

motivo para que se generen hundimientos diferenciales que originen la pérdida de verticalidad de los edificios.

- III. Falla del material de apoyo de la cimentación por rebasar la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales en la superficie potencial de falla, o por extrusión, en condiciones de carga estáticas o dinámicas bajo sismo; esta condición no se presenta, como se verificó en la revisión del estado límite de falla, que se satisface de acuerdo a lo que establece el Reglamento de Construcción para las condiciones mencionadas.

- IV. Hundimientos diferenciales por consolidación regional. La consolidación regional produce la deformación de los depósitos arcillosos al incrementar los esfuerzos efectivos de la estructura de los materiales del subsuelo, al disminuir las presiones hidráulicas del subsuelo por extracción del agua freática por bombeo. Para que este efecto de lugar a hundimientos diferenciales en una estructura, es necesario que sea diferente el espesor de los depósitos arcillosos bajo el área cubierta por ella, cosa que no ocurre en los depósitos arcillosos que subyacen a los edificios de interés.

- V. Sobre – excavación bajo el nivel de desplante de proyecto de los cajones de cimentación y recuperación del mismo mediante rellenos de mala calidad, constituidos por el limo arcilloso orgánico, café gris oscuro, que posteriormente al saturarse por rotura de tuberías de agua potable o drenaje, o por infiltración de agua acumulada en depresiones perimetrales al edificio, se incrementa de manera notable su deformabilidad dando lugar a hundimientos diferenciales y al consecuente desplome de los edificios, de acuerdo a la investigación realizada esta es la causa principal del desplome de los edificios.

De acuerdo a lo anterior las causas por las que se generaron los hundimientos diferenciales que provocaron la pérdida de verticalidad de los edificios, en orden de importancia son las siguientes:

- A. Alteración o sobreexcavación y relleno de los materiales de apoyo de los cajones de cimentación.
- B. Incremento de la deformabilidad y disminución de la resistencia de la capa de limo arenoso orgánico, sobre la que se apoyan los cajones de cimentación, por saturación local, por fugas de agua de tuberías, o de lluvia.
- C. Excentricidad entre el centro de cargas y el centro de reacción de la cimentación, debido a la propia estructura, a sobrecargas debido a materiales abandonados en las celdas de cimentación, ó inundación de las celdas por agua que se fuga de las tuberías de drenaje y agua potable, y por agua de lluvia que penetra a través de las ventanas existentes de los muros perimetrales del cajón de cimentación, a través de las que también han escurrido los materiales de relleno perimetrales al cajón de cimentación.
- D. Diferencias en la compresibilidad de la capa de arcilla gris verdoso, existente entre 3m y 5.5m de profundidad debido a las diferencias de contenido de aguas, producidas por agrietamientos verticales de ocurrencia aleatoria.
- E. En general las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo en la zona de interés presentan una estratificación horizontal homogénea por lo que su influencia en los hundimientos diferenciales es mínima.

6.2 Caso Niza.

Se proyecta la reestructuración del edificio que se encuentra en la colonia Juárez, delegación Cuauhtémoc, D.F., debido a los desplomes que presenta

actualmente el edificio, se realizó la ejecución de un estudio geotécnico con el objeto de determinar las causas que han estado generando los hundimientos diferenciales y la pérdida de verticalidad de la estructura, además de establecer las recomendaciones necesarias para esperar un comportamiento adecuado, y evitar que siga presentándose el mal comportamiento que ha tenido hasta la fecha.

El edificio cuenta con planta baja con doble altura en su primera mitad, mezanine en el área restante de la planta baja que no tiene doble altura, tres plantas tipo albergando oficinas y archivos, en la azotea se tiene una estructura adicional de 10m por 10m. La cimentación del edificio es de tipo superficial, constituida a base de losa de cimentación de concreto reforzado y contratrabes, de acuerdo a datos obtenidos el peralte de la losa de fondo es de 30cm a 40cm de peralte, desplantada a 1.2m de profundidad, con respecto al nivel del terreno circundante del edificio que se ubica a 0.15m por debajo del nivel de planta baja. Actualmente se midieron los desplomes de la estructura determinándose que su inclinación media era de 16cm en la dirección Sur, que corresponde a la parte posterior del acceso de la estructura; y de 31cm en la dirección Poniente.

