

2
221



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

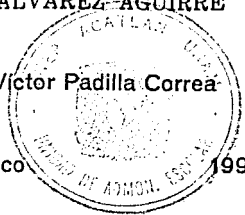
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"

ANALISIS GEOTECNICO PARA LA CIMENTACION
DE UNA ESTRUCTURA DE 46 NIVELES EN
LA ZONA DE LOMAS.

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
MIGUEL ANGEL ALVAREZ-AGUIRRE

Asesor: Ing. Juan Víctor Padilla Correa



TESIS CON
VALLA DE ORIGEN

Acatlán, Edo. de México

1992



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 está 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.

INDICE.

INTRODUCCION.

1

Capítulo 1. Zonificación y características del subsuelo del Valle de México.

1.1 Desarrollo hidrográfico y geológico de la Cuenca del Valle de México.	5
1.2 Zonificación del subsuelo del Area Urbana de la Ciudad de México.	8
1.3 Condiciones estratigráficas del Valle de México.	11
1.4 Estratigrafía de la Zona de Lomas.	17
1.5 Características y propiedades ingenieriles del subsuelo de la Zona de Lomas.	19
1.6 Sismicidad en la Zona de Lomas de la Ciudad de México.	20
1.6.1 Aspectos generales de la sismicidad en la zona.	20
1.6.2 Coeficientes sísmicos.	21
1.6.3 Factor de comportamiento sísmico.	22
1.6.4 Espectros de diseño.	22

Capítulo 2. Exploración, muestreo y pruebas de laboratorio.

2.1 Perforaciones y sondeos.	25
2.1.1 Sondeos con palas postadoras y barrenas helicoidales.	25
2.1.2 Perforación con lavado.	25
2.1.3 Sondeos con barrenas de vástago hueco.	26
2.1.4 Perforación a rotación.	27
2.1.5 Perforación por percusión.	27
2.1.6 Perforación en seco.	27
2.2 Muestreo del suelo.	28
2.2.1 Tipos de muestras.	28
2.2.2 Muestreadores.	29
A) Muestreador Shelby.	29
B) Muestreador Denison.	29
C) Muestreador Pitcher.	30
D) Muestreador de pistón.	30
E) Corazones de roca.	31

F) Muestras extraídas manualmente. Pozos a cielo abierto.	31
2.3 Métodos directos. Medidas de consistencia y compacidad relativa.	32
2.3.1 Penetración estándar (Penetración dinámica).	32
2.3.2 Penetrómetro holandés de cono (Penetración estática).	34
2.3.3 Medida directa de la resistencia al corte.	35
2.4 Métodos geofísicos.	35
2.4.1 Método geosísmico.	35
2.4.2 Método geoelectrico.	36
2.5 Piezometría.	37
2.6 Programa de exploración.	37
2.7 Determinación de las propiedades ínice y mecánicas de los suelos en el laboratorio.	39
2.7.1 Propiedades índice.	39
2.7.1 A) Contenido de agua.	40
2.7.1 B) Densidad de sólidos.	40
2.7.1 C) Granulometría.	42
2.7.1 D) Límites de consistencia.	45
2.7.1 E) Peso volumétrico.	47
2.7.1 F) Relación de vacíos.	49
2.7.2 Propiedades mecánicas.	49
2.7.2 A) Consolidación	50
2.7.2 B) Resistencia al corte.	52

Capítulo 3. Tipos de cimentación.

3.1 Cimentaciones superficiales.	60
3.2 Cimentaciones profundas.	62
3.2.1 Cimentaciones piloteadas.	62
3.2.2 Cimentaciones sobre pilas.	68
3.2.2.1 Procedimientos de construcción.	69
3.2.3 Cilindros de cimentación.	71
3.2.4 Cimentaciones compensadas.	71
3.3 Capacidad de carga.	
3.3.1 Teoría de Terzaghi.	73
3.3.2 Teoría de Skempton.	76
3.3.3 Teoría de Meyerhof.	77
3.3.4 Factor de seguridad.	78
3.4 Verificación de la seguridad de las cimentaciones.	79

3.4.1 Cimentaciones con zapatas y losas.	80
3.4.2 Cimentaciones con pilotes o pilas.	82

Capítulo 4. Características y propiedades del subsuelo en el predio de interés.

4.1 Antecedentes.	86
4.2 Muestras y exploración del subsuelo.	88
4.3 Pruebas de laboratorio.	89
4.4 Características estratigráficas y físicas del subsuelo.	91

Capítulo 5. Diseño de la cimentación.

5.1 Análisis de las alternativas de cimentación de la Torre.	103
5.1.1 Acciones.	103
5.1.2 Losa de cimentación.	103
5.1.2 a) Capacidad de carga.	103
5.1.2 b) Revisión del estado límite de falla.	105
A) Verificación de la estabilidad de la cimentación en condiciones estáticas.	105
B) Verificación de la estabilidad de la cimentación bajo sollicitaciones sísmicas.	107
5.1.2 c) Revisión del estado límite de servicio.	111
5.1.3 Cimentación a base de zapatas.	116
5.1.3 a) Capacidad de carga.	116
5.1.3 b) Revisión del estado límite de falla.	117
A) Estado límite de falla en condiciones estáticas.	117
B) Estado límite de falla en condiciones dinámicas.	118
5.1.3 c) Revisión del estado límite de servicio.	119
5.1.4 Cimentación a base de pilas.	121
5.1.4 a) Capacidad de carga.	121
5.1.4 b) Revisión del estado límite de falla.	123

A) Condiciones estáticas.	123
B) Condiciones dinámicas.	125
5.1.4 c) Revisión del estado límite de servicio.	126
5.2 Análisis de la cimentación del edificio de estacionamientos.	127
5.2.1 Dimensionamiento de las zapatas.	128
5.2.2 Revisión del estado límite de falla en condiciones dinámicas.	128
5.2.2 a) Capacidad de carga.	129
5.2.3 Revisión del estado límite de falla en condiciones dinámicas.	130
5.2.4 Revisión del estado límite de servicio.	130
5.3 Empujes sobre muros rígidos perimetrales.	131

Capítulo 6. Procedimiento constructivo.

6.1 Estabilidad de taludes.	134
6.2 Procedimiento de excavación de los sótanos.	138
6.3 Procedimiento constructivo para la losa de cimentación.	139
6.4 Procedimiento constructivo para las zapatas de cimentación.	140
6.5 Procedimiento constructivo para las pilas.	140
6.6 Presupuesto de la construcción de las alternativas de cimentación propuestas.	141
6.7 Recomendaciones sobre instrumentación.	142
6.7.1 Movimientos	142
A. Bancas de nivel en el fondo de la excavación.	142
B. Líneas de colimación.	143
6.7.2 Conmutación.	145
6.7.3 Referencias en la estructura.	145

Comentarios y conclusiones	147
----------------------------	-----

Bibliografía.	150
---------------	-----

INTRODUCCION.

Toda estructura cuenta con un sistema que le permite transmitir todas las cargas hacia un elemento capaz de sustentarla. Ese sistema de transmisión de cargas es la cimentación y el medio que las recibe y las disipa es el suelo. La cimentación es la parte de la estructura que transmite las cargas directamente al suelo que está debajo.

Lo anterior pone de manifiesto la importancia que la Ingeniería de Cimentaciones tiene y la responsabilidad que implica el correcto análisis y diseño de la cimentación.

Aunque este campo de aplicación de la Ingeniería Civil ha sido motivo del desarrollo de muchos trabajos afines a este, cada obra en particular presenta diferentes características y plantea diferentes problemas y alternativas de solución a estos. Las características arquitectónicas y estructurales y las características propias del suelo en cuestión hacen que cada nueva obra sea de un interés especial.

La tesis "Análisis Geotécnico para la cimentación de una estructura de cuarenta y seis niveles en la Zona de Lomas" tiene como objetivo principal diseñar la cimentación de la estructura proyectada desde el punto de vista de Mecánica de Suelos, en base a los resultados obtenidos de exploración, muestreo y pruebas de laboratorio del subsuelo donde se desplantará.

En la Ciudad de México no existen muchas estructuras de esta magnitud, y pese a las propiedades características del subsuelo de la Zona de Lomas, resultará interesante ver que pasa con la cimentación para esta estructura.

El presente trabajo se desarrolla en seis capítulos básicamente:

En el capítulo 1 se describen las características generales del subsuelo del Valle de México, su formación y constitución. Se identifican las zonas en que se divide el área urbana del Valle y sus condiciones particulares, estableciendo las principales propiedades ingenieriles de los materiales que se encuentran en el subsuelo de estas zonas, con atención especial a la Zona de Lomas.

En el capítulo 2 se describen los principales métodos y técnicas de exploración y muestreo de suelos así como las pruebas de laboratorio de mayor importancia a que son sometidas las muestras obtenidas en campo.

En el capítulo 3 se definen los tipos de cimentación empleados para sustentar estructuras. Se incluyen también los lineamientos que marca el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal para la verificación de la seguridad de las cimentaciones, además de una breve descripción de las principales teorías de capacidad de carga.

En el capítulo 4 se proponen los métodos de exploración y muestreo así como las pruebas de laboratorio a emplearse para la determinación de las características y propiedades del subsuelo en el sitio de interés. Se presentan los resultados obtenidos a partir de dichos procedimientos así como su análisis e interpretación.

El capítulo 5 presenta la revisión de los estados límite de falla y de servicio para las cimentaciones que se estiman como factibles para la estructura en cuestión: losa de cimentación, zapatas aisladas y pilas.

Por último, en el capítulo 6 se indica el procedimiento a seguir para la construcción de las alternativas de cimentación propuestas. Se presenta un presupuesto de la construcción de cada una de ellas. Además se incluye el análisis de estabilidad de los taludes con que se llevará a cabo la excavación para alojar los sótanos con que contará la estructura.

En términos generales así se haya estructurado este trabajo, --
que pretende reunir y aplicar una parte de los conocimientos de la --
Ingeniería de Cimentaciones, lógicamente con las limitaciones pro---
pias de espacio.

1. Zonificación y características del subsuelo del Valle de México.

El Valle de México se extiende en la parte central de la Meseta de Anáhuac, una de las más altas del globo, encontrándose delimitado por las cadenas montañosas de Pachuca, Tepetzotlán, Guadalupe, Patla chique y Tepozán hacia el Norte; los llanos de Apán, los montes de Río Frío y la Sierra Nevada al Este; las Sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo al Oeste y los sistemas de Chichinautzin y Ajuacocan al Sur (Fig. 1.1).

El Valle cuenta con una superficie de 7160 km²; 3080 de ellos son zonas escarpadas y montañosas y los restantes 2050 son zonas bajas de relieve menos accidentado y mejor definido. En el extremo sur oeste se encuentra enclavada la Ciudad de México. Los más de 500 km² de área urbana de esta, incluida en el Distrito Federal, forman una pequeña parte del Valle de México de características especiales que revierten en buena parte el propósito de este capítulo.

La Cuenca del Valle de México semeja una gran presa azolvada, represada por los basaltos de la Sierra de Chichinautzin al Sur. El relleno de la cuenca está constituido por arcillas lacustres en su parte superior y por clásticos producto de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes en su parte inferior (Fig. 1.2).

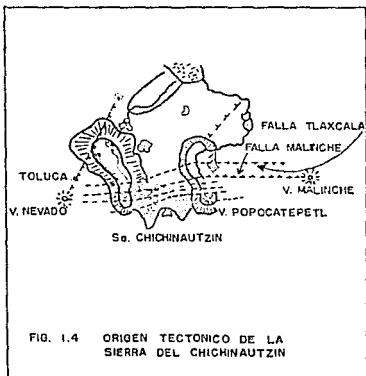
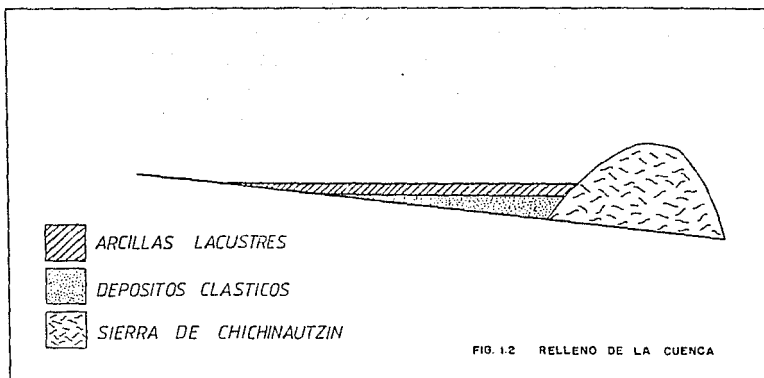
Intercalados en el relleno se encuentran además materiales como capas de ceniza y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante los últimos 500 000 años (Pleistoceno superior), tiempo transcurrido desde el inicio del cierre de la cuenca. También existen numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciares; que suelen presentar un color característico del ambiente en que fueron formados; así los suelos de color amarillento corresponden a climas fríos y suelos café y hasta rojizos a climas moderados a subtropicales. En grandes términos, este complejo relleno es lo que sustenta la Ciudad de México.

1.1 Desarrollo hidrográfico y geológico de la Cuenca del Valle de México.

La Cuenca de México constituye un gran depósito natural azolvado. Los límites y sistemas orográficos naturales la han transformado en una cuenca cerrada en la que ha tenido lugar un proceso de deposición de los productos de la erosión ocurrida en las dos estribaciones laterales; la Sierra de las Cruces al Oeste y la Sierra Nevada al Este, y la Sierra de Pachuca en un extremo. A los productos de la erosión se han agregado las cenizas y piroclásticos de los muchos volcanes del Sur que han tenido actividad en los últimos 700 000 años. La Sierra de Chichinautzin vino a ser la cortina que represó el vaso y -consecuentemente- cerró la Cuenca. Se extiende entre la Sierra de Zempoala en el Oeste y las faldas del Popocatepetl en el Este, apoyándose en el centro en el macizo del tepozteco.

La condición actual del relleno de la cuenca es el resultado de los cambios geológicos y la actividad volcánica y tectónica, iniciados en el Terciario a mediados del Oligoceno, donde se supone el comienzo de la subducción de la Placa de Cocos en el Pacífico, debajo de la masa continental meridional de México. Este mecanismo dió origen -en primer lugar- a la Fosa de Acapulco, foco principal de la elevada sismicidad del Sur de México. En segundo término ocurrió el levantamiento de la Masa Central Meridional. Al hundirse la placa por espacio de unos 100 km aproximadamente en el Manto Superior, originó una primera faja volcánica en la zona de Temascaltepec, Taxco, Iguala y quizá Oaxaca. Debido a una variación en el ángulo de subducción, posteriormente, la desintegración de la placa produjo los magmas que habían de constituir desde el Mioceno Medio las formaciones volcánicas de la Faja Volcánica Transmexicana en cuyo centro se ubica la Cuenca de México (Fig. 1.3).

En el Terciario Medio (Mioceno Medio), aparece la formación Xochitepec, cuyo basamento volcánico se halla afectado por dos mecanismos de fallas; uno en sentido SW a NE y otro -subsecuente al primero-, de SE a NW. Ambos sistemas han dado lugar a hundimientos escalonados, fosas y pilares. Debido a la escasez de afloramientos de roca en este período de la cuenca, es bastante difícil definir algunas estructuras individuales proporcionadas por este tectonismo. El fracturamiento SW-NE está representado por la falla Apán-Tlaloc que incide en su parte sur al cerro del Tepozteco, mientras que el SE-NW, lo caracteriza el alineamiento Popocatepetl-Cerro de los Pinos-Cerro de Chimalhuacán y Sierra de Guadalupe. Se estima que estos fracturamien-



tos fueron producidos por esfuerzos de cizalleo ocurridos en el Jurásico y reactivados en el Terciario por desplazamientos laterales e hinchamientos de la Placa de Cocos al crearse la Faja Volcánica.

En las postrimerías del Mioceno se originaron las sierras de Pachuca, de Tepetzotlán, de Guadalupe, del Atlachique y del Topozán; que constituyen el llamado Grupo de las Sierras Menores, dispuestas en estrato-volcanes menores y medianos de composición andesítica y dacítica (Fig. 1.4). Las sierras están ligadas a fosas individuales: la Sierra de Guadalupe se relaciona con una fosa en dirección al ESE, delimitada al Sur por el Cerro de Santa Isabel, la Sierra de Tepetzotlán obedece a dos controles tectónicos; uno dirigido al NNE y otro al ESE, la Sierra de Pachuca se sitúa en un graben dirigido al SE.

Subsecuentemente -Plioceno inferior- se formaron los dos grandes sistemas paralelos a la Cuenca de México; la Sierra de las Cruces al Este y la Sierra Nevada al Oeste. Estos dos sistemas son conocidos como Sierras Mayores. Principalmente constituidas de lavas pórfito andesíticas, son producto de numerosos estrato-volcanes mayores de gran actividad eruptiva, muestra de ello es la formación Tarango, producto del depósito de piroclásticos a los pies de estas sierras (Fig. 1.5). Dicha formación forma abanicos volcánicos entrelazados.

Estas dos sierras constituyen alineamientos orientados al NNW. La Sierra de las Cruces, alineada con Monte Alto, puede considerarse le como una prolongación al SSE de un considerable alineamiento de fallas desde el Área de Querétaro. En el caso de la Sierra Nevada no puede establecerse una correlación de este tipo. Ambas sierras obedecen a un tectonismo de centros eruptivos orientados a fracturamientos dirigidos al NW y al NE, formando en estas líneas fosas y pilares. El fracturamiento dirigido al NW afecta la Sierra de Salazar. El citado en dirección al NE incide en la barranca de Contreras. Es probable que la fosa de Cuauhtepac, que atraviesa la Sierra de Guadalupe en sentido NE, sea contemporánea a estas formaciones, así como la destacada falla que se extiende desde el Nevado de Toluca hasta las proximidades de Villa del Carbón (Fig. 1.6).

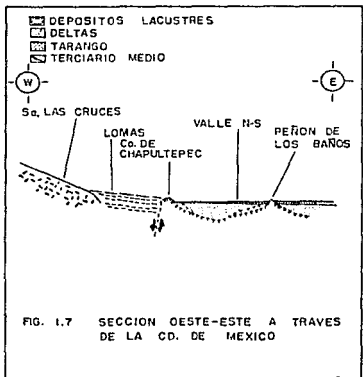
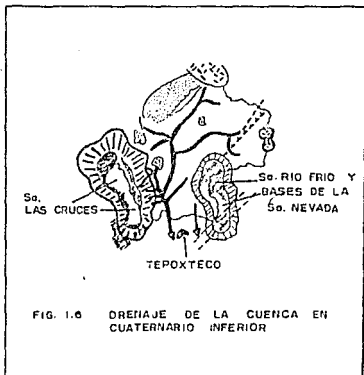
En la etapa superior del Plioceno (Plio-Guaternario) continúa la actividad eruptiva en las cumbres de las grandes sierras, formándose con frecuencia domos andesíticos y dacíticos. Paralelamente se desarrolla el sistema fluvial que drena el espacio entre las Sierras Mayores -Nevada y las Cruces- y extendido hasta Pachuca. Se pueden reconstruir dos valles; el mayor drenando el área de Cuernavaca y el menor al área de Cuautla (Fig. 1.6).

Un valle importante en la parte SW de la futura Cuenca de México, entre el Cerro de Chapultepec en el W y el Peñón de los Baños en el E, se extiende desde la Sierra de Guadalupe hasta el espacio entre la Sierra de Zempoala y el Tepozteco, y en él concurrían cuatro afluentes importantes: en el N el Río Hondo, en el centro los Ríos Mixcoac y Contreras y en el S el Río Ajusco sepultado hoy por lavas. Otro gran valle, proveniente del NE y situado entre el Peñón de los Baños y el Cerro de la Estrella, aportaba las aguas del área de Pachuca.

En los finales del Plioceno se presentó un cambio en el mecanismo tectónico. Aparecieron fallas y fracturas dirigidas principalmente en sentido W-E en las inmediaciones de la Malinche al N de Toluca. Sin embargo, en la parte media de la Cuenca de México, este sistema de fallas sufrió una ligera deflexión, manteniendo una dirección WSW-ESE (Fig. 1.4). Probablemente una consecuencia inmediata de este vulcanismo fue el Cerro del Ajusco; alineamiento caracterizado por la Sierra de Santa Catarina, aunque repetido en numerosas hileras de conos cineríticos en las partes altas de la Sierra del Chichinautzin. Este tectonismo originó, en primer término, andesitas, posteriormente andesitas basálticas y -por último-, en el Cuaternario Superior se formaron los gigantes volúmenes de basaltos que constituyeron dicha Sierra del Chichinautzin cuya superficie presenta más de 120 conos cineríticos y que habría de transformar la Cuenca de México en una cuenca cerrada.

De acuerdo con mediciones paleomagnéticas⁽¹⁾, se ha establecido que las erupciones de la Sierra de Chichinautzin ocurrieron en los últimos 700 000 años. Al cerrarse el área delimitada en el Sur por el Popocatepetl y la Sierra de Zempoala y en el norte por el sistema hidrográfico de Pachuca, comenzó un rápido proceso de azolve: los ríos que descendían de las partes altas de los sistemas montañosos desembocaban en abanicos de deposición de clásticos en las partes profundas de la cuenca. Así, se supone en el subsuelo de la cuenca potentes abanicos de gravas y arenas formados por el Río Hondo, el Río Mixcoac, el Río Contreras y el río fósil del Ajusco, la

(1) ALGUNAS ROCAS TALES COMO LOS MINERALES DE HIERRO DE HEMATITA O MAGNETITA SON FUERTEMENTE MAGNETIZADOS; LA IDENTIFICACIÓN, MEDIDA E INTERPRETACIÓN DE LOS COMPONENTES DEL MAGNETISMO DE UNA ROCA CONSTITUYEN LA BASE DE LAS MEDICIONES PALEOMAGNETICAS, QUE ESTUDIAN EL CAMPO MAGNETICO TERRESTRE QUE HA EXISTIDO A TRAVÉS DEL TIEMPO GEOLOGICO.



mado así por estar sepultado por lavas. En el centro de la cuenca se fueron acumulando depósitos limo-arenosos, interestratificados con capas de cenizas y pómez producto de las erupciones volcánicas en el Sur principalmente (Fig. 1.7). Por último, las glaciaciones de los últimos 100 000 años y las abundantes lluvias que tuvieron lugar, formaron cuerpos de agua importantes, unidos a veces en un solo y enorme lago.

Dependiendo de las condiciones climáticas (húmedas o secas, glaciares o interglaciares) los lagos fueron creciendo o reduciéndose. Así, los depósitos lacustres en el centro de la Cuenca al NW de Chimalhuacán alcanzan hasta 70 u 80 m de espesor, disminuyendo al E y al W; en la zona del Zócalo del orden de 60 m, siendo prácticamente inexistentes al pie de las Lomas de Chapultepec. Intercalada en la formación de arcillas lacustres, entre 30 y 40 m, se presenta una capa dura debajo de una considerable área de la Ciudad de México. Esta capa desaparece hacia el centro del vaso de Texcoco.

1.2 Zonificación del subsuelo del Área Urbana de la Ciudad de México.

La descripción geológica, los sondeos realizados a diversas profundidades y la observación directa de las formaciones superficiales han permitido establecer una clasificación del subsuelo del área urbana de la Ciudad de México. Atendiendo a las características estratigráficas y las propiedades mecánicas, particularmente la compresibilidad y la resistencia de los depósitos de la cuenca -pétreos, aluviales y lacustres-, Raúl Marsal y Marcos Mazari elaboraron una carta (1953) en donde presentan la zonificación del área urbana de la Ciudad de México en tres zonas básicas: la llamada Zona de Lomas o pétreo, una zona intermedia de Transición o aluvial y la denominada Zona del Lago o lacustre, con transiciones entre las fronteras de estas.

Las investigaciones posteriores permitieron actualizar y ampliar la zonificación hecha inicialmente por Marsal y Mazari. En la figura 1.8 se presenta la zonificación geotécnica actualizada de la Ciudad de México, hecha de una serie de trabajos realizados por COVITUR en el año de 1985.

La zona pétreo o de Lomas se extiende sobre las faldas y lomeríos del Oeste y Suroeste de la Cuenca; comprende -en parte- las faldas de la Sierra de las Cruces, la Sierra de Guadalupe y las partes altas de los Cerros del Peñón de los Baños, Peñón del Marqués y el Cerro de la Estrella.

El subsuelo de esta zona se compone de materiales de origen volcánico. Son característicos de esta zona los suelos arenolimosos compactos, generalmente de alta capacidad de carga y poco sensibles a deformaciones; sin embargo, pueden presentarse, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. Se incluyen en esta zona al Sur de la ciudad los derrames basálticos del Pedregal, con distintos grados de fracturamiento y cohesión. En estos derrames, la roca basáltica sana puede llegar a tener las mayores resistencias encontradas en el Valle. En las zonas altas de las Lomas de Chapultepec se hallan conglomerados de gran capacidad de carga.

La Zona de Transición, constituida por depósitos de origen aluvial, se caracteriza por la diferencia de los espesores de los depósitos así como por la variedad de los materiales que los forman. Los depósitos profundos de esta zona pueden estar dispuestos en estratos o en forma lenticular y encontrarse a unos 20 m de profundidad o menos. Principalmente la zona ocupa el espacio comprendido entre las formaciones orográficas del Poniente y el fondo del Lago de Texcoco, aunque se extiende hacia algunas partes al N y NW de la cuenca.

La historia de la deposición de los materiales aluviales y los volúmenes de clásticos arrastrados por las corrientes hacia el lago dieron lugar a dos tipos de transiciones: interestratificada y aerogénica.

La condición interestratificada se presenta en los suelos formados al pie de las barrancas, donde se acumularon materiales de origen aluvial que descendieron de las lomas a la planicie y que se extendieron hacia el lago de Texcoco, originándose intercalaciones de estratos blandos arcillosos de origen lacustre con estratos are-

nosos y limonrenosos y gravas de río. El espesor de los estratos de arcilla lacustre es variable entre varios centímetros hasta pocos metros, dependiendo esto de los procesos de desecación (regresiones y transgresiones) ocurridos en el antiguo lago. Se identifican zonas de transición interestratificada al pie de las Lomas y al Sur del Valle de Cuautepéc.

La condición abrupta se presenta en la frontera entre el relleno de la cuenca y los cerros que sobresalen de este. Esta condición se caracteriza por el contacto de los depósitos lacustres con las formaciones rocosas no existiendo depósitos fluviales al pie de los cerros. El Peñón de los Baños, el Peñón del Marqués, el Cerro de la Estrella y el Cerro del Tepayac son representativos de la transición abrupta; la estratigrafía de estas zonas se compone de mantos de arcilla lacustre intercalados con lentes duros producto de la erosión de los cerros vecinos.

La Zona del Lago corresponde a los depósitos de la planicie del Valle de México. Una vez cerrada la cuenca, comenzó un proceso de formación de lagos en el que la acción de la temperatura sobre las lluvias habría de definir la composición del subsuelo de esta zona. Si el clima se enfriaba se formaba un lago, pero si había excesivo calentamiento el lago podía desaparecer. Esta interacción concluía la deposición de arcillas o la formación de suelos. Durante las épocas de sequía el lago subsistía en las partes centrales de la cuenca continuándose el proceso de deposición de arcillas, no así en las márgenes, donde entre las arcillas se intercalaban con frecuencia suelos secos.

La característica principal de esta zona radica en los grandes espesores de arcillas blandas altamente compresibles (Fig. 1.9), subyaciendo a una costra dura superficial de espesor variable en cada sitio según la localización e historia de cargas. En general, la estratigrafía de la zona es muy regular, aunque deben esperarse variaciones en el espesor de cada estrato en particular. Los mantos arcillosos que se presentan en la zona lacustre no presentan problema alguno para muestrearlos, por lo que la definición de sus propiedades resulta abundante y confiable. En el caso de los lagos de Chalco y Xochimilco, al Sur y Sureste del Valle, respectivamente, la información es escasa y dispersa.

1.3 Condiciones estratigráficas del Valle de México.

Zona del Lago

En la Zona del Lago generalmente se identifican cinco estratos principales, denominados, a partir de la superficie, manto o costra superficial, formación arcillosa superior, capa dura, formación arcillosa inferior y depósitos profundos.

a) Costra superficial (CS). Se identifican, además de los suelos naturales producto de la desecación de los depósitos lacustres (arenarcillosos o arenolimosos), rellenos artificiales con restos arqueológicos, que alcanzan espesores hasta de 10 m en algunos puntos de la ciudad (Plaza de la Constitución). Definir un espesor promedio de este estrato sería errático, sin embargo, suele afirmarse que va desde pocos centímetros en el Vaso de Texcoco hasta varios metros en la zona céntrica de la Ciudad. Es de mayor resistencia y menor compresibilidad que la formación arcillosa superior, salvo sitios con rellenos en estado muy suelto. Está formada por tres subestratos: relleno artificial (RA); son restos de construcción y relleno arqueológico de espesor variable entre 1 y 7 m, suelo blando (SB); son depósitos blandos de origen aluvial intercalados con lentes de material cólico, costra seca (SS); originada por la disminución del nivel del lago, quedando expuestas al sol algunas zonas del fondo.

b) Formación arcillosa superior. Se estima un espesor variable entre 25 y 50 m aproximadamente. El espesor de esta formación aumenta en dirección poniente-oriente (hacia el Vaso de Texcoco). En la zona céntrica el espesor aumenta en algunos puntos debido a la ausencia de la capa dura, lo que prácticamente convierte en un solo estrato las formaciones arcillosas superior e inferior.

Los sondeos y el muestreo en esta zona han permitido obtener datos precisos sobre el contenido de agua natural. Se sitúa en 270% el contenido medio de toda la formación arcillosa superior, aunque en áreas vírgenes poco afectadas por sobrecargas o bombeos, el contenido de agua medio es mayor de 400%.

En esta formación se identifican cuatro estratos principales:

- Arcilla preconsolidada superficial (PCS). Los suelos normalmente consolidados bajo la costra superficial SS fueron transformados en arcillas preconsolidadas por efecto de sobrecargas y rellenos.
- Arcilla normalmente consolidada (NC). Se sitúa por debajo de la profundidad hasta la que son significativas las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo.
- Arcilla preconsolidada profunda (PCP). Debido al bombeo para abastecer de agua potable la Ciudad de México, las arcillas profundas han sufrido un fenómeno de consolidación más acentuado que en las superficiales.
- Lentes duros (LD). Se hallan intercalados entre los estratos de arcilla. Pueden ser costras de secado solar, arena o vidrios volcánicos.

c) Capa dura. Está integrada por depósitos limo-arenosos compactos, poco susceptibles a grandes deformaciones, cementados muy heterogeneamente con carbonato de calcio. Su espesor es variable; hasta los cinco metros en lo que fueron las orillas del lago siendo casi nulo en la zona central del lago que no llegó a secarse. El contenido de agua medio de la capa dura se estima en 50%, aunque se presentan fuertes variaciones en un rango de 20 a 100% debido a la heterogeneidad de los suelos. La resistencia a la penetración estándar de la capa dura es alta.

d) Formación arcillosa inferior. Está integrada por arcilla de origen volcánico similar a la que se halla en la formación arcillosa superior pero de mayor consistencia y resistencia. El espesor de esta formación es de unos 15 m al centro del lago, desapareciendo prácticamente en sus márgenes. El contenido de agua medio es menor que el de la formación arcillosa superior; se estima en 170% aunque en la mayoría de los casos varía entre 100 y 200%.

e) Depósitos profundos. Están constituidos por suelos arenosos finos y gravas aluviales limosas en estado muy compacto, cementados con arcillas duras y carbonatos de calcio. Constituyen acuíferos de alta permeabilidad que han sido explotados para el abastecimiento de agua de la ciudad.

Atendiendo al espesor y propiedades de la costra superficial y a la consolidación inducida, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas: lago vírgen, lago centro I y lago centro II.

Lago vírgen. Cubre el sector oriente del lago, cuyos suelos conservan sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, la reciente extensión urbana hacia esta zona ha incrementado las sobrecargas en su superficie y el bombeo profundo. La tabla 1.1 muestra las propiedades medias de los estratos de esta zona. La estratigrafía de la misma se observa en la figura 1.10 .

Lago centro I. Corresponde al sector no colonial de la ciudad que se desarrolló a principios de siglo y que ha estado sujeto a la acción de sobrecargas impuestas por construcciones pesadas y medianas. En la tabla 1.2 se muestran las propiedades de esta subzona y en la figura 1.11 la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior. Nótese el considerable aumento de resistencia originado por las sobrecargas.

Lago centro II. Corresponde a la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas actuantes en la superficie ha sido muy variable, ocasionando algunas condiciones extremas: a) arcillas fuertemente consolidadas por la acción de rellenos y grandes construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, bajo sitios donde han estado plazas y jardines por mucho tiempo y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el bombeo profundo de los acuíferos ha provocado un aumento general de la resistencia de los estratos arcillosos a causa de la consolidación inducida (Fig. 1.12). La tabla 1.3 resume la estratigrafía y propiedades de la subzona lago centro II.

Zona de Transición

Interestratificada del poniente.

Queda comprendida entre las zonas del lago y de las Lomas; los estratos arcillosos lacustres se hallan intercalados con suelos gruesos de origen aluvial, de espesor variable en función de las transgresiones y regresiones sufridas por el antiguo lago.

La frontera entre las zonas de transición y del lago, se estableció donde desaparece la formación arcillosa inferior (aproximada

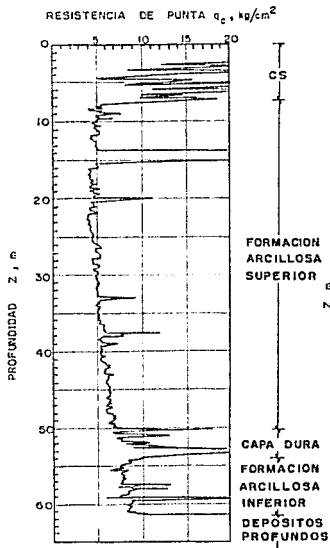


FIG. 1.0 SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA ZONA DEL LAGO

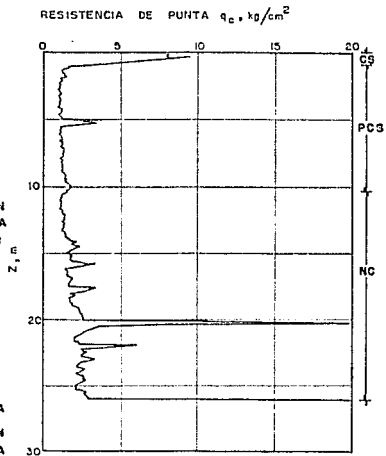


FIG. 1.10 SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA SUBZONA LAGO VIRGEN

TABLA 1.1 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

ESTRATO	ESPESOR m	γ' t/m^3	C t/m^2	β grados
COSTRA SUPERFICIAL	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
SERIE ARCILLOSA SUP.	3.8 a 4.0	1.5	0.5 a 1.0	—
CAPA DURA	1 a 2	—	0 a 1.0	25 a 30
SERIE ARCILLOSA INF.	1.5 a 3.0	1.25	3 a 4	—

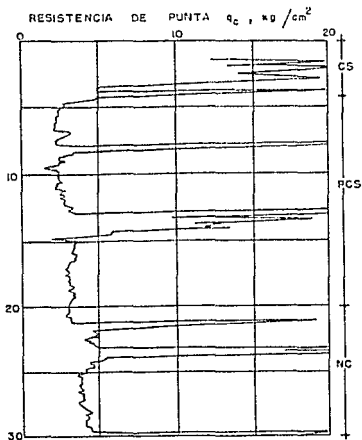


FIG. 1.11 SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA SUBZONA LAGO CENTRO I

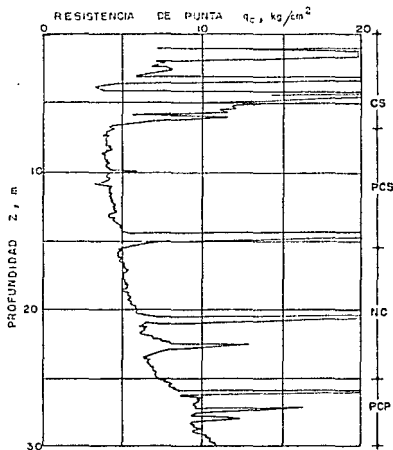


FIG. 1.12 SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA SUBZONA LAGO CENTRO II

TABLA 1.2 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO I

ESTRATO	ESPESOR m	γ t m^3	C t m^2	β grados
COSTRA SUPERFICIAL	4 a 6	1.6	4	25
SERIE ARCILLOSA SUP.	20 a 30	1.2	1 a 2	—
CAPA DURA	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 26
SERIE ARCILLOSA INF.	8 a 10	1.3 a 1.35	5 a 8	—

TABLA 1.3 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

ESTRATO	ESPESOR m	γ t m^3	C t m^2	β grados
COSTRA SUPERFICIAL	6 a 10	1.7	4	25
SERIE ARCILLOSA SUP.	20 a 25	1.3	3	—
CAPA DURA	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 30
SERIE ARCILLOSA INF.	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	—

mente donde la capa dura está a 2) m de profundidad respecto al nivel medio de la planicie).

Atendiendo al espesor de los suelos relativamente blandos y a la cercanía a Las Lomas, esta transición se divide en dos subzonas; una transición alta y otra baja. La subzona de transición alta es la más cercana a las Lomas. Presenta una estratigrafía bastante irregular producto de la disposición cruzada de los depósitos aluviales, cuya frecuencia y disposición están en función de la cercanía a antiguas barrancas. Subyaciendo estos materiales se encuentran mantos arcillosos por encima de los depósitos propios de las Lomas. En la figura 1.13 y en la tabla 1.4 se observan las características estratigráficas de esta subzona.

La subzona de transición baja se ubica en las proximidades a la zona del lago. Es característica la formación arcillosa superior con intercalaciones de estratos limosarenosos de origen aluvial, depositados durante los procesos de regresión del antiguo lago. Este fenómeno dió lugar a una estratificación compleja (Fig. 1.14), en la que se pueden tener fuertes variaciones en las propiedades y espesores de los estratos, dependiendo para un sitio en especial de su ubicación en relación a antiguas barrancas y ríos. Así es posible establecer una semejanza entre la estratigrafía de la parte superior de la transición baja y las subzonas Lago Centro I y Centro II, sin olvidar que: a) los depósitos aluviales que constituyen el manto superficial presentan capacidades de carga variables, b) los materiales compresibles se extienden solo hasta profundidades alrededor de 20 m, c) se presentan interestratificaciones de arcillas y suelos limosarenosos y d) se presentan mantos colgados.

Abrupta cercana a los cerros.

Se ubica entre la zona del lago y cerros aislados como el Peñón de los Baños. Esta transición presenta intercalaciones de numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y lentes delgadas de travertino silicificado⁽²⁾ con los estratos de arcilla lacustre. En la figura 1.15 se puede observar la compleja estratigrafía de una de estas transiciones, en las cercanías al cerro de los Baños.

(2) UNA VARIEDAD DE CARBONATO DE CALCIO, $CaCO_3$, PRODUCTO DEL INTERPERISMO DE ALGUNOS MINERALES FERROMACNEZIANOS (CALCITA) CON EL TRANSCURSO DE UN LARGO PERIODO PUEDEN FORMARSE GRUESOS DEPOSITOS DE ESTE MATERIAL.

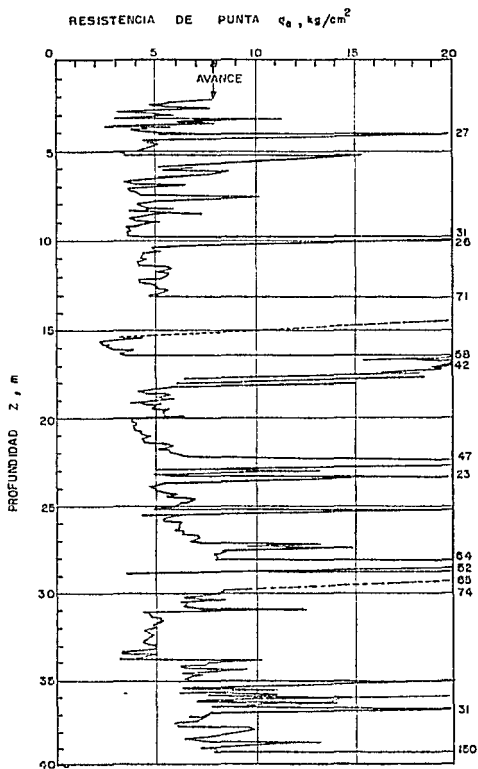


FIG. 1.16 SONDEO DE CONO ELECTRICO CERCANO AL PEÑON DE LOS BAÑOS

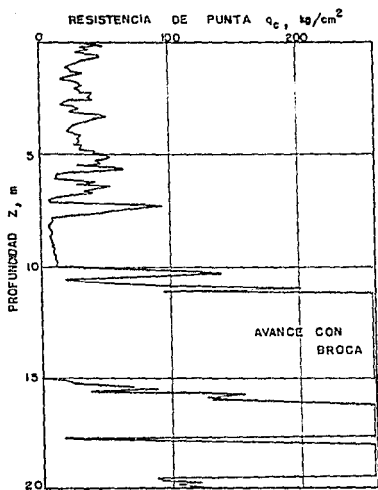


FIG. 1.13 SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA SUBZONA DE TRANSICION ALTA

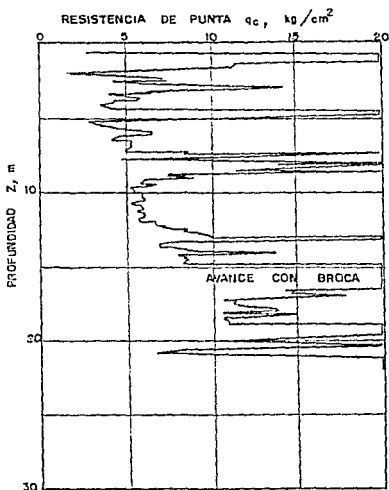


FIG. 1.14 SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA SUBZONA DE TRANSICION BAJA

TABLA 1.4 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES , TRANSICION ALTA

ESTRATO	ESPESOR m	γ , t/m^3	C t/m^2	β grados
COSTRA SUPERFICIAL	0 a 10	1.6	10	20
SUELOS BLANDOS	4 a 6	1.3	5	0

Zona de Lomas

Se identifican tres serranías que forman la zona de las Lomas; al poniente de la cuenca la Sierra de las Cruces y los derrames basálticos del Pedregal del Xitle al sur-suroeste y la Sierra de Guadalupe que corresponde a la región Norte. En las Sierras del Poniente y del Norte predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos glaciales y de origen aluvial. En el pedregal del Xitle las formaciones basálticas sobreyacen a tobas y depósitos fluvio-glaciales más antiguos.

a) Sierra de las Cruces.

Está integrada por abanicos volcánicos con acumulaciones superficiales de materiales piroclásticos. La actividad de potentes volcanes andesíticos estratificados de la Sierra de las Cruces, originó los siguientes elementos litológicos en la formación de las Lomas:

Horizontes de cenizas volcánicas. Son producto de erupciones violentas que originaron tobas cementadas a grandes distancias del cráter.

Capas de erupciones pumíticas. Producto de erupciones aún más violentas. Se depositaron como lluvia en capas muy uniformes hasta lugares distantes del cráter.

Lahares. Son acumulaciones caóticas de piroclásticos transportados por corrientes de agua, generadas por lluvias torrenciales inmediatas a la erupción.

Lahares calientes. Estos depósitos son menos frecuentes ya que están asociados a actividades volcánicas extraordinarias. Son representativos de estos las arenas y gravas azules.

Depósitos glaciales. Son depósitos de color rosa caracterizados por grandes bloques angulosos en una matriz fina, dispuestos en forma caótica.

Depósitos fluvio-glaciales. Formados por el arrastre del agua que se derrite y sale del glaciar, dispuestos en ligeras estratificaciones.

Depósitos fluviales. Del mismo origen que la formación clásica aluvial del relleno de la Cuenca del Valle de México.

Suelos. Los climas húmedos y áridos produjeron la alteración de lahares y cenizas originando suelos de color rojo y gris respectivamente.

En algunos puntos se encuentran rellenos no compactados que son empleados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos de minas antiguas.

Todos los materiales mencionados presentan variaciones en sus características de compactación y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona; a excepción de cortes en lahares compactos, en los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla.

Los tobas y lahares fracturados pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que generan bloques potencialmente inestables que bajo la acción de un sismo o por efecto de la infiltración de agua en las superficies de fracturamiento, pueden activarse y colapsarse por completo.

Algunas tobas ofrecen una alta resistencia al intemperismo --incluso se endurecen al exponerse al ambiente--, mientras que otras presentan una gran velocidad de degradación y erosión.

Los depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules pueden presentar un estado semicompacto proporcionando una buena estabilidad a los taludes verticales; sin embargo, este estado semicompacto se debe a la cohesión aparente generada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua; por lo tanto, el hinchamiento o el secado de estos materiales puede ocasionar la falla de los taludes.

En los lahares poco compactos y los depósitos glaciales y fluvioglaciales se presenta una compactación y cementación muy errática, por lo que la acción erosiva del viento y del agua tiende a formar depósitos de talud creciente, que detienen su avance al alcanzar el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

b) Pedregal del Xitle.

Las extensas coladas de lavas basálticas descendidas del cerro del Xitle cubrieron las lomas al pie del Ajusco y siguieron hasta la planicie lacustre de Tlalpan y San Angel. Toda la zona cubierta por lavas se le identifica como los pedregales de: San Angel, San Francisco, Santa Ursula y Radierna.

Debajo de las lavas del Pedregal de San Angel abundan importantes acumulaciones de morrenas y secuencias fluvioglaciales derivadas de su erosión. Es de suponerse que antes de que las lavas del Xitle cubrieran el sitio, otras corrientes lávicas inundaron el Valle.

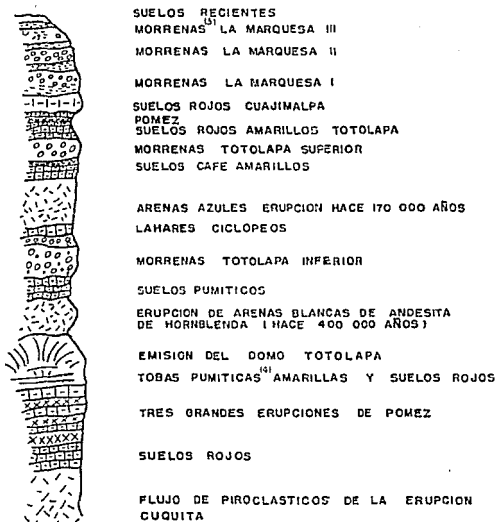


FIG. 1.16 ESTRATIGRAFIA DE LAS LOMAS

(1) LAS MORRENAS SON FORMACIONES COMPUESTAS DE TILITA, ROCA FORMADA POR LA LITIFICACION DE DEPOSITOS GLACIARES SIN ESTRATIFICAR.

(2) CENIZA VOLCANICA CONSOLIDADA.

Las columnas lávicas de los pedregales generados por el Xitle presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escoria. La excavación de estos basaltos debe diseñarse considerando los planos principales de fracturamiento y no la resistencia propia de la roca; en el caso de minas y cavernas debe analizarse la estabilidad de los techos.

c) Sierra de Guadalupe.

Constituida principalmente por domos de roca volcánicas dacíticas y andesíticas. El tectonismo que originó esta Sierra se remonta al Mioceno Medio; consiste de fracturas y fallas dirigidas al ESE. Son característicos de la Sierra de Guadalupe los potentes depósitos de tobas amarillas a los pies de sus múltiples elevaciones en forma de abanicos aluviales. Estas tobas están integradas por estratos de vidrio pumítico fino a grueso.