Para conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos del subsuelo subyacentes a la cimentación del edificio de interés, así como sus propiedades mecánicas especialmente de deformabilidad y de resistencia al corte de los depósitos del subsuelo se realizó un sondeo profundo con recuperación de muestras a las que se les hicieron pruebas de laboratorio. Además para conocer las condiciones de inclinación y movimiento del edificio, se realizó el monitoreo de su comportamiento, consistente en la medición de los desplomes y nivelaciones de la losa de piso de planta baja y azotea. Con la información anterior se realizó el análisis de las causas que han provocado el movimiento del edificio, se efectuó la revisión de la estabilidad de la cimentación desde el punto de vista geotécnico y se establecieron las acciones correctivas para eliminar el mal comportamiento de la cimentación.

A las muestras representativas alteradas obtenidas con la prueba de penetración estándar, se les hicieron las siguientes pruebas de laboratorio.

- Clasificación visual y manual, en húmedo y en seco.
- Contenido natural de agua.
- Límites de consistencia.
- Análisis granulométrico (porcentaje de finos)
- Densidad de sólidos.

A las muestras inalteradas obtenidas con los muestreadores de los tubos Shelby, además de las anteriores pruebas se les hicieron las siguientes:

- Compresión axial no confinada.
- Compresión triaxial no consolidada-no drenada.
- Peso volumétrico natural.
- Consolidación unidimensional.

El comportamiento que ha presentado el edificio se debe a varias causas, las cuales se han combinado para transferir asentamientos diferenciales en la estructura de interés que han traído como consecuencia los desplomes que se observan a la fecha, a continuación mencionamos las causas que lo han originado:

Inicialmente la cimentación que tiene la estructura de interés se juzga que no es la más adecuada para este tipo de edificio que está constituido por cinco niveles. El tipo de cimentación para un edificio con estas características y tomando en cuenta que su ubicación se encuentra en zona de lago, lo más viable era una cimentación en base a un cajón de cimentación. Una losa de cimentación transmite al subsuelo una presión neta mayor que la transmitiría un cajón de cimentación y por consiguiente al someter al subsuelo a una presión mayor se presentarán asentamientos de magnitudes mayores, desde luego considerando que el asentamiento regional de la Ciudad de México

repercute en forma homogénea a la estructura. En particular y de acuerdo al pozo a cielo abierto excavado la losa de cimentación se encuentra desplantada a 60cm de profundidad y sobre materiales de relleno de mala calidad.

Una segunda causa se atribuye a la excentricidad que se tiene entre el centro de cargas y el centro geométrico de la estructura, pues como ya se mencionó en un inciso anterior se tienen excentricidades entre 0.22cm y 0.58cm hacia el poniente y sur respectivamente, debido a que se tiene un mezanine que cubre únicamente un tercio del área total de la planta tipo en el sentido longitudinal del edificio de interés provocando que la estructura quede sobrecargada hacia su parte sur, además se tiene a nivel de azotea en su zona sur poniente una construcción que cubre un área aproximada de 10 x 10 m por lo que se establece que la construcción mencionada y el mezanine existente producen la excentricidad actual. Por lo que se juzga que será necesario eliminar la excentricidad que se tiene, con el objeto de mejorar el comportamiento de la estructura.

Así mismo otro efecto que ocasionó en los desplomes fue producido por la vecindad oriente en donde se tiene un edificio de 15 niveles, el cuál su cimentación es profunda, y a través del tiempo, el comportamiento de este con respecto al de interés se ha manifestado mediante una emersión, lo que a provocado un movimiento, desfavorable sobre las estructuras colindantes; lo antes mencionado físicamente es posible observarlo en su junta constructiva donde se manifiesta que en la zona oriente el asentamiento del subsuelo se vea regulado por el comportamiento de la cimentación del edificio de 15 niveles, en tanto que en la zona poniente el asentamiento se ha presentado, es el que ha originado la consolidación regional de la Ciudad de México y el propio de la estructura. Otra consecuencia del desplome ocurrido hacia el poniente e influenciado por las colindancias, es que las marquesinas de la fachada poniente en su parte superior se han visto incrustadas en la fachada colindante, por lo que será necesario nivelar hacia la zona oriente eliminando la excentricidad, pero deberá estar limitada, dado que si rebasa lo que se considera como aceptable se producirá un daño a corto plazo, pero ahora en la colindancia oriente; para controlar lo anterior será

necesario realizar nivelaciones y lecturas de desplomes que permitan observar y regular el comportamiento que vaya adoptando el edificio de interés.