1.4 Estratigrafía de la Zona de Lomas.

De acuerdo a los problemas de cimentación se han identificado seis grupos de suelos en esta zona:

a) Tobas estables en presencia del agua, compuestas por mezclas de arena y grava en diferentes proporciones, cementadas por una matriz de suelos finos con gran capacidad de carga. Suelos con estas características se ubican con mayor regularidad al Norte de la Zona Poniente Pétreo y principalmente en la zona alta de las Lomas de Chapultepec, donde aparecen conglomerados de muy alta capacidad de carga.

En estas zonas se localizan cavernas que alguna vez fueron banco de explotación de materiales de construcción, haciendo riesgoso el cimentar construcciones de cualquier tipo sobre estas.

b) Suelos formados por tobas inestables ante la presencia del agua, compuestos principalmente por arcillas de mediana a alta plasticidad cementadas pobremente. Se localizan más frecuentemente al Sur de la Zona Poniente Pétreo. Este tipo de suelos es muy malo como material de relleno por su gran erosibilidad. Además se presentan grandes problemas de compresibilidad por saturación.

c) Suelos pumíticos. Intercalados entre capas de mucho mayor resistencia, se localizan estratos dispuestos horizontalmente de arena pumítica limpia, de espesores variables entre 1 y 3 m. Debe tenerse cuidado en el diseño de cimentaciones profundas que transmitan presiones de contacto altas, ya que a presiones de contacto altas ($> 25 \text{ kg/cm}^2$), se presenta rotura de granos en estos materiales.

d) Rellenos. La expansión de la mancha urbana hacia las zonas pétreas, ha generado en ocasiones el aprovechamiento de barrancas rellenándolas con material mal compactado. La saturación de estos rellenos ocasiona problemas de hundimientos muy críticos.

e) Suelos de origen eólico. Son depósitos de arena suelta producto del intemperismo ocasionado por el viento. Se estiman espesores del orden de 4 m. Su mayor desarrollo de estos suelos se tiene al pie de la Sierra de Guadalupe, donde se presentan hundimientos bruscos bajo acciones dinámicas.

f) Roca basáltica. Gran parte de la zona Sur acusa derrames de lava con grados de fracturamiento y ocurrencias variables, en los que se observa el basalto dispuesto en forma vesicular o en columnas. El basalto sano de la zona Sur tiene quizá las mayores resistencias encontradas en el Valle de México.

1.5 Características y propiedades ingenieriles del subsuelo de la Zona de Lomas.

El subsuelo de la Zona de Lomas está configurado por materiales de origen volcánico y suelos debidos a la meteorización de estos. Esta zona presenta las mayores resistencias al corte y a la compresibilidad, nunca se pueden presentar problemas debidos a la existencia de minas y cavernas.

Dada la alta resistencia al corte y la baja compresibilidad del subsuelo de la zona de Lomas, las cimentaciones tienden a ser de tipo superficial, aún para estructuras altas y pesadas.

Con frecuencia se presenta una capa superficial dura en las formaciones de la zona profunda sobre suelos no cementados de consistencia más baja. Cuando el espesor de la capa es grueso, la capacidad de carga de esta es alta. En terrenos de esta naturaleza hay estructuras pesadas cimentadas sobre zapatas aisladas o corridas.

La presencia de minas o cavernas, producto de la explotación de materiales, ha llegado a colapsar en ocasiones totalmente las construcciones. Precisamente la bóveda de estas minas está constituida por la capa superficial aludida. La localización de estas minas generalmente sigue una ruta bien definida: al poniente del Anillo Periférico desde San Jerónimo en el Sur hasta Lomas Verdes en el Norte, abarcando la mayoría de las colonias intermedias.

Las veces que se han detectado estas cavidades, se ha procedido a rellenarlas desde la superficie o bien a reforzar las bóvedas mediante la construcción de muros en su interior. En otras ocasiones el nivel de desplante de las construcciones se ha llevado mediante pilas hasta profundidades mayores al piso de las cavidades.

La exploración previa y la solución a estos problemas elevan notablemente el costo de las cimentaciones. Por otra parte, esta problemática se agrava más debido al acelerado ritmo de crecimiento de la Ciudad hacia los lomeríos del poniente para abrir nuevas áreas residenciales.

Es conveniente enfatizar la necesidad de realizar exploraciones que garanticen el correcto diseño de cimentaciones en urbanizaciones de áreas de topografía abrupta; los rellenos a que se recurre borran el perfil original del terreno.

Los derrames basálticos del Pedregal también presentan algunos problemas debido al fracturamiento y grietas que tiene la roca. Es común solucionar esto mediante el desplante de la cimentación a mayor profundidad que la de las esvidades, la inyección de cementas tes constituye en ocasiones una buena alternativa, cuando se trata de bloques de roca mal apoyados estos deben apuntalarse.

1.6 Sismicidad en la Zona de Lomas de la Ciudad de México.

1.6.1 Aspectos generales de la sismicidad en la zona

Como se ha insistido, en general la estratigrafía de la Zona de Lomas está constituida por depósitos de suelo firmes y de baja compresibilidad. Para efectos de sismo, como también en lo que se refiere a cimentación, se acostumbra dividir el terreno de la ciudad en zonas de "alta compresibilidad" cuando corresponden a la parte arcillosa o sobre el fondo del valle y de "baja compresibilidad" al referirse a los más resistentes.

Dadas las condiciones tectónicas, México se encuentra en una zona de gran actividad sísmica, principalmente en su región sur. Incluyendo su mar territorial, está repartido entre cuatro placas: dos grandes, la de Norteamérica que va desde México hasta el Ártico y la del Pacífico que además de parte de México incluye parte de Estados Unidos y casi todo el Pacífico del Norte, una mediana, la Placa de Cocos que ocupa parte del Océano Pacífico, frente a las costas de México y Centroamérica y se extiende al suroeste de Costa Rica; y la pequeña placa de Rivera que se encuentra en la boca del Golfo de California. El movimiento relativo entre sí de estas placas y la subducción de ellas⁽⁶⁾ es el origen de los temblores. La Fosa de Acapulco, locus de la elevada sismicidad en el Sur del país, se debe al contacto entre las placas de Norteamérica y de Cocos, subducida la primera sobre la segunda.

(6) EL FENÓMENO DE SUBDUCCION SE PRESENTA CUANDO LAS PLACAS EN CONTACTO SE DESLIZAN SINERGIENDOSE UNA POR OTRA. ESTE PROCESO ES LENTO, PERO LO QUE LOS ESFUERZOS SE ACUMULAN HASTA UN PUNTO EN QUE LA FUERZA DE FRICCIÓN ENTRE LAS PLACAS NO ES SUFICIENTE PARA EVITAR UN MOVIMIENTO SUBITO QUE FORMA ENERGIA ELASTICA EN FORMA DE ONDAS SISMICAS, PRODUCIENDOSE ASI UN TERREMOTO.

Las características de mayor interés de un sismo son la duración, la amplitud máxima y la frecuencia. Es obvio que los efectos de un temblor en nuestra ciudad se amplifican más en los terrenos de alta compresibilidad que en los de baja, pues en estos las ondas se transmiten más difícilmente y se amortiguan mucho por las masas de suelo firme.

Se ha observado que en suelos firmes o duros (característicos de la Zona de Lomas) la frecuencia es más alta que en suelos blandos, es decir, el número de ciclos de oscilación del terreno por unidad de tiempo es mayor, por lo que el movimiento se desarrolla con mayor brusquedad y rapidez que en los terrenos blandos, donde es más lento; y en los que los desplazamientos y la duración total son -por lo regular- mucho mayores.

En el pasado sismo de septiembre de 1905, las aceleraciones y los movimientos del sismo se amplificaron notoriamente más en la zona del Lago que en la Zona de Lomas. La amplificación de dichos efectos fue de unas 5 veces mayores que en zonas firmes.

Por otra parte, debe buscarse que las propiedades dinámicas de la estructura sean congruentes con las del suelo en que está asentada; en general se dice que en suelos firmes se comportan mejor las estructuras flexibles y en suelos blandos las estructuras rígidas (con esto se trata de evitar la posible resonancia por coincidencia de las propiedades dinámicas de la estructura y el suelo, como la del 1) de septiembre). Por esta razón, los daños fueron mínimos en las estructuras asentadas en la Zona de Lomas, donde el período de vibración dominante del terreno era pequeño comparado con el período de vibración de las ondas sísmicas de unos 2 segundos de duración.

1.6.2 Coeficientes sísmicos

El objetivo de clasificar a la estructura de acuerdo con su ubicación es el de incorporar en el análisis, las diferentes respuestas de onda zona ante excitaciones sísmicas, lo cual se refleja en el coeficiente sísmico especificado en el art. 2ºb del RCDP.

Ante la imposibilidad de evaluar con precisión las fuerzas horizontales que para cada sismo se inducen en las estructuras, el reglamento proporciona un parámetro que refleja las acciones máximas esperadas en la vida útil de la estructura para cada zona del D.F. Este parámetro se denomina coeficiente sísmico y se define en el art. 206 del Reglamento. De acuerdo con este artículo la fuerza horizontal que obra en la base de la estructura es:

$$V_0 = c W$$

donde:

- V_0 : fuerza horizontal llamada cortante basal
- c : coeficiente sísmico que representa un porcentaje de la gravedad expresado en decimal
- W : peso total de la estructura que se encuentra por encima del punto donde no hay restricción al desplazamiento horizontal

Así se tiene que para la Zona de Lomas el coeficiente sísmico será igual a 0.16, siendo igual a 0.32 y 0.40 para las zonas II y III respectivamente (de transición y del lago).

1.6.3 Factor de comportamiento sísmico

El factor de comportamiento sísmico incluye la capacidad de los elementos estructurales al resistir cargas cíclicas durante la acción de un sismo; la ductilidad, la resistencia y la capacidad de deformación sin incurrir en una falla frágil en los miembros de una estructura sometidos a movimientos sísmicos, representan un aspecto fundamental en el diseño. El factor Q de comportamiento sísmico varía entre 1 y 4 de acuerdo a los requisitos de estructura y resistencia (inciso 5, NTC-Sismo).

1.6.4 Espectros de diseño

Una de las varias maneras de medir un sismo es empleando espectros de respuesta. Estos son gráficas de respuestas máximas de estructuras de 1 grado de libertad de distintos períodos obtenidos a partir del registro de la excitación sísmica, vista como aceleración registrada por un acelerógrafo.

Los espectros de respuesta muestran las características del sismo desde el punto de vista del efecto (desplazamiento, velocidad y aceleración) sobre las estructuras. Es evidente que durante la vida

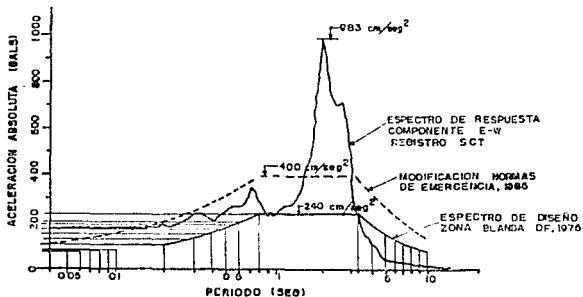
útil de una estructura, más de una vez estará sujeta a la acción de un sismo. Si interesan los espectros para obtener las aceleraciones máximas, conviene considerar no solo el espectro de respuesta de un solo sismo, sino los de todos aquellos aquellos que pudieran tener efecto sobre la estructura. Para cubrir esta posibilidad se utilizan espectros de diseño.

Los espectros de diseño se idealizan en tres ramas: una ascendente, una horizontal y otra descendente, expresada como una función exponencial. Se proporcionan tres espectros diferentes, uno para cada tipo de suelo, considerando los efectos de los temblores y su respuesta en cada tipo de suelo.

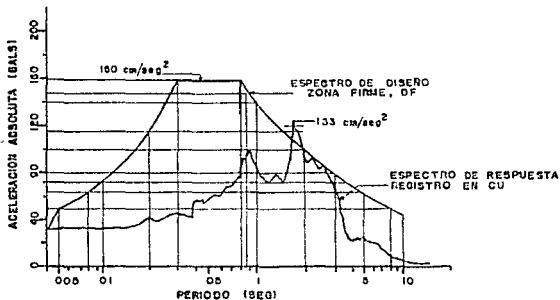
Los coeficientes sísmicos que se presentan en el art. 206 del R.D.F. corresponden a las ordenadas máximas del espectro de aceleraciones; en la sección 3 de las NTC para Diseño por Sismo se indican los valores de los períodos característicos para dichos espectros en las tres zonas en que se divide el D.F.

Así, la naturaleza de las vibraciones en función del tipo de suelo -firme o blando- modifica la forma de los espectros de respuesta. En la figura 1.17 se pueden observar las diferencias entre el espectro de diseño para el terreno duro y el espectro de diseño para el terreno blando del D.F.

ESPECTRO DE RESPUESTA AMORT (1/4) 6



ESPECTROS DE DISEÑO Y DE RESPUESTA, TERRENO BLANDO DF



ESPECTROS DE DISEÑO Y DE RESPUESTA, TERRENO DURO DF

2. Exploración, muestreo y pruebas de laboratorio.

Exploración y muestreo de suelos.

El diseño de una cimentación implica un conocimiento amplio y claro de las propiedades físicas y estratigráficas del subsuelo. El trabajo combinado de campo y de laboratorio definirá estas bases. Lo anterior es lo que se llama un programa de exploración o exploración del suelo. Para poder llevar a cabo una exploración del suelo es necesario efectuar sondeos y extraer muestras para su identificación y realización de pruebas de laboratorio. Para efectuar los sondeos se dispone de una buena variedad de métodos de perforación, así como la extracción de muestras puede llevarse a cabo con diferentes técnicas; ambos procedimientos dependen en buena parte de las condiciones del terreno a explorar y del objetivo del programa.

Se pueden conocer de una manera general las características generales del subsuelo con algunos sondeos preliminares; del análisis de estos podrá ser adecuado la elaboración de un programa de exploración y muestreo mejor definido, aunque pudiera ser más conveniente el empleo de métodos directos que no requieran muestreo (como pruebas de penetración estándar o cónica) y que permitan evaluar la consistencia o compacidad relativa de los estratos más débiles. Pero debe tenerse presente que el procedimiento más efectivo a elegir dependerá de la naturaleza del suelo y de los datos que requiera el proyecto. Así, en algunos casos, resultará conveniente la excavación de pozos a cielo abierto para la inspección directa de los materiales del suelo. En suelos en que existan estratificaciones de materiales blandos sobreyaciendo algún depósito firme, el empleo de métodos geofísicos puede ser ventajoso para recuperar información general en situaciones de este tipo.

A continuación se desarrollan las diferentes técnicas y procedimientos para la exploración y el muestreo del suelo.

2.1 Perforaciones y sondeos.

2.1.1 Sondeos con palas posteadoras y barrenas helicoidales.

Este método es el más sencillo para efectuar un sondeo. En la Figura 2.1 se muestran estas herramientas. Su funcionamiento es sencillo: mediante la aplicación de un giro en el maneral se hace penetrar en el terreno la herramienta colocada en el extremo de una tubería de perforación a la que se añaden tramos conforme se profundiza el sondeo, aunque existen barrenas impulsadas mecánicamente que pueden alcanzar profundidades muy grandes, siempre y cuando el suelo tenga cierta cohesión que impida los derrumbes de las paredes de la perforación. En caso que el sondeo no sea estable puede recurrirse al uso de ademe aunque esto puede ser no muy conveniente por las molestias debidas a la extracción de la barrena mientras se hinca el ademe. De ahí que su uso sea escaso en materiales que requieran soporte lateral.

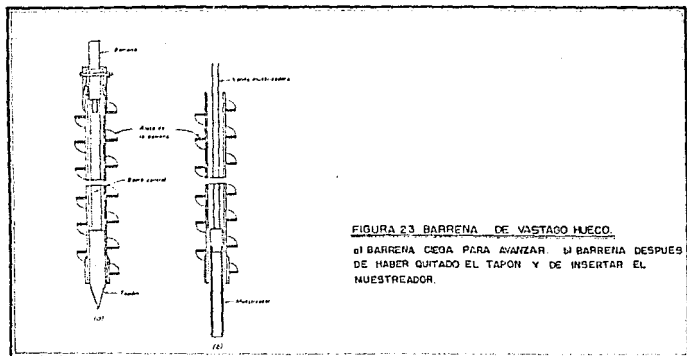
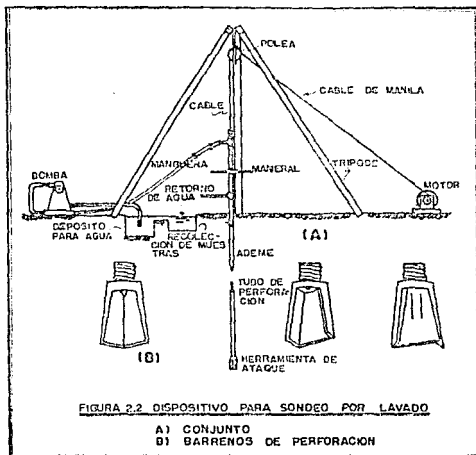
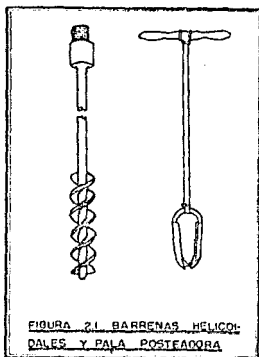
Las palas posteadoras y los barrenos helicoidales son herramientas que extraen muestras completamente alteradas, pero que pueden ser representativas del suelo en lo que al contenido de agua respecta, por lo menos en suelos plásticos. En México es más común el uso de palas posteadoras.

2.1.2 Perforación con lavado.

Este método puede ser aplicable en todos los suelos excepto en los que la perforación tenga que atravesar estratos muy resistentes.

La perforación se lleva a cabo mediante un trépano de percusión, y a la vez que impacta se inyecta un fluido de perforación que erosiona y arrastra el material cortado hasta la superficie. Para la aplicación de esta técnica se requiere de un equipo compuesto de: un malacate de fricción para cable de manila de 500 kg, una bomba para agua o lodo para un gasto de 45 lt/min y presión de 5 kg/cm², trípode con polea, barras y trépanos de perforación y ademe metálico.

Una vez montado el equipo (Figura 2.2) se hace penetrar la columna de barras con el trépano en la punta, dejándola caer de una altura de 0.5 m a 1.0 m a razón de 60 golpes por minuto, girando



manualmente la tubería en cada golpe para cambiar la posición del trépano y permitir que rompa con más facilidad. Simultáneamente la bomba inyecta agua o lodo de perforación para permitir el flujo del material cortado hasta la superficie. Cuando se usa lodo de perforación como fluido, puede no haber necesidad de emplear ademe, por la propia estabilización del lodo a las paredes, no así la inyección de agua que quizá requiera de ademe para evitar el desprendimiento del material de las paredes de la perforación.

Con este procedimiento pueden alcanzarse profundidades hasta de 30 m.

2.1.3 Sondeos con barrenas de vástago hueco.

El equipo de perforación se instala en camiones y se opera mecánicamente, por lo que con este procedimiento se pueden alcanzar profundidades hasta de 60 m con bastante rapidez. Para hacer los sondeos se hincan una barrena provista de aspas helicoidales continuas con vástago hueco que permite la introducción de las herramientas muestreadoras. Así, a la vez que la barrena avanza, sirve como ademe para la perforación misma. En el extremo inferior la barrena está provista de un tapón unido a una barra central, cuya función es impedir la entrada de material al vástago hasta alcanzar la profundidad de muestreo necesaria. Luego se extrae la barra central con el tapón y se introduce el muestreador (Figura 2.3). En suelos cohesivos no es necesario el empleo del tapón, ya que, al introducirse la barrena, el suelo irá formando un tapón al entrar el material unos 10 o 15 cm dentro de esta. En suelos friccionantes abajo del nivel freático las presiones en exceso de la hidrostática pueden provocar la introducción del suelo varios metros dentro del vástago al sacar el tapón por lo que el material que se halla bajo el vástago se altera a tal grado que no serán demasiado confiables las indicaciones sobre su compacidad relativa por lo que, bajo estas condiciones, no deberá emplearse el tapón, sino que se mantendrá el agua dentro del vástago a un nivel más alto que el del freático.

El uso de esta barrena en materiales limosos sueltos o en materiales granulares puede disminuir la relación de vacíos natural e incrementar la presión de confinamiento en la zona inmediata al extremo inferior de la barrena, por lo que los datos sobre las propiedades mecánicas del material no serán confiables.

2.1.4 Perforación « rotación ».

Esta técnica de perforación consiste en introducir una broca que opera a rotación y presión con el objeto de cortar el suelo y, mediante la inyección de un fluido de perforación (agua o lodo o mezcla de agua con bentonita), arrastarlo hasta la superficie « la vez que se enfría la broca.

Abajo del nivel freático puede operar en cualquier suelo. En suelos granulares se empleará ademe metálico para estabilizar las paredes de la perforación, salvo que la viscosidad y densidad del lodo con que se opere sean adecuadas para estabilizar el sondeo.

El equipo para aplicar esta técnica se compone de una perforadora rotatoria con un sistema hidráulico de carga con potencia mínima de 30 HP, una bomba para el manejo de lodos de perforación de 100 lt/min, brocas triconicas y tipo drag de 7 a 19 cm, además y tubería de perforación. Este procedimiento permite alcanzar profundidades ilimitadas aún en materiales muy resistentes.

2.1.5 Perforación por percusión.

Este método es apropiado cuando los sondeos deben atravesar estratos de resistencia muy alta de suelo o de roca. Una barrenadora de gran peso se levanta y se deja caer alternativamente de manera que el material sea remolido hasta alcanzar la consistencia de la arena o del limo. Si existe peligro de derrumbe el sondeo puede ademarse.

Más que para fines de exploración, las perforaciones por percusión son empleadas para la perforación de pozos de agua; la naturaleza del método no permite el muestreo de especímenes intactos para su identificación y prueba.

2.1.6 Perforación en seco.

La perforación en seco constituye la técnica más recomendable para sondear suelos arriba del nivel freático ya que no altera el contenido de agua del suelo. Aún bajo el nivel freático resulta más conveniente que los métodos anteriores.

Una perforadora rotatoria introduce el sistema de barras helicoidales que transporta a la superficie el suelo cortado por la broca también de tipo helicoidal a una velocidad de rotación de 50 rpm.

En suelos que presentan problemas a la estabilidad de la perforación deberá utilizarse ademe espiral.

La profundidad máxima que se alcanza con esta técnica es de 30 m aproximadamente.

2.2 Muestreo del suelo.

2.2.1 Tipos de muestras.

Para poder clasificar e identificar un suelo se requieren muestras representativas de este, en las que se practicarán ensayos de laboratorio a fin de determinar sus propiedades físicas y mecánicas.

Según el objeto con que se realice el sondeo exploratorio, las muestras que se pueden obtener podrán ser de dos clases:

- Muestras alteradas. Son especímenes de suelo cuyo acomodo estructural se pierde a consecuencia de su extracción. Esta clase de muestras sirven para identificar el suelo y practicar en ellas pruebas que determinen sus propiedades índice.
- Muestras inalteradas. Son muestras que han sufrido deformaciones insignificantes durante el muestreo, es decir, su acomodo estructural está relativamente inalterado, ya que su extracción necesariamente induce cambios de esfuerzo. Se utilizan para identificar el suelo y para realizar pruebas índice y mecánicas.

2.2.2 Muestreadores.

Para poder obtener muestras representativas del suelo es común el manejo de muestreadores que, en general, están formados por un tubo cilíndrico de extremos abiertos. Dependiendo de la naturaleza del terreno, se dispone de una variedad de muestreadores de características y funcionamiento específicos.

A) Muestreador Shelby.

El tubo de pared delgada o Shelby es el muestreador más empleado para la obtención de muestras inalteradas en suelos finos a semi duros. Es un tubo liso afilado de acero o latón de 7.5 a 10 cm de diámetro, terminado en punta y unido a una cabeza muestreadora montada al final de la tubería de perforación con la que se hince el muestreador desde la superficie.

En la figura 2.4 se muestra un tubo Shelby con dos tipos de unión tubo-cabeza usuales; el primero con tres tornillos allen y el segundo con cuerda, este último más confiable aún en suelos duros. La cabeza del tubo presenta perforaciones laterales y tiene una válvula esférica que se abre permitiendo aliviar la presión del interior del tubo durante el muestreo. Posteriormente se cierra para proteger la muestra de las presiones que se generan durante la extracción. Antes de extraer el muestreador debe dejarse en reposo durante 0,5 min para que la muestra expanda en su interior y aumente su adherencia, después se corta la base de la muestra girando dos vueltas el muestreador y se lleva a la superficie, donde se clasifica y protege la muestra obtenida.

B) Muestreador Denison.

El muestreador Denison es empleado en suelos de naturaleza más firme como arcillas duras, limos compactos, limos cementados con poca cantidad de gravas, etc. Consta de dos tubos concéntricos; uno interior hincado a presión y cuyo fin es obtener la muestra de suelo, el otro tubo exterior opera a rotación cortando el suelo en derredor de la tubería. Este muestreador requiere un fluido de perforación que se hace circular entre ambos tubos.

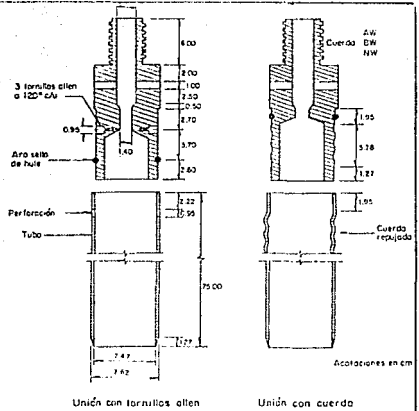


FIGURA 2.4 MUESTREADOR SHELBY

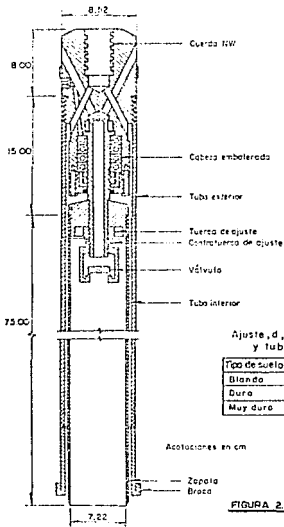


FIGURA 2.6 MUESTREADOR DENISON

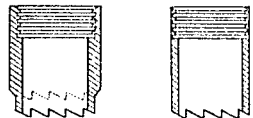
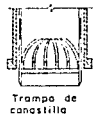


FIGURA 2.6 TIPOS DE BROCA DENISON

Los tubos concéntricos están adaptados a una cabeza con baleros axiales, que los une a la tubería de perforación y permite que el tubo interior se hincque a presión en el suelo sin inducir esfuerzos de torsión a la muestra; a la vez que el tubo exterior gira y corta el suelo del alrededor. Para proteger a la muestra de la contaminación que pudiera ocasionar el fluido de perforación, la cabeza del muestreador está provista de una tuerca de ajuste para controlar la posición relativa entre ambos tubos; así el tubo interior penetra en el suelo una distancia d (Figura 2.5) antes que la broca. Una vez hincado el muestreador se deja también un tiempo de 0.5 min. para la expansión de la muestra.

Las brocas de corte son de acero con incrustaciones de carburo de tungsteno para proteger las zonas de mayor desgaste. En la figura 2.6 se muestran los dos tipos más usuales.

Para su operación en suelos granulares conviene adaptarles una trampa en forma de canastilla como la mostrada en la misma figura.

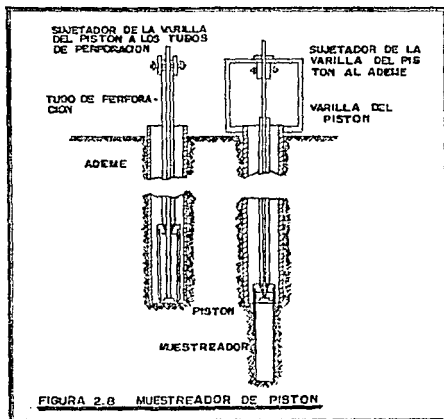
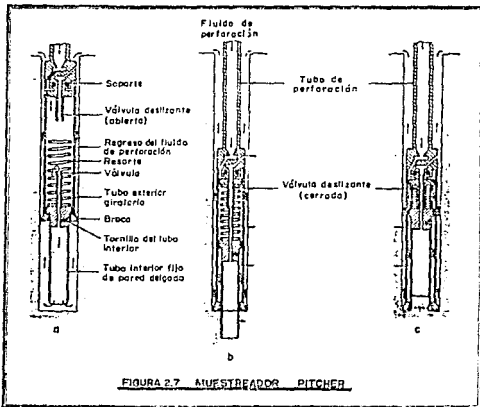
C) Muestreador Pitcher.

El muestreador Pitcher es similar al Denison; su uso es adecuado en arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas y particularmente en suelos con capas delgadas de materiales de diferente dureza. Consta de dos tubos concéntricos, unidos a una cabeza compuesta de dos piezas: la superior es fija y transmite la rotación al tubo exterior que es el que corta, mientras que le inferior soporta el tubo interior de 7.5 a 10 cm de diámetro en que se aloja la muestra. Esta parte inferior está separada de la fija por un resorte axial que permite regular la posición relativa del tubo interior con respecto al exterior. En la figura 2.7 se presenta un corte de este muestreador con unión tubo-cabeza con tornillos allen. La parte fija de la cabeza está provista de un balero axial que mantiene estático al tubo interior mientras gira el exterior y absorbe la reacción del resorte axial.

Las brocas de corte que utilizan los muestreadores Denison y Pitcher son similares en su construcción.

D) Muestreador de pistón.

Es un tubo de pared delgada provisto de un pistón que cierra _



después, luego se empuja el muestreador, mientras el pistón permanece fijo en el fondo del sondeo, como se muestra en la figura 2.3. La función del pistón es impedir el flujo de los suelos blandos dentro del tubo eliminando, de este modo, gran parte de la alteración de la muestra. También ayuda a aumentar la longitud de la muestra que puede recuperarse creando un ligero vacío, que tiende a retener la muestra en caso que la parte superior de la columna de suelo comience a separarse del pistón. Al extraer el muestreador, el pistón también impide que la presión del agua influya sobre la parte superior de la muestra. En la actualidad es posible el muestreo inalterado de arenas abajo del nivel freático con muestreadores de pistón.

E) Corazones de roca.

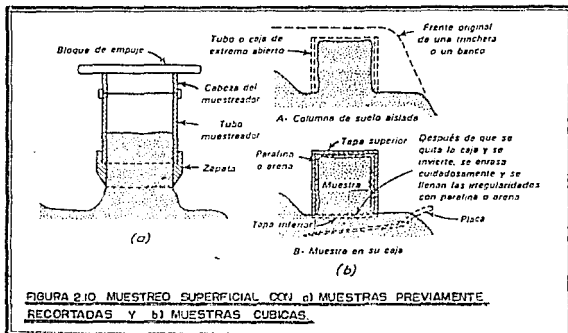
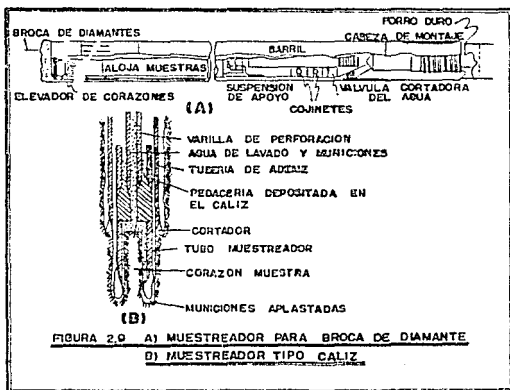
Cuando la perforación de un sondeo llega a encontrar alguna capa de roca sana, no es posible seguir profundizando ni obtener una muestra con ninguno de los métodos anteriores. En este caso debe proseguirse la perforación utilizando máquinas de perforación provistas con broca de diamantes o del tipo cáliz. Las brocas de diamantes son de acero duro con incrustaciones de diamante industrial. Se acoplan a un muestreador llamado "de corazón" en cuyo interior se aloja la muestra. A su vez el muestreador se monta al final de la tubería de perforación. Las brocas del tipo cáliz están provistas de un muestreador de acero duro, cuya penetración se facilita con la introducción de municiones a través de la tubería de ademe y que actúan como abrasivo.

Una vez introducido el muestreador en la roca matriz se desprende el corazón de roca que ha penetrado en él, para lo cual se suspende la inyección de agua provocándose que los fragmentos de roca producen un tapón entre el espacio de la roca y la parte inferior de la muestra, o bien; un aumento brusco de velocidad puede provocar dicho taponamiento.

En la figura 2.9 se ilustra un muestreador de este tipo.

F) Muestras extraídas manualmente. Pozos a cielo abierto.

Un pozo a cielo abierto es una excavación que se practica manualmente en el terreno de dimensiones suficientes para que un técnico pueda introducirse en él; frecuentemente son de 1.5 m de lado y la profundidad no va más allá de los 3 metros. Básicamente se emplea para reconocer un sitio; sin embargo, cuando es posible efec--



tuerlos, constituyen la técnica más satisfactoria para conocer las condiciones del subsuelo en su estado natural, ya que se puede apreciar la disposición de los diferentes estratos así como las condiciones del agua contenida en el suelo. Desgraciadamente esta técnica presenta una limitante muy importante: la excavación no puede llevarse a profundidades muy grandes debido a que, en primer lugar, el flujo de agua bajo el nivel freático es difícil de controlar y, en segundo término, la necesidad de ademes y el excesivo traspaleo aumentan considerablemente el costo de la excavación.

Es posible extraer muestras inalteradas de suelos que tengan cierta cohesión que permita labrar el espécimen ya sea en el fondo del pozo o en las paredes. Las muestras inalteradas deberán protegerse contra la pérdida excesiva de humedad con una manta emparafinada. En la figura 2.10 se ilustran dos métodos para obtener estas muestras.

2.3 Métodos directos. Medias de consistencia y compacidad relativa.

Penetrómetros. Mediante estos métodos se puede investigar la consistencia de estratos cohesivos o la compacidad relativa de granulares sin necesidad de hacer sondeos o extraer muestras. Estos procedimientos se basan en la resistencia que opone el suelo al avance de un aparato llamado penetrómetro. Si el penetrómetro se hincia uniformemente en el suelo, la prueba se denomina penetración estática. Si la hincia requiere golpeo se llama prueba de penetración dinámica.

2.3.1 Penetración estándar (Penetración dinámica).

La prueba de penetración estándar es el procedimiento directo que proporciona resultados más confiables sobre el suelo explorado. Es también el de mayor uso en nuestro país.

Este método tiene la ventaja de recuperar muestras alteradas representativas del suelo además que, mediante correlaciones, permí

ta conocer la resistencia al corte de este.

El penetrómetro estándar es un tubo de pared gruesa dispuesto en media cña para facilitar la extracción de la muestra, de forma y dimensiones especificadas (Figura 2.11 a). La cabeza de este muestreador tiene una válvula esférica que durante el hincado se levanta permitiendo aliviar la presión del fluido de perforación y azolve que se acumulan en el interior del muestreador y al extraerlo, cae por peso propio impidiendo la expulsión de la muestra por efecto del fluido.

El penetrómetro se enrosca al extremo de una columna de barras de perforación y se hince mediante energía proporcionada por un martinete de 63.5 kg de peso que cae libremente desde una altura de 75 ± 1 cm e impacta sobre una pieza yunque integrada a la tubería de perforación, contando el número de golpes dados para que el muestreador penetre 30 cm. Cada 60 cm de avance se extrae el muestreador retirándose la fracción de suelo del interior, lo que constituye una muestra.

Para considerar la falta de apoyo, los golpes dados para la introducción de los primeros 15 cm no se toman en cuenta; los necesarios para que penetre los siguientes 30 cm definen la resistencia a la penetración estándar. Por último se introduce el penetrómetro en toda su longitud. Si no se logra introducir los 60 cm cuando se han dado 50 golpes, la prueba se suspende y por extrapolación se deduce el número de golpes N.

Cuando se opere en suelos arenosos puede proveerse el aparato de una trampa en forma de canastilla para la retención de muestras.

La resistencia a la penetración estándar se plasma en un perfil dibujando el número de golpes dados para hincar los 30 cm intermedios a la profundidad media de realización de la prueba.

En suelos fricciones la prueba permite relacionar —a modo muy aproximado— el valor de la compacidad y el ángulo de fricción interna (Figura 2.11 b). También se han elaborado gráficas que relacionan la resistencia a la penetración estándar con la presión vertical y la compacidad relativa (Figura 2.11 c). En una forma menos aproximada, en arcillas se estima el valor de la resistencia a la compresión simple, en función también de la resistencia a la penetración estándar (Tabla 2.1).

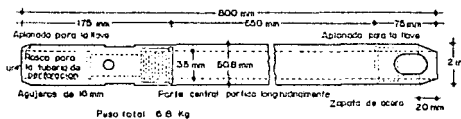


FIGURA 2.11a PENETROMETRO ESTANDAR

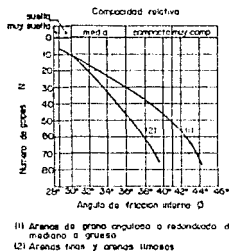


FIGURA 2.11b CORRELACION ENTRE EL NUMERO DE DE GOLPES Y EL ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA EN ARENAS

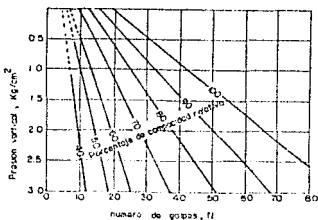


FIGURA 2.11c RELACION ENTRE LA PENETRACION ESTANDAR, LA PRESION VERTICAL Y LA COMPACTAD RELATIVA PARA ARENAS

TABLA 2.1

CONSISTENCIA	No. de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, q_u
		kg/cm^2
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2 - 4	0.25 - 0.50
Medio	4 - 8	0.50 - 1.0
Firme	8 - 15	1.0 - 2.0
Muy firme	15 - 30	2.0 - 4.0
Dura	> 30	> 4.0

2.3.2 Penetrómetro holandés de cono (Penetración estática).

Pese a no extraer muestras del subsuelo, el uso del cono holandés se encuentra muy extendido en suelos arenosos, para los que se han desarrollado correlaciones confiables que definen la clasificación tentativa de los suelos en que penetra así como su compactación, resultando poco confiables estas correlaciones en suelos arcillosos por lo que no es muy frecuente su empleo.

El penetrómetro holandés es un cono de acero que se hincó en el suelo con la ayuda de una columna de barras que en la parte superior soporta presión estática transmitida por un gato hidráulico. Esta tubería de perforación se dispone en forma concéntrica a una tubería exterior para proteger la primera de la fricción lateral. La velocidad de penetración regularmente es constante y del orden de 1 cm/seg. En la figura 2.12 se muestra un corte esquemático del penetrómetro holandés. Consta del cono de acero de 3.57 cm de diámetro con ángulo de ataque de 60°, una funda deslizante de 3.57 cm de diámetro y 13 cm de longitud. La tubería de perforación (interna) es de 1.5 cm de diámetro y está provista de un tope que limita el movimiento de la barra central dentro de la funda a 4 cm. La tubería exterior es de 3.57 cm de diámetro.

La prueba efectuada con este dispositivo permite conocer la resistencia de punta (q_c) y la fricción lateral (f_s), medidas en el sistema hidráulico que genera la fuerza axial necesaria para el hincado. La magnitud de la fuerza axial se determina midiendo la presión del fluido hidráulico. En modelos recientes, el aparato está provisto de celdas de carga con deformímetros eléctricos colocados atrás del cono y de la funda deslizante, que miden la fuerza axial aplicada con mayor precisión.

Mediante el manejo de sencillas expresiones se determinan los valores de q_c (resistencia de punta) y f_s (fricción lateral). Esta información, a modo de interpretación, se grafica contra la profundidad hasta la que se llevó la prueba, y con ella se pueden establecer clasificaciones tentativas del suelo o definir zonas características del sondeo (Tabla 2.2 y Figura 2.12).

2.3.3 Medida directa de la resistencia al corte.

La veleta es un instrumento empleado para determinar la resistencia al corte en suelos cohesivos, especialmente en condiciones no drenadas. Este aparato consiste en una veleta de cuatro aspas, unida al extremo de una varilla vertical. Se hincan la veleta y la varilla en el suelo y se hacen girar, midiendo el par necesario para ello. El suelo falla a lo largo de una superficie cilíndrica que pasa por los bordes exteriores de la veleta, por lo que, conocidas las dimensiones de la veleta y el par de torsión, puede calcularse la resistencia al esfuerzo cortante. Si nuevamente se hace girar la veleta el suelo se remodela más, y puede calcularse otra vez la resistencia al esfuerzo cortante; así, se puede conocer también la sensibilidad de las arcillas.

En la figura 2.13 se muestra una veleta en su forma más sencilla.

2.4 Métodos geofísicos.

Estos métodos aunque cubren áreas grandes y en poco tiempo se pueden determinar variaciones en la estratigrafía del subsuelo o perfiles de la roca basal, no proporcionan de ninguna manera bases suficientes para fundamentar criterios de proyecto para la Mecánica de Suelos. Su desarrollo y uso están más bien orientados a disciplinas como la Geología y la Minería.

2.4.1 Método Geosísmico.

Para una exploración geosísmica se requiere el siguiente equipo: una carga explosiva y detonador para producir una onda elástica, una serie de geófonos espaciados a intervalos de 15 ± 3 m entre sí y colocados a lo largo de una línea a partir del punto de origen de la onda y un oscilógrafo para registrar el lapso de tiempo de llegada de la onda a cada geófono (Figura 2.14). En función de las velo-

ciudades de propagación de las ondas sísmicas a través de los estratos puede tenerse una idea de la naturaleza de estos o de la profundidad de cada uno de ellos. Sin embargo, si se trata de un terreno que no ha sido explorado antes, será necesario realizar algunos sondeos para correlacionar los datos sísmicos con el perfil del suelo.

Particularmente, el método sísmico es útil para determinar la profundidad a la que se encuentra la roca sana, subyaciendo a estratos blandos o de consistencia suelta; sin embargo, no es posible detectar estratos blandos debajo de un depósito duro. En la Tabla 2.3 se mencionan algunas velocidades de propagación típicas de varios materiales.

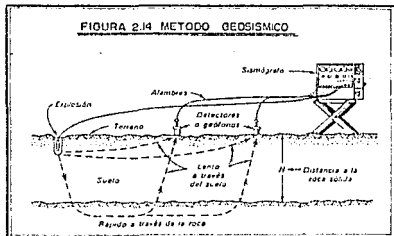
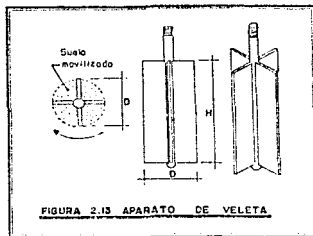
2.4.2 Método geoeléctrico (Resistividad eléctrica).

El método de resistividad eléctrica resulta útil para localizar bolsas de grava limosa (de alta resistencia eléctrica) dentro de suelos finos (de baja resistencia eléctrica), además de que permite definir las fronteras entre materiales de baja resistencia eléctrica, como un suelo fino, y materiales de alta resistencia eléctrica, como un suelo firme o una roca sana, sin importar cual este arriba.

En el sitio de interés se colocan cuatro electrodos alineados y separados a igual distancia. Se aplica al terreno una corriente eléctrica I , a través de los dos electrodos exteriores (electrodos de corriente) y se mide el potencial inducido V entre los dos electrodos interiores (electrodos de potencial). La resistividad del suelo para una separación de electrodos d está dada por la expresión

$$\rho = 2\pi d \frac{V}{I}$$

En la tabla 2.4 se anotan algunos valores comunes de la resistividad en algunos materiales térreos.



Material	Velocidad (m/seg)
Limo seco, arena, grava suelta, lama, roca suelta, arpayos y tierra vegetal húmeda	180-750
Marcas compactas; arcillas endurecidas; grava bajo el nivel freático, grava arcillosa compacta, arena cementada, y merceda de arcilla y arena.	750-2500
Roca meteorizada, fracturada o parcialmente descompuesta	600-3000
Lutitas, sanas	750-3300
Arenisca, sana	1500-4200
Caliza y creta, sanas	1800-6100
Roca ígnea, sana	3500-6100
Roca metamórfica, sana	5000-4800

TABLA 2.3 VELOCIDADES SISMICAS TÍPICAS DE ALGUNOS MATERIALES

Material	Resistividad (ohmios-cm)
Arcilla y limo saturado	0-10,000
Arcilla arenosa y arena limosa húmeda	10,000-25,000
Arena arcillosa y arena saturada	25,000-50,000
Arena	50,000-150,000
Grava	150,000-500,000
Roca meteorizada	100,000-200,000
Roca sana	150,000-4,000,000

TABLA 2.4 VALORES REPRESENTATIVOS DE RESISTIVIDAD

2.5 Piezometría.

Un cambio de presión de agua de poro "in situ" inducirá cambios opuestos en los valores del esfuerzo efectivo, modificándose la resistencia al corte del suelo. La determinación de las presiones neutrales in situ es un aspecto básico en Mecánica de Suelos. He permitido visualizar los procesos de consolidación debidos a la aplicación superficial de cargas, bombeo de acuíferos, etc.

Puede medirse utilizando piezómetros. Los piezómetros son instrumentos que miden la presión neutral en el suelo en un punto determinado y a una cierta profundidad, basándose en el principio de equilibrio de presiones: la presión que haya en el agua en el extremo inferior poroso de un tubo puede equilibrarse con una columna de agua actuante en dicho tubo. Si el nivel de equilibrio del agua en el tubo es igual al nivel freático, la presión del agua en el punto medido corresponderá a la presión hidrostática. Si ahora la altura de la columna equilibrante es mayor que el nivel freático se tendrá una presión en exceso de la hidrostática. Si, por el contrario, la altura de la columna de agua equilibrante es menor que el nivel freático, la presión del agua en ese punto será menor que la hidrostática.

En estos casos la diferencia de presiones estará dada por el desnivel observado en la columna de agua.

2.6 Programa de exploración.

Para planear un programa de exploración del suelo deben tomarse en cuenta los siguientes tres aspectos fundamentales:

- Tener clara idea de que se está tratando lograr con la exploración.
- Estar bien familiarizado con los métodos y procedimientos para sondear, muestrear y probar suelos.
- Tener en mente la relación entre el costo de la exploración y el costo de la construcción de la cimentación.

Además, es importante elaborar el programa de exploración por etapas que se irán integrando conforme se acumule información.

Exploración preliminar.

La planeación de una exploración del suelo debe siempre comenzar por la obtención de información preliminar consistente en:

- información disponible; datos sobre las condiciones del suelo cercano a la obra y sobre el comportamiento de otras estructuras cercanas
- reconocimiento del lugar
- requerimientos de códigos y reglamentos
- datos preliminares de diseño

Basándose en esta información previa se elige un método de exploración preliminar con el fin de conocer las condiciones generales del subsuelo. Frecuentemente se recurre al uso de la prueba de penetración estándar hecha con alguno de los sondeos vistos.

Exploración definitiva.

Cuando la información obtenida de la exploración preliminar no es suficiente para el proyecto, es necesario recavar información más exacta. Se emplearán métodos más específicos para el muestreo del suelo y las pruebas de laboratorio se practicarán en muestras i nalteradas, preferentemente.

Número y profundidad de los sondeos.

Aunque el número de sondeos que debe contemplar un programa de exploración depende del tipo y magnitud de la estructura que se va a desplantar, existen algunos criterios que definen esta situación. Uno de ellos establece que deberán sondearse las áreas más cargadas de la edificación. Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F. establecen que el número m ínimo de exploraciones a realizar será de una por cada 30 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por las construcciones en Zonas I y II, y una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la Zona III.