Finalmente tomando en cuenta la información que se tiene, en particular del área de interés en un perímetro de 200m, se sabe que la capa dura se encuentra entre 34m y 38m de profundidad, por consiguiente existe una variación en el espesor de la formación arcillosa superior de 4m. En conclusión para este punto se establece que en la zona donde se tenga un mayor espesor de materiales compresibles se tendrá por consiguiente una mayor magnitud de asentamientos por consolidación; que para este caso en donde se tiene un mayor espesor de la formación arcillosa superior es en la colindancia poniente.

Como se mencionó anteriormente cada una de las causas enunciadas han tenido influencia en el comportamiento que presenta la estructura de interés, actualmente, y las cuales se han manifestado a través del tiempo.

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En la construcción de una cimentación, el ingeniero debe de tomar toda la información que pueda obtener, como: la estratigrafía del subsuelo donde se apoyará la cimentación; la magnitud permisible de hundimientos totales y diferenciales que acepta la estructura (o en su caso lo estipulado por el reglamento de construcciones), las condiciones de las cimentaciones aledañas, las condiciones hidráulicas del subsuelo, las propiedades índice y mecánicas, el hundimiento regional y las propiedades dinámicas; de todo lo mencionado anteriormente depende la estabilidad y funcionalidad de una cimentación. También, la economía es un aspecto de fundamental importancia en la elección del tipo de cimentación.

En cuanto a la obtención de los parámetros de las propiedades mecánicas y dinámicas de los suelos es relevante tratar de asemejar las pruebas de laboratorio a las condiciones naturales del suelo, ya que de dichos parámetros depende el diseño de las cimentaciones. Para realizar un estudio cuantitativo del comportamiento de la cimentación es necesario que los ingenieros de la especialidad se identifiquen con los suelos y de las limitaciones que existen con las herramientas teóricas y los resultados de laboratorio.

El laboratorio es indispensable en la práctica de la geotecnia e ingeniería de cimentaciones, sin embargo, el equipo de laboratorio debe continuamente renovarse para mejorar progresivamente con la mejor representación de las pruebas en condiciones de campo y, por tanto, la obtención de parámetros que representen las condiciones reales del suelo.

En la elección de una cimentación se deben de conjugar el criterio personal del ingeniero (interpretando lo mejor posible los parámetros y condiciones del suelo) y la experiencia. Se considerarán las condiciones de excentricidades de las cargas con respecto al centro de reacción de la cimentación, así como, los factores ambientales (sismicidad, geología regional, discontinuidades, etc.).

Para el Valle de México es muy importante el análisis sísmico, debido a los movimientos orogénicos que traen consigo que la sismicidad influya en el comportamiento de las estructuras que se presenta para cada una de las zonas de la República Mexicana.

En general las causas que podrían generar asentamientos en una estructura son las siguientes: sobrecarga excesiva del terreno, deterioro de la cimentación, descenso del nivel freático, vibraciones (inducidas por maquinaria o sismos) y el incremento de cargas debido a cargas vecinas.

Las grietas en el suelo juegan un papel importante, provocando un mal funcionamiento de la cimentación, ya que podría provocar asentamientos diferenciales en la estructura. Las principales causas que originan el agrietamiento en la zona lacustre del valle de México son: la variación del contenido de agua (evaporación), asentamiento diferencial por hundimiento regional y variación rápida de los esfuerzos horizontales.

En lo que respecta a los parámetros dinámicos del suelo, la presión de poro es de gran importancia para la determinación de los esfuerzos efectivos, el módulo de

rigidez al corte, relación amortiguamiento, las relaciones esfuerzo—deformación, la resistencia al esfuerzo cortante y la relación de Poisson, son parámetros de vital importancia en el diseño de una cimentación.

El análisis Interacción suelo—estructura nos permite encontrar los diagramas de hundimientos diferenciales y de reacción de la cimentación tomando en cuenta la rigidez del suelo. Este método debe emplearse con mayor frecuencia debido a que se pueden obtener resultados más racionales y, por tanto, un diseño que se adapte a las condiciones reales del comportamiento de una cimentación.

A continuación se enuncian las principales recomendaciones consignadas por el presente trabajo, para evitar que se presente asentamientos diferenciales de consideración que pudieran presentarse en las cimentaciones.