La profundidad de las exploraciones dependerá de la magnitud de la carga transmitida por la estructura. De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias la profundidad de los sondeos no deberá ser inferior a dos metros bajo el nivel de despiante, excepto si se encuentra roca sana a una profundidad menor. Existen también otros criterios para establecer la profundidad:

- la profundidad a la cual se obtenga el 10% de presión efectiva calculada de acuerdo con la teoría de distribución de esfuerzos (Boussinesq)
- la profundidad de un sondeo será igual a 2 o 2.5 veces el ancho de la edificación

Presentación de resultados.

Los resultados obtenidos de la exploración y muestreo deberá contener los resultados de todas las pruebas hechas en campo y en laboratorio expresados de la manera más clara y precisa. Deben incluirse gráficos de los datos de las pruebas, presentados de manera que el comportamiento del subsuelo pueda evaluarse fácilmente en el diseño de la cimentación.

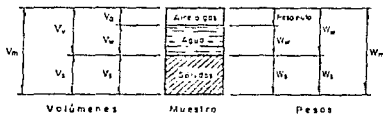
2.7 Determinación de las propiedades índice y mecánicas de los suelos en el laboratorio.

2.7.1 Propiedades índice.

Las propiedades índice son útiles para determinar las relaciones volumétrico-gravimétricas de un suelo y su clasificación. Las relaciones volumétrico-gravimétricas definen parámetros que relacionan el peso de las fases del suelo con sus correspondientes volúmenes (Tabla 2.5).

TABLA 25 RELACIONES VOLUMETRICO-GRAVIMETRICAS.

PROPIEDAD	SIMBOLO	MUESTRA SECA	MUESTRA MOJADA	FORMULAS DE CORRELACION		
Densidad de sólidos	S_s	Medición en laboratorio		$e S_p/w$		
Contenido de agua	w	Medición en laboratorio		$M_w/M_s - 1$	$e S_p/S_s$	$\frac{V_w - e}{V_s - S_s}$
Volumen total de la muestra	V_m	Medición en laboratorio		$V_s + V_a + V_w$	$\frac{V_s}{1 - e}$	$V_s (1 + e)$ $\frac{V_w (1 + e)}{e}$
Volumen de sólidos	V_s	M_s/ρ_s	$V_m - (V_a + V_w)$	$V_m - V_w$	$V_m (1 - n)$	$\frac{V_w}{1 + e}$ $\frac{V_w}{e}$
Volumen de agua	V_w	M_w/ρ_w	$V_m - V_s$	$S_p V_a$	$\frac{S_p V_w e}{1 - e}$	$S_p V_s e$
Volumen de aire o gas	V_a	nulo	$V_m - (V_s + V_w)$	$V_m - V_w$	$(1 - S_p)V_a$	$\frac{(1 - S_p)V_w e}{1 - e}$ $(1 - S_p)V_s e$
Volumen de vacíos	V_v	M_w/ρ_w	$V_m - V_s$	$V_m - V_s$	$\frac{V_a n}{1 - n}$	$\frac{V_w e}{1 - e}$ $V_s e$
Peso de sólidos	M_s	Medición en laboratorio		$M_p/(1+w)$	$S_s V_m V_w (1 - n)$	$M_w S_p/S_s e$
Peso del agua	M_w	Medición en laboratorio		$M - M_s$	$S_p V_w V_a$	$e S_s S_p/S_s$
Peso total	M_m	$M_s + M_w$		$M_p(1 + w)$		
Relación de vacíos	e	V_v/V_s	$n/1-n$	$n/1-n$	$M S_p/S_p$	$M_w S_p/M_s S_p$
Porosidad	n	V_v/V_m	$e/1 + e$	$e/1 + e$		
Peso volumétrico de la muestra	γ_m	$\frac{M_s + M_w}{V_s + V_w}$	$\frac{M_s + M_w}{V_m}$	M_m/V_m	$\frac{(S_s - S_p e) \gamma_w}{1 - e}$	$\frac{(1 + w) \gamma_w}{w S_p - 1/S_s}$
Peso volumétrico seco	γ_d	$\frac{M_s}{V_s + V_w}$	$\frac{M_s}{V_m}$	$\frac{M_s}{V_m (1 + w)}$	$\frac{S_s \gamma_w}{1 + e}$	$\frac{S_s \gamma_w}{1 + M S_p/S_p}$
Peso volumétrico saturado	γ_{sat}	$\frac{M_s + M_w}{V_s + V_w}$	$\frac{M_s + V_w \rho_w}{V_m}$	$\frac{M_m + e}{V_m} \gamma_w$	$\frac{(S_s + e)}{1 + e} \gamma_w$	$\frac{(1 + w) \gamma_m}{w + 1/S_s}$
Peso volumétrico sumergido	γ'	$\gamma_{sat} - \gamma_w$		$\frac{M_s}{V_m} - \frac{1}{1 + e} \gamma_w$	$\frac{S_s - e}{1 + e} \gamma_w$	
Grado de saturación	S_p	1.0	$\frac{V_w}{V_v}$	$\frac{M_w}{V_m - V_s}$	$\frac{M S_p}{e}$	



El significado de estas propiedades es definitivo en la comprensión de las propiedades mecánicas del suelo.

Las pruebas más comunes para determinar estas propiedades en el laboratorio son las que se describen en este apartado.

2.7.1 A) Contenido de agua.

Se define como la relación entre el peso del agua y el peso de los sólidos contenidos en una muestra de suelo, expresada en porcentaje.

Esta prueba se puede efectuar tanto en muestras alteradas como en muestras inalteradas. El procedimiento para determinar el contenido de agua de una muestra de suelo consiste en lo siguiente: una vez obtenido el peso de la muestra (W_m) se somete a secado dentro de un horno controlado a temperatura constante de $110 \pm 5^\circ\text{C}$, en un tiempo entre 18 y 20 hrs, al término del cual se pesa nuevamente la muestra para conocer el peso de los sólidos de esta (W_s). El contenido de agua se obtiene aplicando la fórmula:

$$W(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad \text{.} \quad W_w = W_m - W_s$$

El contenido de agua de un suelo en estado natural presenta variaciones muy amplias; desde 0 hasta 80% o aún mayores.

2.7.1 B) Densidad de sólidos.

La densidad de sólidos (o peso específico relativo) se define como la relación entre el peso específico de la muestra del suelo y el peso específico del agua destilada a 4°C y sujeta a una atmósfera de presión.

Las muestras empleadas en esta prueba pueden ser alteradas o inalteradas. Según el Manual de la C.F.E de acuerdo al tipo de suelo se tendrá un rango para trabajar el tamaño de la muestra a probar:

TIPO DE SUELO	TAMAÑO DE LA MUESTRA
Suelos cohesivos	25 - 50 gr
Arenas finas	50 - 80 gr
Gravas y arenas gruesas	500 - 1 000 gr

Si la prueba se lleva a cabo en un suelo cohesivo o en una arcilla fina, el procedimiento para determinar la densidad de sólidos consiste en hacer una mezcla pastosa con la muestra de suelo y agua destilada en cantidad suficiente para tener un volumen de 150 cm³ que se coloca en un agitador mecánico y se agita por espacio de 15 min. Después se vacía la mezcla en un matraz previamente calibrado y se sujeta a vacío durante 30 min. El matraz debe llenarse con agua hasta la marca de calibración, se toma la temperatura y se obtiene el peso del matraz con su contenido de agua y suelo (W_{bw}). Se toma la temperatura de nueva cuenta, se vacía el contenido en un recipiente y se somete a secado a una temperatura de 110 ± 5 °C, con lo que se conocerá el peso del suelo seco (W_s). La densidad de sólidos se halla mediante la siguiente expresión:

$$S_s = \frac{W_s \cdot K}{W_{bw} + W_s - W_{bw}}$$

donde:

W_s: peso de sólidos

W_{bw}: peso del matraz + agua + suelo

W_w: peso del matraz + agua a la temperatura de prueba

K: coeficiente de corrección por temperatura (Tabla 2.6)

TABLA 2.0 VALORES DEL COEFICIENTE K DE CORRECCION POR TEMPERATURA

T °C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0.9999	0.9999	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999	0.9999
10	0.9997	0.9996	0.9995	0.9994	0.9993	0.9991	0.9990	0.9988	0.9986	0.9984
20	0.9992	0.9990	0.9988	0.9986	0.9983	0.9981	0.9980	0.9978	0.9976	0.9974
30	0.9987	0.9984	0.9981	0.9979	0.9976	0.9974	0.9973	0.9971	0.9969	0.9967
40	0.9982	0.9979	0.9976	0.9974	0.9971	0.9969	0.9968	0.9966	0.9964	0.9962
50	0.9981	0.9978	0.9975	0.9973	0.9970	0.9968	0.9967	0.9965	0.9963	0.9961
60	0.9982	0.9979	0.9976	0.9974	0.9971	0.9969	0.9968	0.9966	0.9964	0.9962
70	0.9770	0.9772	0.9767	0.9761	0.9755	0.9749	0.9743	0.9737	0.9731	0.9724
80	0.9718	0.9712	0.9706	0.9699	0.9693	0.9686	0.9680	0.9673	0.9667	0.9660
90	0.9653	0.9647	0.9640	0.9633	0.9626	0.9619	0.9612	0.9605	0.9598	0.9591

Para suelos granulares gruesos deberá sumergirse la muestra dentro de un recipiente con agua destilada y dejarla saturar durante 24 hr. Al término de estas, se secan las partículas superficialmente y se obtiene su peso (W_{sh}). Se coloca en una probeta graduada y se mide el volumen de agua desalojado (V_w). Ahora se sujeta la muestra a secado y se pesa (W_s).

En primera instancia, se calcula el porcentaje de absorción (Abs (%)):

$$\text{Abs}(\%) = \frac{W_{sh} - W_s}{W_s} \times 100$$

Ahora se calcula el volumen de agua absorbido: $V_{w_{\text{obs}}} = \frac{W_{sh} - W_s}{G}$

Finalmente, el valor de la densidad de sólidos se obtiene:

$$S_s = \frac{W_s}{(V_w - V_{w_{\text{obs}}})G}$$

Si se trata de suelos con partículas finas y gruesas, la densidad de sólidos se obtiene mediante la fórmula:

$$S_s = \frac{100}{\frac{(\% \text{ por malla } 4)}{S_s(\text{ret. malla } 4)} + \frac{(\% \text{ por malla } 4)}{S_s(\text{pasa malla } 4)}}$$

El valor de la densidad de sólidos varía entre 2.0 y 3.0 para la mayoría de los suelos.

2.7.1 3) Granulometría.

La distribución granulométrica de un suelo se define como la descripción cuantitativa del tamaño de las partículas que lo forman. Para las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo, la determinación de la distribución granulométrica se hace por un procedimiento de cribado a través de mallas para las partículas mayores de 0.075 mm (malla No. 200), mientras que para las partículas menores el análisis se hace por sedimentación, mediante el uso del hidrómetro (análisis mecánico combinado).

Las muestras requeridas para la obtención de la curva granulométrica pueden ser alteradas o inalteradas. La muestra de suelo representativa contendrá por lo menos 50 gr de material que pase la malla No. 200 y 300 gr de material que pase la malla No. 4.

Primeramente deberá secarse la muestra al aire y separarse en dos fracciones que definirá la malla No. 4. De la fracción que pasa la malla No. 4, se toman -por cuarteo- 300 gr de material y se lavan sobre la malla No. 200 utilizando agua destilada con la recu-

Para suelos granulares gruesos deberá sumergirse la muestra dentro de un recipiente con agua destilada y dejarla saturar durante 24 hr. Al término de estas, se secan las partículas superficialmente y se obtiene su peso (W_{sh}). Se colocan en una probeta graduada y se mide el volumen de agua desalojado (V_w). Ahora se sujeta la muestra a secado y se pesa (W_s).

En primera instancia, se calcula el porcentaje de absorción (Abs (%)):

$$\text{Abs}(\%) = \frac{W_{sh} - W_s}{W_s} \times 100$$

Ahora se calcula el volumen de agua absorbido: $V_{w_{obs}} = \frac{W_{sh} - W_s}{U}$

Finalmente, el valor de la densidad de sólidos se obtiene:

$$S_s = \frac{W_s}{(V_w - V_{w_{obs}}) U}$$

Si se trata de suelos con partículas finas y gruesas, la densidad de sólidos se obtiene mediante la fórmula:

$$S_s = \frac{100}{\frac{(W_{ref. molto 4})}{S_s(\text{ref. molto 4})} + \frac{(W_{pese molto 4})}{S_s(\text{pese molto 4})}}$$

El valor de la densidad de sólidos varía entre 2.0 y 3.0 para la mayoría de los suelos.

2.7.1 3) Granulometría.

La distribución granulométrica de un suelo se define como la descripción cuantitativa del tamaño de las partículas que lo forman. Para las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo, la determinación de la distribución granulométrica se hace por un procedimiento de cribado a través de mallas para las partículas mayores de 0.075 mm (malla No. 200), mientras que para las partículas menores el análisis se hace por sedimentación, mediante el uso del hidrómetro (análisis mecánico combinado).

Las muestras requeridas para la obtención de la curva granulométrica pueden ser alteradas o inalteradas. La muestra de suelo representativa contendrá por lo menos 50 gr de material que pase la malla No. 200 y 300 gr de material que pase la malla No. 4.

Primera mente deberá secarse la muestra al aire y separarse en dos fracciones que definirá la malla No. 4. De la fracción que pasa la malla No. 4, se toman (por cuarteo- 3)) gr de material y se lavan sobre la malla No. 200 utilizando agua destilada con la recu-

servación de la misma en su totalidad dentro de un recipiente. El material retenido en la malla No. 200 se sujeta a secado en horno. Ahora se efectúa el cribado tanto de la fracción retenida en la malla No. 4 como del material retenido en la malla No. 200, haciéndolo pasar -en ambas fracciones- a través de un juego de tamices de aberturas descendentes (Tabla 2.7) y anotándose el peso del material retenido que se obtenga en cada malla.

Si durante el cribado llegara a haber material que pase la malla No. 200, este se incorporará al que pasó la misma malla durante el lavado de la muestra. Con el material producto del lavado se realiza el análisis por sedimentación con hidrómetro (densímetro).

Mat. ret. en la malla No.4		Mat. pasa la malla No.4	
Número	Abertura (mm)	Número	Abertura (mm)
3"	76.2	No. 10	2.000
2"	50.8	No. 20	0.840
1"	25.4	No. 40	0.420
3/4"	19.05	No. 60	0.250
1/2"	12.70	No. 100	0.149
3/8"	9.52	No. 200	0.149
No.4	4.76		
Charola	-	Charola	-

TABLA 2.7

Resta describir la obtención de los datos necesarios para el trazo de la curva granulométrica.

- En primer lugar se calcula el porcentaje respecto al peso total de la muestra de los materiales retenidos en cada malla empleada y el que corresponde a los diámetros calculados en la prueba del hidrómetro.
- Se calcula el porcentaje acumulado del material que ha pasado por cada malla y menor que el diámetro calculado en la prueba del hidrómetro.
- Por último se dibuja la curva granulométrica sobre papel semilogarítmico colocando en el eje de las abscisas el tamaño de las partículas (esc. logarítmica) y en las ordenadas el porcentaje que pasa (escala natural).

A manera de ejemplo, se ilustran cuatro diferentes curvas granulométricas típicas de algunos suelos en México (Figura 2.15).

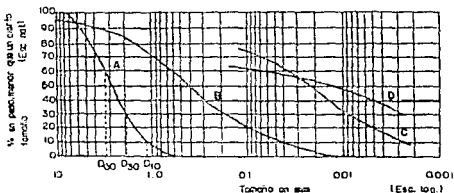


FIGURA 2.15. CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE ALGUNOS SUELOS

- A) ARENA MUY UNIFORME, DE CIUDAD GUAJATEPEC, MEXICO
 B) SUELO BIEN GRADUADO, PUEBLA, MEXICO
 C) ARCILLA DEL VALLE DE MEXICO (CURVA OBTENIDA CON HEDROMETRO)
 D) ARCILLA DEL VALLE DE MEXICO (CURVA OBTENIDA CON HEDROMETRO)

De la figura podemos observar que una curva con tendencia a u na ligera verticalidad representa un suelo uniforme (curva A) mientras que una curva muy tendida indica una gran variedad de tamaños (curva B) y da idea de la granulometría de un suelo bien graduado.

Para definir la graduación de un suelo se proponen los coeficientes de uniformidad y de curvatura (coeficientes de Allen Hazen).

El coeficiente de uniformidad, C_u , se define como:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

siendo,

D_{60} : tamaño tal que el 60% en peso del suelo, sea igual o menor

D_{10} : tamaño tal que sea igual o mayor que el 10% en peso del suelo (llamado por Hazen diámetro efectivo)

El coeficiente de curvatura, C_c , se define por:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

siendo D_{30} de significado análogo a D_{60} y D_{10} .

La variación del coeficiente de curvatura entre 1 y 3 define suelos bien graduados, mientras que suelos con coeficiente de uniformidad menor de 3 se consideran muy uniformes.

2.7.1 D) Límites de consistencia.

Límite líquido.

Su determinación se basa en el uso de la llamada Copa de Casagrande, un recipiente de dimensiones y peso estandarizados en que se coloca el suelo y se le hace una ranura en forma trapecial de dimensiones normalizadas (Figura 2.16).

Para la realización de la prueba se requiere una muestra de suelo con la mayor proximidad a sus condiciones in situ por lo que respecta al contenido de agua. Esta muestra no deberá haber sufrido secado posterior a la extracción.

Se toman unos 100 gr de suelo húmedo y se mezclan con una espátula hasta formar una pasta suave y uniforme. Si es necesario se añade agua destilada hasta alcanzar la consistencia deseada. Después se coloca una porción de la pasta en la Copa de Casagrande con un espesor aproximado de 1 cm. Se hace la ranura de unos 4 cm de longitud. Se acciona el aparato a razón de dos golpes por segundo hasta que la parte inferior del talud de la ranura se cierre 1.27 cm (0.5"). Se mezcla nuevamente el suelo y se repite el procedimiento hasta obtener 2 determinaciones con diferencia máxima de un golpe. Inmediatamente se obtiene el contenido de agua de unos 10 gr de suelo de la zona próxima a la ranura cerrada.

Se repite todo el procedimiento variando el contenido de agua del suelo agregando agua por goteo o secando por remoldeo para provocar evaporación. No debe someterse a una evaporación brusca. Es necesario obtener cuatro determinaciones cuyo número de golpes esté comprendido entre 10 y 35.

Una vez obtenidos los contenidos de agua para los diferentes ensayos se procede al trazo de la curva de fluidez, colocando en el eje de las ordenadas los contenidos de agua en escala natural y en el eje de las abscisas los números de golpes en escala logarítmica. La curva se considera aproximadamente una línea recta entre los 10 y 35 golpes cuya ecuación es:

$$W = -F_w \log N + C$$

donde:

- W: contenido de agua, como porcentaje del peso seco.
- Fw: Índice de fluidez, pendiente de la curva de fluidez, igual a la variación del contenido de agua correspondiente a un ciclo de la escala logarítmica.
- N: Número de golpes.
- C: Constante igual a la ordenada de la abscisa de 1 gol_p; se calcula prolongando el trazo de la curva.

Entonces, el límite líquido (LL) se define como el contenido de agua del suelo para el que la ranura se cierra a lo largo de 1.27 cm (0.5") con 25 golpes en la copa. El límite líquido de un suelo plástico corresponde a una resistencia al corte de 25 gr/cm². La figura 2.17 indica la forma de determinar el límite líquido en la curva de fluidez.

Límite plástico.

El límite plástico (LP) se define como el contenido de agua en el momento en que se rompe en fragmentos de 1.0 cm una muestra de suelo roldado hasta 3 mm (1/8") de diámetro con la palma de la mano y sobre una superficie lisa.

La muestra se prepara de manera idéntica a la empleada para determinar el límite líquido; se mezclan unos 10 gr de suelo húmedo que se rolará sobre una placa de vidrio con la base del dedo pulgar hasta alcanzar un diámetro de 3 mm. Este procedimiento se repite hasta que se presenten en el cilindro de suelo señales de desmoronamiento y agrietamiento al alcanzar el diámetro citado; es entonces cuando se determinará el contenido de agua de la muestra ensayada. Todo el procedimiento se repite dos veces más para obtener tres valores. El límite plástico del suelo será el promedio de los tres resultados que para efectos de comprobación no deberán variar en mucho.

Límite de contracción.

El límite de contracción (LC) se define como el contenido de agua necesario para saturar un suelo contraído por secado. La muestra se prepara en la forma ya conocida.

Se coloca una muestra cuyo contenido de agua sea cercano al lí

mite plástico en un anillo calibrado evitando el dejar burbujear. Se deja secar a temperatura ambiente hasta que la muestra pueda retirarse del anillo. Una vez retirado se somete a secado en horno por espacio de 24 hr. Ahora se enrasan las caras de la pastilla de suelo usando lija, teniendo cuidado en perder cantidades no apreciables de suelo. Se mide con un vernier para conocer su volumen (V_m) y se pesa (W_s). Se determina la densidad de sólidos y se sustituyen los valores obtenidos en la fórmula:

$$LC(\%) = \frac{\gamma_w}{W_s} \frac{V_m}{S_s} - \frac{1}{S_s} \times 100 \quad , \quad \gamma_w = \text{peso volumetrico del agua}$$

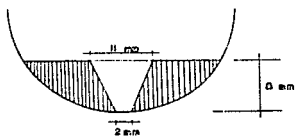


FIGURA 216 DIMENSIONES DE LA RANURA DE LA COPA DE CASAGRANDE.

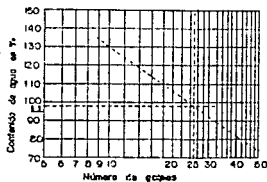


FIGURA 217 DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO EN LA CURVA DE FLUIDEZ

2.7.1 E) Peso volumétrico.

Para determinar el peso volumétrico de un suelo en el laboratorio se requiere de una muestra obtenida con el método de labrado en muestras inalteradas.

El procedimiento consiste en labrar una muestra del suelo con una forma geométrica regular en un ambiente húmedo. Se miden las dimensiones de la muestra labrada de la manera más exacta posible,

con lo que se conocerá el volumen de esta (V_m).

Se obtiene el peso de la muestra (W_m).

El peso volumétrico de la muestra se calcula con el empleo directo de fórmulas:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

El peso volumétrico seco está dado por la expresión:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$$

Y el peso volumétrico saturado se define como:

$$\gamma' = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

En la tabla 2.8 se presentan algunos valores comunes del peso volumétrico seco y en estado natural para algunos suelos.

TABLA 2.8 VALORES TÍPICOS DEL PESO VOLUMÉTRICO
SECO Y NATURAL PARA DIFERENTES SUELOS

Descripción		Peso volumétrico kg/m ³	
		γ_d	γ_n
Arena uniforme	Suelta	1,420	1,650
	Densa	1,750	2,050
Arena bien graduada	Suelta	1,650	2,020
	Densa	2,120	2,320
Limo	Baja plasticidad	1,250	1,570
	Alta plasticidad	.850	1,540
Arcilla inorgánica	Blanda	1,200	1,770
	Dura	1,650	2,070
Arcilla orgánica	Bajo contenido de materia orgánica	950	1,587
	Alto contenido de materia orgánica	650	1,430
Bentonita	Blanda	430	1,270

2.7.1 F) Relación de vacíos.

Se conoce como relación de vacíos o índice de poros a la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos de un suelo. Se representa por e :

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Teóricamente varía de 0 hasta ∞ , aunque en la práctica es difícil hallar valores menores de 0.25 (arenas muy compactadas con finos) y mayores de 15 en el caso de algunas arcillas altamente compresibles.

El procedimiento a seguir en el laboratorio para la determinación de esta es el siguiente: de una muestra natural se determina su volumen (V_m). Se sujeta a un proceso de secado en horno y posteriormente se obtiene su peso (W_s). Aplicando la expresión que define la densidad de sólidos

$$S_s = \frac{W_s}{V_s}$$

de donde se conoce V_s ;

$$V_s = \frac{W_s}{S_s}$$

y como $V_v = V_m - V_s$ se tiene:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_m - V_s}{V_s} = \frac{V_m S_s}{W_s} - 1$$

El procedimiento para obtener V_m , W_s y S_s ya ha quedado indicado.

2.7.2 Propiedades mecánicas.

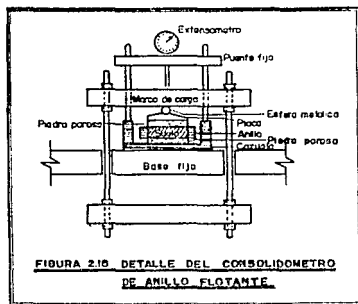
Las propiedades mecánicas de los suelos dependen de dos aspectos fundamentales: la deformabilidad y la resistencia al corte. Los valores en que intervienen estos parámetros se obtienen de dos pruebas básicamente: la prueba de consolidación y las pruebas de resistencia al corte.

2.7.2 A) Consolidación.

La consolidación es un proceso en el que el volumen de la masa de suelo disminuye en un tiempo determinado, debido al aumento de cargas sobre el suelo.

Las pruebas de consolidación sirven para determinar la velocidad y magnitud de los cambios volumétricos de un suelo. Para ello se requieren muestras inalteradas de dimensiones variables entre 7 y 10 cm de diámetro y de 1 a 2.5 cm de altura. La prueba puede llevarse a cabo en un consolidómetro de anillo fijo (Figura 2.19) o en uno de anillo flotante (Figura 2.18, llamado así por que se puede desplazar durante la consolidación del suelo), siendo este último de mayor uso en la actualidad.

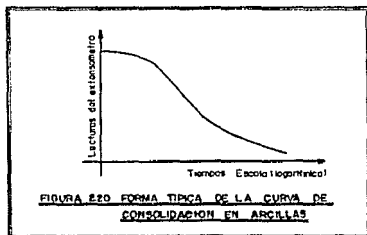
La muestra se coloca en el interior de un anillo metálico cerrado de modo que queda confinada lateralmente. El anillo se coloca entre dos piedras porosas de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca dentro de la cazuela del consolidómetro (Figura 2.18).



Mediante el marco de carga esquematizado en la figura 2.18, se comienza a aplicar carga axial a la muestra, que se reparte uniformemente en toda su área con el dispositivo integrado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Como resultado de la aplicación de la carga el agua tiende a salir de la muestra a través de las piedras porosas. Las deformaciones del sue-

lo se miden con un extensómetro montado en el marco de carga móvil y conectado a la cruzeta fija. Las cargas se van incrementando, permitiendo que cada incremento se desarrolle por un lapso suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

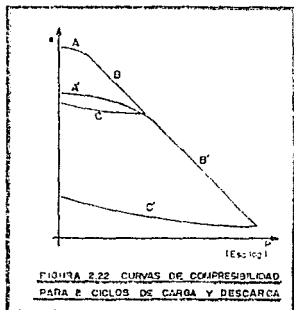
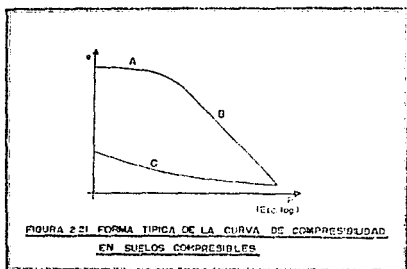
En cada incremento de carga se toman las lecturas del extensómetro para conocer la deformación experimentada por la muestra a diferentes tiempos. Con los valores de estas lecturas se dibujan las curvas de consolidación correspondientes a cada incremento de carga aplicado (Figura 2.20), graficándose en el eje de las abscisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica y en el eje de las ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural.



Quando el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos se sitúa por debajo de la inicial, y puede determinarse en base a los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. De este modo, para cada incremento de carga aplicado se tiene un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre la muestra. Así, una vez aplicados todos los incrementos de carga se tendrán valores para graficar las curvas llamadas de compresibilidad; los valores de la presión actuante se colocan en el eje de las abscisas, en escala logarítmica, en tanto que los correspondientes de la relación de vacíos se colocan en el eje de las ordenadas, en escala natural (Figura 2.21).

En una curva de compresibilidad se identifican tres tramos (Figura 2.21): el tramo A es llamado "tramo de recompresión", es un tramo curvo de concavidad hacia abajo y alcanza su máxima curvatura en la proximidad de su unión con el tramo B. El tramo B, llamado "tramo virgen", es el de mayor pendiente, casi recto y con el se llega al final de la etapa de carga de la prueba, ya que el máximo incremento de carga corresponde a la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto comienza la etapa de descarga, ahora aplicando a la muestra cargas decrecientes durante un tiempo suficiente para que la velocidad de deformación sea prácticamente nula. Si bien la muestra no llega de nuevo al valor de su relación de vacíos inicial, si experimenta una recuperación. El tramo C corresponde a esta etapa de descarga y se llama "tramo de descarga".

En una prueba normal de consolidación puede someterse la muestra a un solo ciclo de carga y descarga (Figura 2.21) o bien a varios ciclos de carga y descarga (Figura 2.22).



2.7.2 B) Resistencia al corte.

La ecuación fundamental que define la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se basa en dos parámetros que caracterizan las condiciones que presenta el suelo: uno debido a la cohesión y otro debido a la fricción interna, así se tiene que

$$S = c + \sigma' \tan \phi$$

donde S es la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, σ' no es la presión debida al esfuerzo total, sino la presión efectiva, o sea, $\sigma' = \sigma - u_n$, y c y ϕ son los parámetros de resistencia al corte en función del esfuerzo normal efectivo.

Para determinar la cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (ϕ) puede recurrirse a alguno de los ensayos siguientes:

- corte directo
- compresión simple
- ensayo triaxial

En estas pruebas se emplean probetas de muestras inalteradas de dimensiones entre 7 a 3.5 cm de diámetro y 20 a 9 cm de altura.

Prueba de corte directo.

Generalmente se efectúa en suelos predominantemente friccionantes. El dispositivo para efectuar esta prueba consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen al espécimen de suelo (Figura 2.23). Si se prueban muestras saturadas se colocan dos piedras porosas para permitir el drenaje libre, si se tienen muestras secas las piedras porosas se sustituyen por simples placas de confinamiento.

El marco móvil permite aplicar una fuerza rasante que hace fallar la muestra a lo largo de un plano bien definido. Además, el dispositivo permite ejercer una presión normal al plano de falla, σ . Así, la deformación de la muestra se mide en extensómetros tanto en dirección horizontal como en vertical.

Con los resultados de la prueba se dibujan gráficas como las mostradas en la figura 2.24 a, para calcular los valores de la relación τ/σ correspondiente a deformaciones sobre el plano de falla.

Hay dos formas de realizar la prueba: por esfuerzo controlado y por deformación controlada. En el primer caso se aplican valores fijos de la fuerza tangencial al aparato, fijando así el valor del esfuerzo aplicado, mientras que en el segundo caso la velocidad de deformación es constante y la fuerza actuante se conoce directamente en la báscula de la máquina que la aplica.

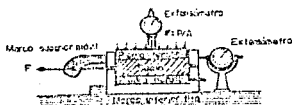


FIGURA 2.23. APARATO DE CORTE DIRECTO

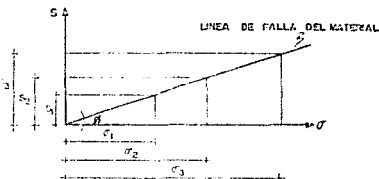


FIGURA 2.24 a. GRÁFICA DE RESULTADOS DE PRUEBA DE CORTE DIRECTO

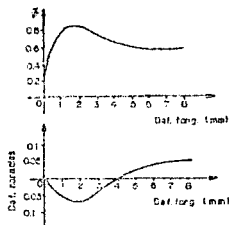


FIGURA 2.24 b. GRÁFICA DE RESULTADOS DE PRUEBA DE CORTE DIRECTO

Realizando varias pruebas variando la presión normal pueden —
 trazarse puntos en la gráfica σ - τ con los valores de las presiones —
 normales y los esfuerzos tangenciales máximos de cada prueba; la —
 unión de estos definirá la línea de falla del material (Figura —
 2.24 b).

Debido a su simplicidad, el inconveniente más importante de la —
 prueba radica en la imposibilidad de controlar las condiciones de —
 drenaje, por lo que solamente se puede determinar el esfuerzo nor- —
 mal total.

Prueba de compresión simple.

Esta prueba es muy empleada en trabajos de rutina, por su fá- —
 cil realización y necesidades de equipo sencillo. Sin embargo, solo —
 es posible efectuarla en suelos que tengan una cierta cohesión que —
 permita el labrado de las muestras.

La prueba consiste en llevar a la falla un espécimen aplicando —
 un esfuerzo axial a la muestra por medio de un dispositivo como el

de la figura 2.25. Si se hace por esfuerzo controlado, se aplica carga axial a la probeta incrementándose gradualmente hasta que falle, obteniéndose la deformación ocurrida con cada incremento de carga y con la carga original. Si se hace por deformación controlada, la muestra estará sujeta a una velocidad de deformación especificada y se obtendrá la carga que resiste la probeta en un intervalo de tiempo prefijado y la deformación total.

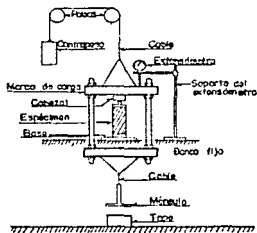


FIGURA 2.25. APARATO CON APLICACION DE CARGA DIRECTA PARA PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE

Pruebas Triaxiales.

Son las más usadas para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Las probetas cilíndricas de suelo, protegidas por una membrana impermeable, se sujetan a presiones laterales de agua. La muestra se confina dentro de una cámara cilíndrica y hermética con base metálica (Figura 2.26). En las superficies superior e inferior de la muestra se colocan piedras porosas que se comunican con una cámara exterior. Un compresor comunicado a la cámara proporciona la presión ejercida por el agua de la cámara. La carga axial se transmite a la muestra mediante un vástago que atraviesa la base superior de la cámara. Así, el agua ejercerá una presión hidrostática que producirá esfuerzos principales iguales en todas direcciones sobre la muestra, además del esfuerzo transmitido a las bases de esta por el vástago de carga.

En general, las pruebas triaxiales se llevan a cabo en dos etapas. En la primera se somete a la muestra a la presión de cámara (σ_c) y puede o no permitirse el drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida del agua a través de las piedras porosas (Figura 2.26). En la segunda etapa la muestra se somete a esfuerzos cortantes aplicando presión variable a través del vástago, ejerciéndose así esfuerzos principales que no son iguales entre sí. En esta segunda etapa también puede o no permitirse el drenaje; aun que esto solo se justifica si la primera etapa fue drenada, en caso contrario no tiene objeto drenar durante la segunda etapa.

En función de las condiciones de drenaje que se establezcan para la prueba, las pruebas triaxiales se clasifican en:

• Prueba lenta (Consolidada-Drenada, CD).

Los esfuerzos aplicados en esta prueba son efectivos. En la primera etapa se sujeta al suelo a una presión hidrostática (σ_c), permaneciendo abierta la válvula de drenaje durante toda la prueba y dejando transcurrir el tiempo necesario para que la muestra se consolide bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se hay reestablecido, todas las fuerzas exteriores las tomarán las partículas sólidas del suelo, o sea, se producen esfuerzos efectivos, en tanto que las presiones neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática.

En la segunda etapa se comienza a aplicar carga axial incrementándose gradualmente hasta que la muestra falle. Cada incremento se mantiene el tiempo necesario para que las presiones en el agua en exceso de la hidrostática se disipen completamente.

• Prueba rápida-consolidada (Consolidada-No drenada, CU).

Durante la primera etapa la muestra se consolida, en primer término, por efecto de la presión hidrostática σ_c manteniendo la válvula de drenaje abierta, hasta que el esfuerzo σ_c llegue a ser efectivo actuando sobre las partículas sólidas del suelo. En seguida se hace fallar la muestra con un rápido incremento de carga axial de modo que no haya lugar a un cambio de volumen. No debe permitirse ninguna consolidación adicional durante la aplicación de la carga axial, por lo que la válvula de drenaje debe cerrarse. Aunque una vez cerrada la válvula de salida del agua de las piedras poro-

sas a la bureta, la carga axial puede ser aplicada a una velocidad cualquiera, dicha velocidad si influye en la resistencia del suelo pasa a no existir ya drenaje.

• Prueba rápida (No consolidada-No drenada, UU).

Esta prueba se lleva a cabo con la válvula de drenaje cerrada en ambas etapas, por lo que, en ningún momento, la muestra de suelo puede consolidarse. Durante la primer etapa la muestra se sujeta a la presión hidrostática del agua de la cámara e inmediatamente el suelo se lleva a la falla con la aplicación rápida de la carga axial, completándose con ello la segunda etapa de la prueba.

En esta prueba los esfuerzos efectivos al igual que su distribución no se determinan con exactitud.

Durante las pruebas se obtienen los datos necesarios para estimar la deformación axial, la carga vertical, la velocidad de deformación y -de acuerdo al tipo de prueba- la presión de poro, el volumen de agua drenada y el tiempo empleado en el ensaye.

Con los datos obtenidos de varias pruebas con especímenes de una misma muestra se puede calcular la envolvente de resistencia correspondiente. Dependiendo del tipo de prueba este cálculo presenta características especiales, además de influir también el suelo a probar (suelos normalmente consolidados, preconsolidados, parcial o totalmente saturados, etc.)¹. En las figuras 2.27 a a 2.27 c se observan los resultados típicos para cada tipo de las pruebas triaxiales más frecuentes.

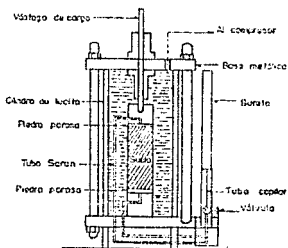


FIGURA 226 CÁMARA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

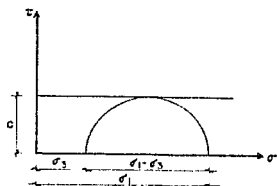


FIGURA 227a ENVOLVENTE TÍPICA DE PRUEBA TRIAXIAL UU

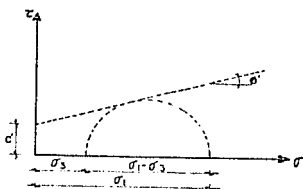


FIGURA 227b ENVOLVENTE TÍPICA DE PRUEBA TRIAXIAL CU

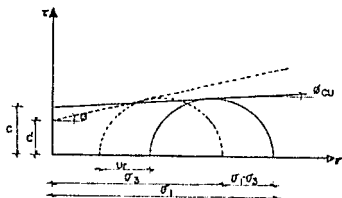


FIGURA 227c ENVOLVENTE TÍPICA DE PRUEBA TRIAXIAL CU

3. Tipos de cimentación.

La cimentación es la parte de la estructura que transmite las cargas directamente al suelo que está debajo.

En forma general, las cimentaciones se clasifican en superficiales y profundas. En las cimentaciones superficiales básicamente se tienen tres tipos: las zapatas aisladas, las zapatas corridas y las losas de cimentación. Las cimentaciones profundas pueden dividirse en piloteadas y no piloteadas; las primeras se construyen a base de pilotes, en tanto que las segundas incluyen las pilas y los cilindros. Los cajones de cimentación pertenecen a los dos grupos; en función de su relación profundidad-ancho y al método de cálculo para evaluar su capacidad de carga son superficiales, mientras que por su procedimiento constructivo son profundas.

En este capítulo se desarrollan los aspectos principales que se refieren a las cimentaciones mencionadas; sus características constructivas, los casos en que su empleo rinde mejores resultados, etc.

Por otro lado se presenta una descripción de las teorías de capacidad de carga basadas en los estudios de Terzaghi, Skempton y Meyerhof, aunque nuestros propósitos se avocaran a los requerimientos que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias para el diseño de cimentaciones; esto también se trata en este capítulo.

Antes de entrar al estudio de los puntos mencionados, es necesario indicar algunos conceptos básicos que permitirán comprender de manera más clara el desarrollo de dichos puntos.

a) Capacidad de carga última (q_u).

Es la presión máxima que el suelo resiste antes de fallar.

b) Capacidad de carga admisible (q_a).

Es la presión que admite el suelo sin que este falle. Se obtiene dividiendo q_u por un factor de seguridad mayor de uno.

- c) Capacidad de carga de trabajo (q_t).
Es la presión que admite el suelo sin que falle y sin que se presenten asentamientos excesivos. Es igual a q_u en suelos poco compresibles pero menor que q_u en suelos compresibles.
- d) Profundidad de desplante (D_f).
Es la distancia más corta que existe entre la superficie del terreno y la parte más baja de la cimentación, en metros.
- e) Ancho de la cimentación (B), en metros.
- f) Largo de la cimentación (L), en metros.

En la figura 3.1 se ilustran estos tres últimos conceptos.

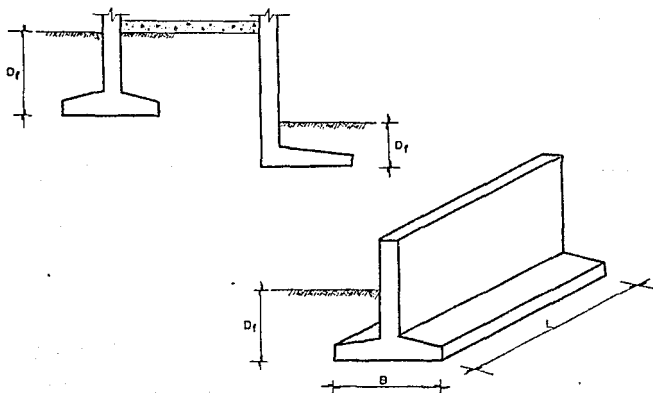


FIGURA 3.1 NOMENCLATURA EN CIMENTACIONES

3.1 Cimentaciones superficiales.

Las cimentaciones superficiales -también llamadas poco profundas- son aquellas en las que la profundidad de despiante es menor o igual que dos veces el ancho del cimiento, aunque en realidad no existe un límite exacto que defina la profundidad de despiante para una cimentación poco profunda y para una profunda.

Las cimentaciones superficiales incluyen las zapatas aisladas y corridas, y las losas planas o rigidizadas con contratraves.

Una zapata es una ampliación de la base de una columna o muro, cuyo fin es transmitir la carga al terreno a una presión adecuada a sus características.

Las zapatas aisladas son elementos estructurales, generalmente rectangulares o cuadrados, que soportan las columnas y transmiten la carga de estas al terreno en una mayor área. Generalmente se construyen de concreto reforzado.

Las zapatas corridas o continuas pueden soportar varias columnas o un muro ya que su longitud es mucho mayor que su ancho. Pueden construirse de concreto reforzado o de mampostería cuando las cargas a transmitir no son muy grandes. Las zapatas corridas solucionan los casos en que, teniendo una resistencia baja el suelo, se requiera una mayor área de repartición y cuando las cargas a transmitir al suelo son considerablemente grandes. Este tipo de zapatas se emplea cuando se pretende un trabajo de conjunto en la cimentación, ya sea para reducir los asentamientos diferenciales, o bien para ligar una columna de lindero con una interior y evitar así la solución con zapata excéntrica.

En los casos en que una de las columnas soporte un muro exterior suele emplearse una forma especial de zapata denominada zapata en voladizo o cantiliver. En la figura 3.2 se observan diferentes tipos de zapatas.

Cuando el terreno presenta una baja capacidad de carga o la magnitud de las cargas transmitidas determina áreas de apoyo de la cimentación mayores del 50% del área en planta de la estructura, el empleo de losas corridas es más ventajoso, tanto en el aspecto económico como en el constructivo, sobre las zapatas.

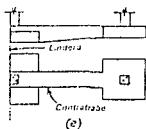
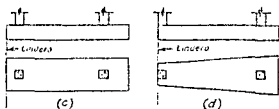
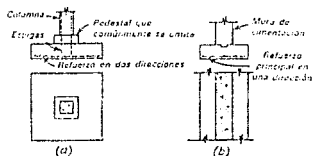


FIGURA 3.2 TIPOS DE ZAPATAS o ZAPATA INDIVIDUAL PARA COLUMNA, o ZAPATA PARA MURO, o o ZAPATAS COMBINADAS, o ZAPATA EN CANTILIVER.

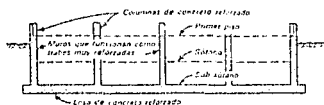


FIGURA 3.3a USO DE MURCS COMO MURCS R.

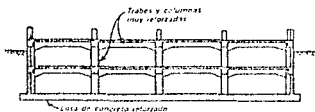


FIGURA 3.3b CONSTRUCCION DE MURCS RIGIDOS.

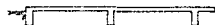


FIG. 3.3c LOSA CON TRABES HACIA ARRIBA

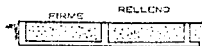


FIG. 3.3d LOSA CON TRABES HACIA ARRIBA



FIG. 3.3e CAJON CON DOS LOSAS Y TRABES

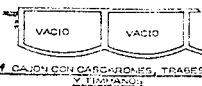


FIG. 3.3f CAJON CON CARGADEROS, TRABES Y TIMPONES

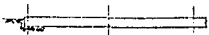


FIG. 3.3g LOSA PLANA SIN TRABES.

Esta solución consiste en un sistema de losas de concreto generalmente rigidizado por una retícula de trabes colocadas por encima o por debajo de la losa, que puede llegar a cubrir toda el área que queda debajo de una estructura y que soporta todos los muros y columnas.

En suelos compresibles las losas de cimentación reducen eficazmente los asentamientos. En ocasiones se emplean losas planas sin trabes, lo que reduce el volumen de excavación, pero se pierde rigidez propiciándose mayores deformaciones, especialmente en terreno blando.

Si las cargas en las columnas no están más o menos uniformemente distribuidas o si se estima que habrá asentamientos diferenciales considerables, las losas pueden reforzarse empleando muros divisorios como nervaduras de vigas T ligadas a la cimentación o construyendo una cimentación a base de marcos rígidos (Figs. 3.3 a y 3.3 b).

Algunas veces la losa inferior de los marcos se sustituye por una serie de cascarones cilíndricos, con lo que se consigue un cierto ahorro de concreto y refuerzo, pero la construcción deberá ser más cuidadosa. En este caso las trabes transversales hacen las veces de tímpanos. En las figuras 3.3 c a 3.3 g se muestran los tipos de cimentación descritos.

En general, todos los costos de los procedimientos de construcción y refuerzo aumentarán conforme el tamaño de la losa, por lo que con frecuencia se prefieren los sistemas de cimentación profunda (pilotes o pilas).

3.2 Cimentaciones profundas.

No siempre las propiedades de resistencia y compresibilidad de un suelo superficial son adecuadas para algún tipo de cimentación de las mencionadas anteriormente. Cuando esto ocurre se hace necesario buscar niveles de apoyo a profundidades mayores o -cuando esto implica costos excesivos- utilizar como apoyo los estratos poco resistentes disponibles, trabajando con elementos de cimentación que distribuyen la carga en un espesor grande de suelo. Para solucionar estos casos -entre otros- se recurre al empleo de cimentaciones profundas las cuales se modifican en una buena variedad dependiendo de la naturaleza y condiciones del problema y del suelo.

Comúnmente los elementos que se incluyen dentro de las cimentaciones profundas se diferencian por la magnitud de sus diámetros (sección circular) o sus lados (sección rectangular). Los pilotes son elementos estructurales con una sección transversal pequeña (dimensiones transversales del orden de 0.30 a 1.00 m) comparada con su longitud. Por otra parte, las pilas son elementos de sección transversal mayor (dimensiones transversales superiores a 1.00 m).

Los cilindros y cajones de cimentación son elementos de mayor sección que los anteriores. Su nombre se debe a su forma geométrica. Los diámetros de los cilindros normalmente varían entre 3.0 y 6.0 m. La construcción de ambos es similar; son huecos y provistos de un tapón en su punta; se hacen de concreto.

Los tipos de cimentación mencionados se muestran en la figura 3.4 .

3.2.1 Cimentaciones piloteadas.

Los pilotes son elementos que transmiten las cargas a estratos más resistentes o bien distribuyen los esfuerzos a lo largo de capas de cierta longitud.