Es aconsejable impermeabilizar las cimentaciones proporcionando un buen drenaje o el abatimiento del nivel de aguas freáticas de la capa de apoyo de la cimentación. Esto para evitar fenómenos como saturación local, y por consiguiente la ocurrencia de asentamientos (que pueden ser diferenciales).

En la zona de estudio se recomienda el uso de cajones de cimentación estancos, más que el empleo de losas de cimentación; debido a la notable diferencia de carga transmitida al suelo con el empleo de los tipos de cimentación mencionados; siendo menor la carga transmitida por los cajones de cimentación.

Localizar los niveles piezométricos mediante el uso de piezómetros, para estimar cuantitativamente los asentamientos posibles a desarrollarse en un determinado lugar de la zona de interés (zona de Lago).

Determinar la profundidad de la serie estratificada en zonas de transición abrupta; ya que el asentamiento es directamente proporcional al espesor de los estratos altamente compresibles.

Procurar la coincidencia entre el centro de cargas de la superestructura y el centro de reacción de la cimentación, evitando así excentricidades entre las fuerzas resultantes que en esa condición provocaría momentos de volteo en la estructura y, por tanto, el desplome de la edificación.

Tener conocimiento de los tipos de cimentaciones vecinas al lugar de interés, analizando la posible ocurrencia del fenómeno de emersión en los lugares que cuentan con cimentaciones profundas.

Igualmente, se deben estudiar los incrementos de esfuerzos inducidos por las construcciones vecinas que pueden llegar a provocar y/o incrementar los asentamientos diferenciales.

Emplear buenos materiales para la recuperación del nivel de desplante, evitando sobre-excavaciones que conlleven desde pequeños hundimientos diferenciales al desplome de los edificios.

Se recomienda realizar un correcto mantenimiento de las cimentaciones, para que en caso de preverse o presentarse el desplome de la estructura, el proceso a seguir para la renivelación de la estructura, sea lo menos complicado y que resulte ser no rentable en caso necesario; evitando la recuperación de la cimentación.

Finalmente establecemos que el resultado más óptimo de estas recomendaciones es que se realice en Obra una correcta ejecución y supervisión de la misma.

REFERENCIAS

- ALBERRO, A. Jesús y HERNÁNDEZ Rogelio. "Evaporación y agrietamiento", *Agrietamiento de suelos*. SMMS, 1991.
- ARNAL S. Luis Y BETANCOURT S: Max. "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal". Segunda edición. México, 1996.
- AUVINET, Gabriel y ARIAS Arturo. "Propagación de grietas". *Agrietamiento de suelos*. SMMS, 1991.
- COMISIÓN DE VIALIDAD Y TRANSPORTE URBANO. "Características geológicas y geotécnicas del Valle de México". 1990.
- DEMENEGHI C. Agustín. "Interacción estática suelo—estructura". *Interacción suelo—estructura y diseño estructural de cimentaciones*. SMMS, 1991.
- GUTIÉRREZ, Carlos E. "Estratigrafía y muestreo inalterado de los suelos lacustres del Valle de México". *El subsuelo de la cuenca en el valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo*. SMMS, 1990.
- JUÁREZ BADILLO, Eulalio y RICO RODRÍGUEZ, Alfonso. "*Mecánica de Suelos*". Decimoquinta Reimpresión. Editorial Limusa. México, 1997.
- MARSAL, Raúl J. "Notas sobre el diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal". Comisión Federal de Electricidad, 1986.
- MOOSER, Federico. "Estratigrafía y estructuras del valle de México". *El subsuelo de la cuenca en el valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo*. SMMS, 1990.
- MURILLO F. Rodrigo, MORALES, Rafael y HERNÁNDEZ R. Apolonio, "Agrietamiento lacustre al oriente de la ciudad de México". *Agrietamiento de suelos*. SMMS, 1991.
- RESÉNDIZ NÚÑEZ, Daniel. "Problemas geotécnicos de la ingeniería sísmica". Conferencias sobre la ingeniería sísmica. México, 1986.
- ROMO O: Miguel P. "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones". *El subsuelo de la cuenca en el valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo*. SMMS, 1990.
- ROMO O: Miguel P. "Interacción dinámica suelo—estructura en suelos blandos". *Interacción suelo—estructura y diseño estructural de cimentaciones*. SMMS, 1991.
- ZEEVAERT, Leonardo. "Conceptos fundamentales sobre ingeniería de cimentaciones". Facultad de Ingeniería. UNAM, 1985.