La función primordial de un pilote es aumentar la capacidad de carga o reducir los asentamientos bajo condiciones de trabajo.

Ambos objetivos se logran mediante la transferencia de esfuerzos del nivel de desplante de la subestructura a niveles más profundos. Particularmente en la Ciudad de México, más que incrementar la capacidad de carga, los pilotes como sistema de cimentación en construcciones urbanas tratan de reducir los asentamientos. En estructuras que transmiten a la cimentación incrementos de carga por unidad de área muy altos en primer término deberá preverse la necesidad de incrementar la capacidad de carga prioritariamente a la reducción de asentamientos.

Desde el punto de vista de la transmisión de carga los pilotes pueden ser:

- a) de punta
- b) de fricción
- c) mixtos

Los pilotes de punta toman toda su capacidad de carga del estrato de suelo en que están apoyados. La capacidad de carga de un pilote apoyado en su punta depende exclusivamente de las características del suelo de apoyo y del área de su sección transversal.

Los pilotes de fricción se hincan en suelos blandos, por lo que la mayor parte de su resistencia proviene de la adherencia desarrollada en el fuste, en el caso de suelos cohesivos o de la fricción entre el suelo y el pilote, en el caso de suelos friccionantes. La resistencia a que pueda contribuir su punta es prácticamente despreciable.

El hincado de estos pilotes en arcillas blandas produce remoldeo, lo que disminuye su resistencia al corte conforme aumenta la sensibilidad de la arcilla; sin embargo, la resistencia al corte se regenera con el tiempo. El hincado de estos pilotes desarrolla esfuerzos tangenciales que alteran la estructura de la arcilla, provocando presiones neutrales que disminuyen los esfuerzos efectivos y, con ello, la resistencia al esfuerzo cortante. Al pasar el tiempo las presiones en el agua en exceso de la hidrostática se disipan regenerándose la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. La resistencia final del suelo puede ser aún mayor que la resistencia inicial, por la consolidación inducida por la disipación de las presiones neutrales.

La capacidad de carga de pilotes de fricción hincados en arenas sueltas considera de manera importante la resistencia por punta ya que, en este caso, los pilotes no trabajan solo por fricción lateral. La determinación de la capacidad de carga en estas condiciones aún no está bien definida en el campo teórico.

Dependiendo del material de que están hechos, se tienen pilotes de:

- a) concreto
- b) madera
- c) acero
- d) mixtos

En la actualidad los pilotes de concreto son los más empleados y pueden ser:

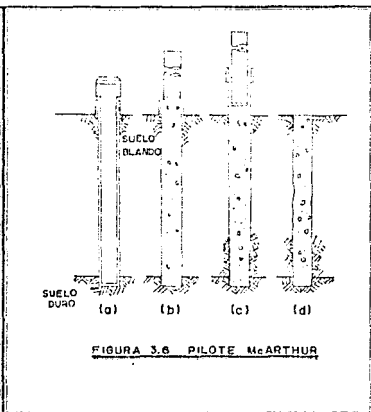
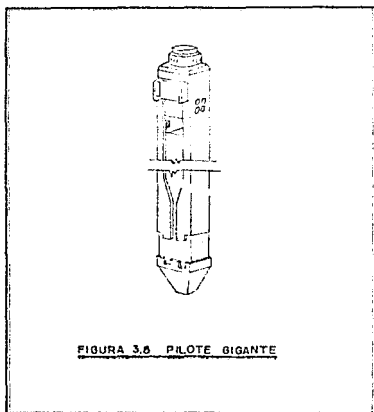
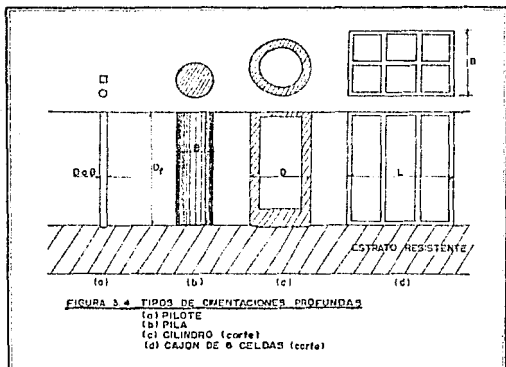
- a) Precolados.

Suelen ser de sección triangular, rectangular o circular, de secciones de 30 a 60 cm y de longitudes hasta de 30 m, aunque el diseño de estos dependerá de los requisitos de hizado y manejo, especialmente si el pilote es largo. Se hincan con martillo especial con o sin perforación previa, pero su verticalidad solo será posible garantizarla haciendo una perforación previa. Frecuentemente se suelen en tramos cortos de 1.50 a 2.00 m de longitud que se unen en la posición de hincado mediante juntas. Pueden ser simplemente reforzados o presforzados.

Entre los tipos más importantes de pilotes precolados están los siguientes:

- 1) Pilote presforzado tipo Raymond.

Adecuados para grandes longitudes de pilotes que han de soportar grandes cargas. Se hacen de tramos de concreto reforzado longitudinal y espiral de unos 5 m de longitud. Todos los tramos deben tener perforaciones próximas a la periferia de calibre suficiente para contener a los alambres longitudinales de presfuerzo, los que, armando el pilote, se tensan con gatos y se sujetan rellenando las perforaciones con mortero. Pueden alcanzar diámetros hasta de 1 m.



2) Pilotes Hawcuba.

Se arman en tramos de concreto precolado de 1.5 m a 3.0 m de longitud, que se van uniendo por machimbrado complementado con mortero. Evitan maniobras difíciles en pilotes largos.

3) Pilotes gigantes.

Son de concreto protegidos por canales de acero (Figura 3.5), que absorben gran parte del impacto del martinete protegiendo el pilote. Embronan con una zapata de acero que cubre la punta del pilote y que transmite la energía del hincado directamente a la punta, con lo que los pilotes pueden alcanzar profundidades mayores aún con martinetes de menor energía de hincado. Al final del hincado se extraen los canales; el hincado de pilotes vecinos cierra posteriormente el espacio vacío dejado por la remoción de los canales.

b) Colados in situ.

Según los procedimientos de construcción se dispone de una amplia variedad de estos pilotes. Pueden construirse con o sin ademe permanente. Los pilotes construidos con ademe son útiles en los casos en que la excavación pueda cerrarse o derrumbarse antes de la construcción del pilote, en que el flujo de agua pueda inundar la excavación y en el que la excavación para pilotes vecinos pueda perjudicar al pilote acabado de construir.

Los tipos más usuales de pilotes colados en el lugar se describen brevemente a continuación.

1) Pilotes McArthur de concreto comprimido.

Para la construcción de este tipo de pilotes se hincan un ademe circular provisto de un émbolo que se mantiene al nivel del extremo inferior. Una vez que ha llegado a la profundidad deseada se retira el émbolo y se vacía el concreto. Se extrae el ademe y se asegura el concreto con el peso del émbolo para evitar que vaya a fluir hacia afuera (Fig. 3.6).

2) Pilotes Western.

Son una variante de los pilotes McArthur. El émbolo se acciona con un mecanismo de poleas que le permite ejercer presión sobre el concreto para evitar el arrastre de este al extraer el ademe.

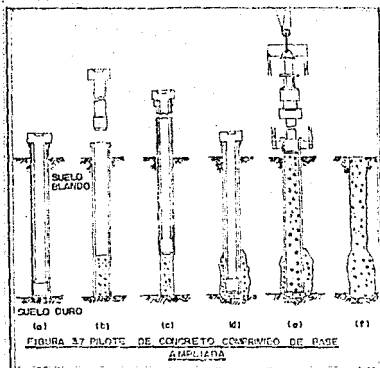


FIGURA 37 PILETE DE CONCRETO COMPRIMIDO DE BASE AMPLIADA

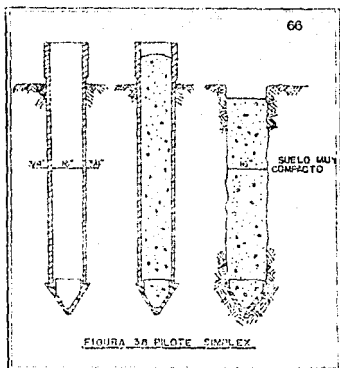


FIGURA 38 PILETE SIMPLEX

3) Pilotes de concreto comprimido con base ampliada.

La ampliación de la base de estos pilotes desarrolla esfuerzos de contacto más pequeños. Se hince un ademe con el ábalo colocado hasta el fondo. Se levanta fuera del ademe y se vacía el concreto hasta una cierta altura asegurándolo con el ábalo; se rehíncalo el ademe de nuevo en la posición inferior, a través del concreto fresco, con lo que se produce la ampliación de la base. Se levanta otra vez el ábalo y se completa el llenado de concreto. Se retira el ademe presionando al concreto con el ábalo para evitar que sea arrastrado (Fig. 3.7).

4) Pilotes Simplex.

Son empleados en suelos blandos o relativamente duros. El molde para el vaciado del concreto debe quedar debidamente conformado, por lo que, al retirar el ademe de perforación deberá colocarse un ademe interior ligero cuando la consistencia del suelo no garantice un buen molde.

La construcción de estos pilotes implica la pérdida de la punta del diámetro de hincado en cada pilote (Fig. 3.8).

5) Pilotes Vibro.

La superficie lateral corrugada que resulta logra una buena adherencia con el suelo del derredor. Son útiles para su construcción en suelo blando que tenga la consistencia necesaria para que el concreto no fluya lateralmente a través de él. Es usual que el pilote sea de concreto reforzado. Su construcción es semejante a la de los pilotes Simplex; la extracción del ademe y la formación del

pilote se logran mediante golpes del martillo hacia arriba y hacia abajo.

Por lo general, el ademe permanente de los pilotes colados en el lugar es de lámina delgada corrugada y está contenido dentro del ademe de hinca, que posteriormente se recupera. Es frecuente que los pilotes sean de concreto reforzado por la falta de confinamiento lateral. El procedimiento de construcción es en general similar al de los pilotes sin ademe permanente. Los tipos más importantes de estos pilotes se describen a continuación, aunque pilotes como los tipo McArthur o los de base ampliada pueden construirse con ademe permanente.

1) Pilotes Button-Bottom.

Son útiles cuando se requiere un incremento en el área de apoyo del pilote. El ademe exterior lleva una zapata independiente de concreto precolado en su extremo inferior que se pierde en cada pilote. Una vez hincado el ademe exterior se introduce el ademe permanente hasta el fondo y se fija a la zapata con un mecanismo especial. Se vacía el concreto y se extrae el ademe de hinca sin ningún riesgo, pues el ademe interior ha quedado fijado a la zapata (Fig. 3.9)

2) Pilotes Raymond con ademe metálico delgado hincados con mandril.

Pueden usarse en cualquier suelo y trabajar tanto por punta como por fricción. Un dispositivo denominado mandril hinca el ademe permanente, penetrando en su interior y adoptando su forma. Una vez alcanzado el nivel deseado se extrae (Fig. 3.10). Pueden construirse de concreto simple o reforzado.

Fricción negativa.

Los asentamientos de una masa de suelo provocados por un proceso de consolidación y a su vez por efecto propio del suelo o por efecto de sobrecargas, interfieren con el hincado de pilotes dentro de la masa. La tendencia del suelo a desplazarse hacia abajo con respecto a los pilotes, es decir, a colgarse, desarrolla un arrastre conocido como fricción negativa. Efectos semejantes pueden producirse por consolidación debida al descenso del nivel freático o a otras causas. La fricción negativa puede llegar a inducir cargas en los pilotes de la magnitud de las transmitidas por la superestructura y aún mayores en algunos casos.

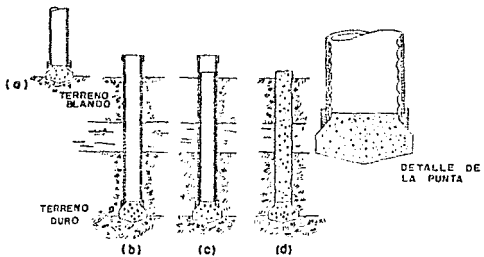


FIGURA 3.9. PILETE BUTTON BOTTOM

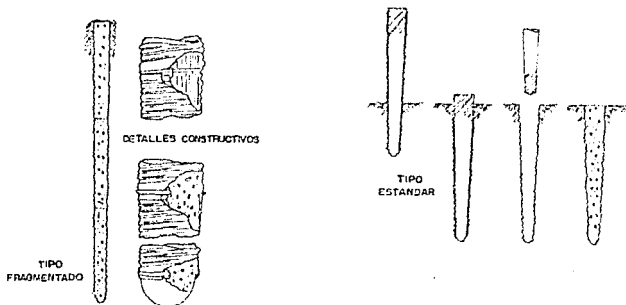


FIGURA 3.10 PILETE RAYMOND

3.2.2 Cimentaciones sobre pilas.

Una pila de cimentación es un elemento prismático colado en una perforación y apoyado en roca o suelos compactos. Normalmente la perforación se realiza con máquina y puede o no tener una amplia---ción en su extremo inferior denominada campana. Ahora bien, dependiendo de las características y resistencia al corte del suelo que atraviesa y de la posición del nivel freático, la perforación debe o no soportarse con ademe o estabilizarse con agua o lodo bentonítico.

Desde el punto de vista de la Ingeniería de Cimentaciones, las pilas tienen las siguientes ventajas sobre los pilotes:

- Pueden construirse hasta la profundidad de proyecto, no obstante la presencia de lentes compactas o cenetadas.
- No extruyen los materiales cohesivos blandos que atraviesan.
- Permiten corroborar la naturaleza de los materiales de apoyo.

Entre sus desventajas se pueden mencionar:

- Provocan asentamientos de la superficie del terreno cuando durante la construcción no se evita el flujo de suelo hacia la excavación.
- La hincas de pilotes mejora la compacidad del estrato de apoyo gruesular, por el contrario, en el fondo de la perforación para una pila puede resucirse la compacidad del suelo si hay fuerzas de filtración ascendentes.

En los últimos años, en la Ciudad de México se han empleado con bastante frecuencia las cimentaciones mediante pilas en las zonas de Transición y de Lomas, debido principalmente a que en estas el estrato resistente se halla a profundidades menores de 20 m y a que la consolidación regional es muy pequeña o se presenta a profundidades mayores que las de apoyo. En estas condiciones las pilas resultan más económicas que los pilotes, pues su construcción puede efectuarse rápidamente con equipo ligero y móvil y la perforación puede realizarse en un amplio rango de diámetros que va de 0.60 a 3.00 m por lo que, en general, es suficiente una pila bajo cada columna.

3.2.2.1 Procedimientos de construcción.

La construcción de las pilas comprende tres etapas independientes: perforación, colocación del concreto e inspección.

Perforación.

La perforación para una pila puede hacerse manualmente o con maquinaria. El procedimiento llamado del pozo seco puede aplicarse solo en terrenos secos o en los que las filtraciones sean muy pequeñas. Consiste en excavar manualmente un pozo hasta el estrato resistente, adecuadamente adomado y de dimensiones suficientes para poder maniobrar dentro de él.

El método llamado Chicago es similar, solo que conforme se excavan profundidades de unos 2 m se van colocando largueros verticales de madera que se contienen con anillos de acero. Así se continúa hasta alcanzar el nivel deseado, donde se forma la campana. Si se presentan filtraciones de agua considerables se introducen en el terreno secciones tubulares de acero, telescópicamente, excavando a mano el material que va quedando dentro de cada sección. Este proceso se conoce como método Gow. Estos métodos se ilustran en la figura 3.11.

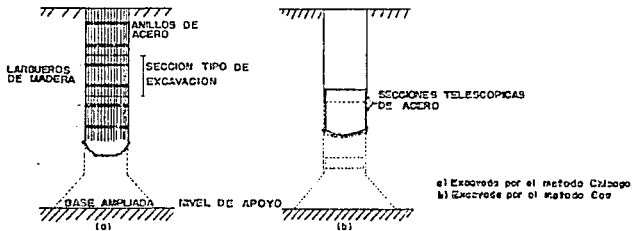


FIGURA 3.11 PILAS

El costo excesivo que implican los métodos manuales de excavación, sugiere el empleo de perforadoras mecánicas. El suelo se ataca y se extrae por medio de brocas y botes o espirales accionados por máquina rotatoria. Conforme se profundiza la perforación se estabiliza con agua o lodo bentonítico. La campana se realiza con ri-

mas adicionales a la herramienta de perforación. En perforaciones _ estancas ha habido necesidad de hacerse a pico y pala.

Colocación del concreto.

a) Concreto colado en seco.

Una vez terminada la perforación se introduce el armado y se _ coloca el concreto, vertiéndolo desde la superficie. El colado en seco se efectúa en una perforación sin agua, situación que solo es posible cuando el nivel freático se sitúa a profundidades mayores que las de apoyo, o cuando las filtraciones son reducidas y no se _ originan en el fondo de la perforación, condiciones frecuentes en las zonas de Transición y de Lomas. Los períodos usuales durante _ los que la perforación permanece abierta y en los que sus paredes son estables, se estiman entre unas horas y 2 días, aunque suelen ocurrir desprendimientos locales en estratos limosos o en gravas y arenas limpias que deben eliminarse de la perforación.

b) Concreto colado bajo agua o lodo bentonítico.

Cuando la perforación no es estable o intercepta el nivel freá _ tico, se mantiene llena con agua o lodo bentonítico. Instalado el _ armado se introduce una tubería de colado hasta unos 50 cm del _ fondo de la perforación; en el extremo superior se acopla una tolva. Se coloca un tapón deslizante en la descarga de la tolva y se comienza el colado manteniendo el extremo inferior de la tubería sumergido dentro del concreto ya colado, con lo que se evita que se mezcle con el fluido estabilizador.

Inspección.

Lamentablemente esta operación ha sido muy deficiente en mu-- chos casos en la Ciudad de México. En escasas ocasiones se verifica que el fondo de la perforación esté libre de azolves y no ha sido _ usual el empleo de herramientas de limpieza adecuadas. No hay prácticas bien establecidas que garanticen el correcto recubrimiento del acero de refuerzo, la relación apropiada entre las característi _ cas del concreto y el tamaño de la tubería de colado, ni límites pa _ ra la duración del colado y sus interrupciones. De igual forma, la obtención y ensaye de núcleos de concreto de las pilas ha sido ra-- quítico.

La falta de registros de perforación es un gran problema, so-- bre todo si se piensa en las graves consecuencias que se pueden de-- rivar de la erraticidad de los mantos de apoyo, tan frecuente en la zona de Transición.

3.2.3 Cilindros de cimentación.

Los cilindros son secciones circulares de mayor diámetro que las pilas (hasta algo más de 3 m). Son de concreto reforzado y se construyen huecos. En la superficie del terreno se coloca el cilindro y se empieza a excavar en su interior con una cuchara de almeja, así el cilindro va descendiendo conforme se excava y extrae el suelo bajo él, hasta llegar al estrato resistente.

Para que la penetración del cilindro sea más rápida se puede proveer de una punta biselada o una cuchilla de acero en la parte inferior. En cilindros de gran longitud es conveniente construirlos en tramos colados en la superficie y unidos monolíticamente entre sí conforme se profundiza. También es común el empleo de lastres para vencer la fricción lateral entre las paredes del cilindro y el suelo que evita su descenso. Una vez que el elemento ha quedado en el nivel deseado se cuele un tapón en su extremo inferior y otro en el superior quedando así el interior hueco.

En general los cilindros de cimentación resultan ser elementos más costosos que los pilotes.

3.2.4 Cimentaciones compensadas.

Una cimentación compensada es aquella en que el incremento neto de esfuerzo en el contacto cimentación-suelo es menor que la presión debida al peso total de la estructura, para lo que se realiza una excavación en donde se aloja un cajón de cimentación de peso menor que el del volumen total de suelo excavado.

En función de la relación carga total de la estructura-peso del suelo excavado, resultan tres casos de cimentaciones compensadas: parcialmente compensada si la carga impuesta por la estructura sobre el área de cimentación es mayor que el peso del suelo excava-

do, totalmente compensada si dicha carga es igual al peso del suelo excavado y sobrecompensada si es menor.

En el caso de una cimentación parcialmente compensada, el incremento medio de presión en el área de desplante es positivo, pero menor que la presión de contacto cimentación-suelo. En una cimentación totalmente compensada, el incremento medio de presión sobre la superficie de desplante es nulo y en una cimentación sobrecompensada, se tiene un decremento de presión con respecto a la que estaba sometido el suelo originalmente.

Es ventajoso el empleo de los cajones de cimentación parcialmente compensados cuando el análisis sin compensación plantea un factor de seguridad bajo contra falla por capacidad de carga o deformaciones excesivas. Desde este punto de vista, puede combinarse el principio de compensación con el trabajo de pilotes; un ejemplo claro de ello es el frecuente uso de cimentaciones parcialmente compensadas con pilotes de fricción en el centro de la Ciudad de México.

Por otro lado el diseño de cimentaciones totalmente compensadas y sobrecompensadas plantea una solución a las necesidades de espacio subterráneo útil, como es el caso de las rutas rápidas para la circulación de vehículos que condicionan forzosamente la necesidad de pasos a desnivel en sus cruces con otras avenidas, el ferrocarril subterráneo o la habilitación de sótanos para estacionamientos en edificios.

El diseño de la losa que ha de constituir el piso del cajón de cimentación debe hacerse considerando una distribución uniforme de las cargas transmitidas por la estructura sobre el área de cimentación. En cuanto al diseño de los muros exteriores del cajón, deberá considerarse el movimiento de las paredes hacia la excavación, es decir, el empuje lateral del suelo.

3.3 Capacidad de carga.

Como se mencionó al principio de este capítulo, la capacidad de carga es la presión que el suelo es capaz de soportar; si esta presión es llevada hasta la falla se tendrá la capacidad de carga última del suelo, si dicha presión no ocasiona la falla del suelo esta será la capacidad de carga admisible, que se obtendrá dividiendo la capacidad de carga última por un factor de seguridad mayor de 1.

A continuación se exponen brevemente tres de las teorías más usadas en el análisis de la capacidad de carga de un suelo.

3.3.1 Teoría de Terzaghi.

En su forma más general cubre el caso de suelos cohesivo-friccionantes. Hoy en día representa la teoría más empleada para el cálculo de capacidad de carga en problemas prácticos, particularmente los que involucran cimentaciones superficiales, es decir, aquellas cuyo ancho B es igual o mayor que la profundidad de desplante D_f ($B \geq D_f$).

Según Terzaghi, el efecto del suelo arriba del nivel de desplante del cimiento es despreciable, únicamente se considera dicho efecto como una sobrecarga $q = \gamma D_f$, siendo γ el peso volumétrico del suelo. Terzaghi basa su teoría en el mecanismo de falla para un cimiento poco profundo mostrado en la figura 3.12, considerando una longitud infinita normal al plano de la hoja.

La cula formada en la zona I penetra hacia abajo como elemento rígido junto con el cimiento. La zona II es de deformación tangencial radial, considerando la base del cimiento como rugosa, la frontera AC forma con la horizontal el ángulo ϕ ; si se considerara idealmente lisa el ángulo formado con dicha horizontal sería $45 + \phi/2$. La frontera AD forma con la horizontal un ángulo de $45 - \phi/2$ en cualquiera de los dos casos. En la zona III se tiene un estado plástico pasivo de Rankine.

Para que el cimiento penetre en el suelo, deberán vencerse las fuerzas resistentes que se oponen a la penetración. Estas fuerzas son la cohesión desarrollada en las fronteras AC y la resistencia pasiva del suelo desplazado actuante en las mismas. Como se supone un estado de falla incipiente estas fuerzas forman un ángulo ϕ

con las superficies. Estableciendo el equilibrio de las fuerzas verticales y considerando nulo el peso de la cuña I, se tiene:

$$qc B = 2 Pp + 2 C \text{ Sen } \phi$$

donde:

qc : carga de falla en el cimiento, por unidad de longitud del mismo

Pp : empuje pasivo sobre la superficie AC

C : fuerza de cohesión actuante en la superficie AC

Como $C = cB / 2 \text{ Cos } \phi$, se tiene:

$$qc = \frac{1}{B} (2 Pp + cB \text{ tg } \phi)$$

Terzaghi descompone el empuje pasivo Pp en tres componentes: una debida a la cohesión actuante sobre la superficie CDE (Ppc), otra debida a la sobrecarga actuante en la superficie AE, $q = \gamma Df$ (Ppq) y una más debida a los efectos normales y de fricción a lo largo de la superficie de deslizamiento CDE provocados por el peso del suelo en las zonas II y III (Ppr).

Volviendo a la ecuación anterior e incorporando estos componentes se tiene:

$$qc = \frac{2}{B} (Ppc + Ppq + Ppr + \frac{1}{2} cB \text{ tg } \phi) \quad \text{--- (1)}$$

Después de calcular el valor de las componentes Ppc, Ppq y Ppr, Terzaghi transformó la ecuación (1) en la siguiente:

$$qc = cNc + \gamma Df Nq + \frac{1}{2} \gamma B N\gamma$$

donde qc representa la capacidad última del cimiento y Nc, Nq y N γ son coeficientes adimensionales que dependen del valor del ángulo de fricción interna del suelo ϕ y llamados "factores de capacidad de carga" debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo, respectivamente. Estos valores fueron representados por Terzaghi en forma gráfica (Fig. 3.13).

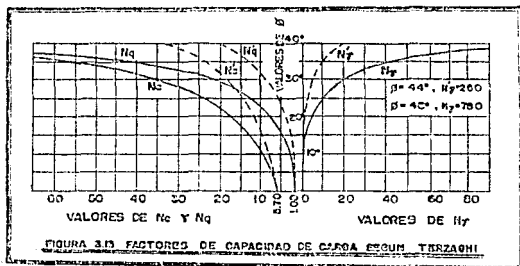
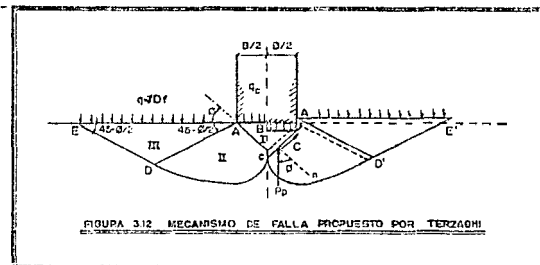
Se observa que en la figura aparecen tres curvas continuas y tres discontinuas. Las primeras dan los valores de Nc, Nq y N γ en función del ángulo ϕ , en tanto que las segundas son producto de una variación en los valores de c y ϕ , considerándose

$$c' = 2/3 c$$

La razón de esta variación en los valores de c y ϕ , radica en el mecanismo de falla que Terzaghi denominó local, es decir, la falla ocurre a una carga menor por no haberse alcanzado un nivel de asentamiento del cimiento que equivale a la falla del mismo. En materiales arenosos sueltos o arcillosos blandos, la deformación de estos se hace muy grande para cargas próximas a la de falla no logran desarrollar el estado plástico hasta los puntos E y E' (Fig. 3.12) sino que la falla ocurre antes. La falla provocada por el desarrollo completo del estado plástico se llama general y es la obtenida directamente con los valores de c y ϕ .

Dicho lo anterior, la capacidad de carga última en condiciones de falla local se define por la expresión

$$q_c = \frac{2}{3} c N_c' + \gamma D_f N_q' + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma'$$



3.3.2 Teoría de Skempton.

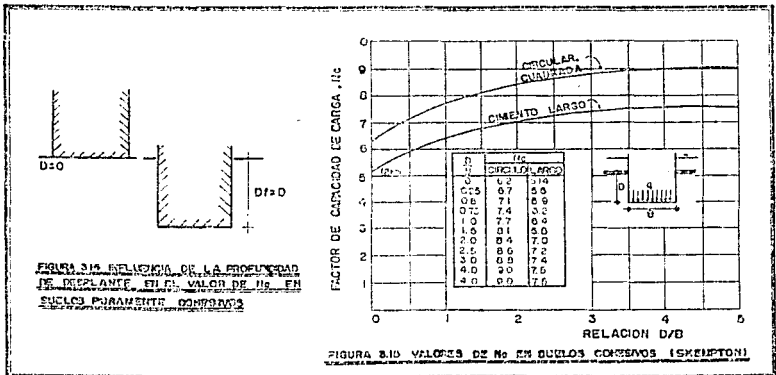
La teoría de Terzaghi aplicada a suelos cohesivos no considera la profundidad de desplante del cimiento en el estrato de apoyo. D al evaluar el valor de N_c . Así, los 2 cimientos de la figura 3.14 tendrían la misma capacidad de carga en cuanto a la cohesión, es decir, al valor de N_c .

Skempton determinó la variación del factor de capacidad de carga N_c en función de la profundidad de desplante D del cimiento en el estrato de apoyo, situación que Terzaghi no considera; así en la figura 3.14, el cimiento más profundo tendrá una superficie de falla de mayor desarrollo en que la cohesión trabajará más y el valor de N_c será mayor. La gráfica de la figura 3.15 elaborada por Skempton muestra la variación creciente de N_c conforme aumenta la profundidad de desplante, pero existe un límite a partir de una cierta profundidad en que N_c permanece ya constante.

La expresión para determinar la capacidad de carga según Skempton es análoga a la de Terzaghi;

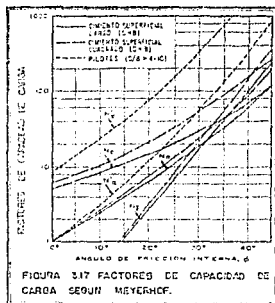
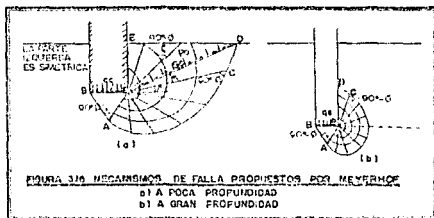
$$q_c = cN_c + \gamma Df$$

con la diferencia de que N_c varía con la relación D/B en que D es la profundidad de entrada del cimiento en el estrato de apoyo (Fig. 3.14) y B es el ancho del cimiento.



3.3.3 Teoría de Meyerhof.

Esta teoría toma en cuenta los esfuerzos cortantes que puedan desarrollarse en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento, considerado por Terzaghi como una sobrecarga flexible. Meyerhof supone el mecanismo de falla mostrado en la figura 3.16 para el caso de cimientos largos.



La zona ABE es una zona de estado plástico activo de Rankine, en esta forma actúa como cuerpo rígido formando parte del cimiento y penetrando junto con este. La zona ABC se consideró una zona de esfuerzo cortante radial limitada por un arco de espiral logarítmica. La zona BCD es una zona de transición donde las fuerzas varían desde los correspondientes a un estado de esfuerzo radial hasta los de un estado plástico pasivo de Rankine. BD se llamó superficie libre equivalente y supuso que en ella actuaban los esfuerzos E_n (normales a la superficie) y E_t (cortantes a la superficie), ambos debidos a la acción de la zona BD .

Con todas estas hipótesis, Meyerhof llegó a la siguiente expresión; análoga a la ecuación de Terzaghi:

$$q_c = cN_c + P_0 N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma$$

con la diferencia del esfuerzo P_0 y de los factores N_c , N_q y N_γ .

Después de algunas experiencias modificó la ecuación y llegó a una expresión igual a la de Terzaghi:

$$q_c = cN_c + \gamma' D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma$$

empleando los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ obtenidos de la gráfica de la figura 3.17 y que definió de la siguiente manera:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_q = e^{90^\circ \phi} N_\phi \quad N_\phi = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \phi)$$

3.3.4 Factor de seguridad.

Para determinar la capacidad de carga admisible, es necesario dividir la capacidad de carga última por un número mayor de 1, llamado factor de seguridad.

Dicho factor considere las incertidumbres acumuladas durante el proceso de cálculo, por ejemplo en la determinación de las propiedades mecánicas del suelo, en la aplicabilidad de las teorías, en las cargas reales que actuarán sobre la cimentación, en el procedimiento constructivo, etc.

Solamente en la práctica se emplea un valor de 3 en el cálculo de capacidad de carga para condiciones estáticas normales, y un valor de 2 para la combinación más desfavorable de cargas estáticas permanentes y cargas dinámicas o estáticas eventuales.

3.4 Verificación de la seguridad de las cimentaciones.

Conforme establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla se verificará comparando la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La seguridad de la cimentación ante estados límite de servicio deberá revisarse considerando los límites que marca la Tabla II.⁽¹⁾

Acciones de diseño.

El art. 133 del Reglamento establece las siguientes combinaciones de acciones en el diseño de cimentaciones:

- 1) Acciones permanentes más acciones variables incluyendo la carga viva. Esta combinación se empleará para la revisión tanto de los estados límite de falla como de servicio. Para la revisión de los estados límite de servicio (asentamientos y movimientos a largo plazo) las acciones variables se tomarán con su intensidad media. Para la revisión de los estados límite de falla, la acción variable será la más desfavorable con su intensidad máxima y las restantes acciones con su intensidad instantánea.
- 2) Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con esta combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental. La fuerza de inercia que actúa en la masa de suelo potencialmente deslizando que subyace a la cimentación debe incluirse entre las acciones inducidas por sismo.

Factores de carga.

Para la revisión de los estados límite de falla las acciones aplicadas deberán afectarse por factores de carga de 1.4 en condiciones estáticas y por factores de carga de 1.1 en condiciones dinámicas (condiciones bajo acción sísmica).

En el caso de los estados límite de servicio, el factor de carga será igual a 1.0 para todas las acciones.

Factores de resistencia.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de la cimentación. Para todos los estados límite de falla se emplearán los siguientes:

- 1) 0.35 para la capacidad de carga en la base de zapatas de cualquier tipo en la Zona I, las zapatas perimetrales desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las Zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.
- 2) 0.70 (1 - S/2) para la capacidad de carga por adherencia de pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluya las solicitaciones sísmicas, siendo S la relación entre la mayor sollicitación sísmica y la mayor sollicitación total que actúan sobre el pilote.
- 3) 0.70 para los otros casos.

3.4.1 Cimentaciones con zapatas y losas.

Estados límite de falla.

Las siguientes desigualdades deberán cumplirse para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales, en el caso de cimentaciones superficiales (zapatas y losas de cimentación).

- Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos

$$\Sigma QF_c/A < C_u N_c FR + P_v$$

- Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes

$$\Sigma QF_c/A < [\bar{P}_v (N_q - 1) + \gamma BN_f/2] FR + P_v$$

en que:

ΣQF_c : suma de las acciones verticales consideradas en la combinación considerada, multiplicada por el correspondiente factor de carga

A: área de la cimentación, m²

P_v : presión vertical total a la profundidad de desplante debida al peso propio del suelo, ton/m²

\bar{P}_v : presión vertical efectiva a la misma profundidad, ton/m²

γ : peso volumétrico del suelo, ton/m³

Cu: cohesión aparente, ton/m², obtenida de ensaye triaxial UU

B: ancho de la cimentación, m

Nc: coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L) .$$

para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$

siendo D_f la profundidad de desplante en m. Si D_f/b y B/L no cumplen con la condición señalada, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

Nq: coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q = \sigma^{* \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi/2)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo.

Nq se multiplicará por $1 + (B/L)\tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para zapatas circulares o cuadradas.

N γ : coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

N γ se multiplicará por $1 - 0.4(B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

FR: factor de resistencia

Estados límite de servicio.

Los asentamientos inmediatos de las cimentaciones bajo sollicitaciones estáticas se calcularán en base a la Teoría de Elasticidad. Cuando se trate de un suelo estratificado de características elásticas diferentes, puede no considerarse la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. Las deformaciones debidas a cargas accidentales cíclicas se podrán determinar a partir de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno.

Los asentamientos diferidos se estimarán mediante la siguiente expresión:

$$\Delta H = \sum_0^H [\Delta e / (1 + e_0)] \Delta z$$

donde,

ΔH : asentamiento de un estrato de espesor H .

e_0 : relación de vacíos inicial determinada en prueba de consolidación unidimensional.

Δe : variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical ΔP inducido a la profundidad z por la carga superficial.

Δz : espesores de estratos en los cuales los esfuerzos puedan considerarse uniformes.

3.4.2 Cimentaciones con pilotes o pilas.

Estados límite de falla.

Para verificar la seguridad de una cimentación a base de pilotes o pilas, deberá cumplirse la siguiente desigualdad para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\Sigma Q F_c < R$$

donde

$\Sigma Q F_c$: incrementos totales debidos a las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas de sus correspondientes factores de carga. Las acciones incluirán el peso propio de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

R : el menor valor de la suma de las capacidades de carga individuales o de grupos o la global del conjunto de pilas o pilotes.

La capacidad de carga de pilotes de punta o pilas se calculará en la forma siguiente:

- Para suelos cohesivos

$$C_p = [C_u N_c^* F_R + P_v] A_p$$

- Para suelos friccionantes

$$C_p = [\bar{P}_v N_q^* F_R + P_v] A_p$$

donde:

C_p : capacidad por punta, ton

A_p : área transversal de la pila o del pilote, m²

P_v : presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes o pilas, ton/m²

\bar{P}_v : presión vertical efectiva a la misma profundidad, ton/m²

C_u : cohesión aparente, ton/m², determinada en ensaye triaxial UU

N_c^* : coeficiente de capacidad de carga definido por la tabla siguiente

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

ϕ_u ángulo de fricción aparente, en grados

N_q^* : coeficiente de capacidad de carga definido por

$$N_q^* = N_{min} + L_e (N_{max} - N_{min}) / [4 B \tan(45 + \phi/2)]$$

cuando $L_e/B \leq 4 \tan(45 + \phi/2)$, o bien

$$N_q^* = N_{max}$$

cuando $L_e/B > 4 \tan(45 + \phi/2)$

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°
N_{max}	12.5	26	55	132	350
N_{min}	7	11.5	20	39	78

L_e : longitud empotrada del pilote o pila en el estrato resistente, m

B : ancho o diámetro de los pilotes o pilas, m

ϕ : ángulo de fricción interna, en grados

F_R : factor de resistencia, igual a 0.35

Para elementos de más de 0.5 m de diámetro, la capacidad calculada deberá corregirse por el efecto de escala con los siguientes factores:

- Para suelos friccionantes

$$F_{re} = [(B - 0.5) / 2B]^n$$

donde

B : diámetro de la base del pilote o pila, m (>0.5 m)

n : exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso.

- Para suelos cohesivos firmes fisurados se empleará la expresión anterior con un exponente $n=1$. Para pilas coladas en suelos de esta naturaleza, la expresión a usar será:

$$F_{re} = (B + 1) / (2B + 1)$$

Estados límite de servicio.

El cálculo de los asentamientos en pilas o pilotes de punta deberá considerar la deformación propia de los elementos bajo las diferentes acciones que obran en ellos, incluyendo la fricción negativa, y la de los estratos por debajo del apoyo de las puntas. La consolidación estimada del estrato entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida útil de la estructura, se considerará para efectos del cálculo de la emersión debida al hundimiento regional.

4. Características y propiedades del subsuelo en el predio de interés.

El sitio donde se construirá la Torre Lomas y un edificio para estacionamientos se localiza dentro del perímetro de la Delegación Guajimalpa del Distrito Federal.

De acuerdo con la zonificación geotécnica del Área Urbana del Valle de México, el sitio de interés se localiza al poniente de la Ciudad en la zona denominada de Lomas, que ha sido descrita anteriormente.⁽¹⁾ El subsuelo de esta zona se caracteriza por la poca profundidad a que se encuentran los depósitos firmes. En la zona mejor definida en cuanto a propiedades físicas y mecánicas se refiere; sin embargo, como ha quedado asentado, la realización de un programa de exploración y muestreo adecuado permitirá conocer con mayor exactitud las características del lugar en cuestión, lo que garantizará el correcto diseño de la estructura de cimentación.

Con objeto de determinar el tipo de cimentación más apropiado para las estructuras proyectadas, establecer el procedimiento constructivo de la misma y de la excavación que alojará los sótanos, se llevó a cabo un estudio de Mecánica de Suelos consistente en exploración y muestreo del subsuelo y pruebas de laboratorio.

En este capítulo se presenta el desarrollo de los puntos contemplados en el estudio de Mecánica de Suelos, los resultados de este y el análisis de los mismos.

(1) CAPÍTULO I. ZONIFICACION Y CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO DEL VALLE DE MEXICO.

4.1 Antecedentes.

Se proyecta la construcción de la Torre Lomas y un edificio de estacionamientos en un predio ubicado en la esquina que forman las calles Alcanfores y Paseo de los Laureles del Fraccionamiento Bosques de las Lomas, en la Delegación Guajimalpa, D.F. En la figura 4.1 se muestra la ubicación del predio.

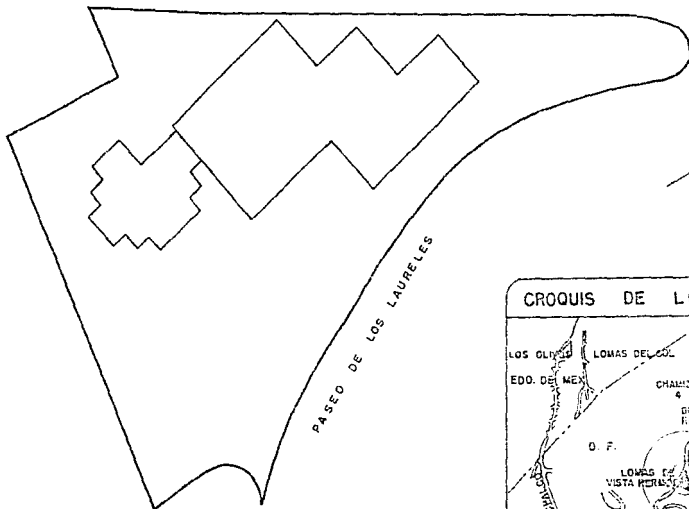
El predio de interés está integrado por tres lotes con un área total de 11 411.46 m², de los cuales 651 m² ocupará la Torre y 2 120 m² el edificio de estacionamientos; el resto será zona de onación con la distribución indicada en la figura 4.2. El predio presenta una forma triangular; uno de sus lados colinda con la calle Alcanfores, el otro con la calle Paseo de los Laureles y el tercero con un predio vecino y donde inicia una barranca.

El predio presenta una topografía irregular; de acuerdo con el levantamiento planimétrico y altimétrico del predio (Fig. 4.3) la calle Alcanfores se encuentra a una mayor elevación con respecto a la calle Paseo de los Laureles, siendo el desnivel entre ambas de 10 m aproximadamente (curvas de nivel 95 a 105).

En el plano topográfico de la figura 4.3 puede observarse la variación de alturas que existe en el predio. En las proximidades a la parte central del edificio de estacionamientos hay un desnivel aproximado de 3 m en una distancia de 8 m a partir de la curva de nivel 95 (calle Paseo de los Laureles). En la parte media izquierda del lote 2 se identifica otro desnivel fuerte. Las zonas mejor definidas se aprecian en las partes centrales de la Torre y del edificio de estacionamientos, en donde la variación de elevaciones es menos acentuada.

El proyecto arquitectónico de la Torre contempla un edificio de cuarenta y seis niveles, además de tres niveles que quedarán en sótano; dos de ellos serán utilizados como bodegas, mientras que el tercero habrá de constituir el cuerpo de la cisterna y la fosa de elevadores.

ALCANFORES



CROQUIS DE LOCALIZACION

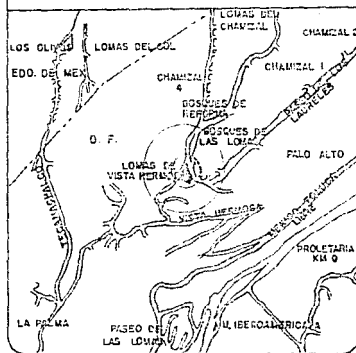


FIG. 4.1 LOCALIZACION DEL PREDIO



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ÁNGEL ALVAREZ AGUIRRE

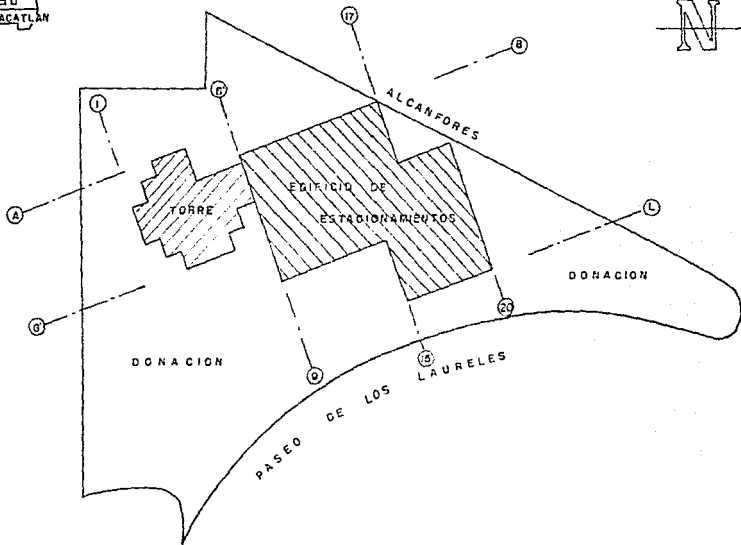
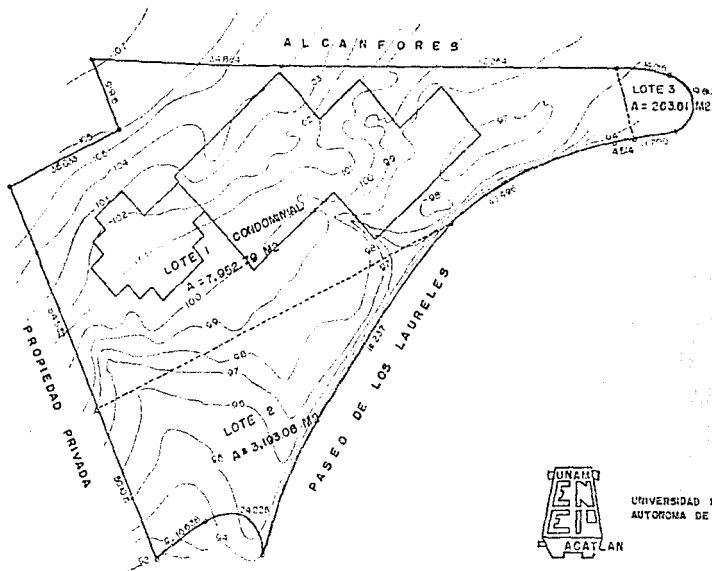


FIG. 42 PLANTA DE DISTRIBUCION



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ÁNGEL ALVAREZ AGUIRRE

PLANO TOPOGRAFICO

FIGURA 4.3

Con el fin de conocer el nivel de desplante que tendrán los sótanos con respecto al nivel del terreno natural así como la profundidad de excavación necesaria para alojarlos, se hizo un corte para observar el perfil del terreno natural. Este corte cubre el área en sentido longitudinal a lo largo de una distancia aproximada de 100 m, en la posición indicada esquemáticamente en la figura 4.4a y en la figura 4.4b se observa el perfil del terreno obtenido con el corte.

Para conocer el nivel que tendrán los sótanos se tomó como nivel de referencia la cota 100 del perfil topográfico. En la figura 4.5 se muestran los niveles que tendrán los sótanos. En la estructura de la Torre el nivel 100 corresponde al nivel de piso terminado del vestíbulo. El nivel de piso terminado del primer sótano será 97.255. El nivel del segundo sótano será 94.51. El nivel de desplante del tercer sótano que será el nivel de desplante de la cisterna será 89.80. La altura total de la Torre será de 174.90 m. En la figura 4.6 se muestra un corte vertical esquemático.

El edificio de estacionamientos tendrá tres niveles en sótano. Los niveles del vestíbulo y del primer sótano de la Torre coinciden con los niveles del primer sótano y segundo sótano del cuerpo de estacionamientos, respectivamente. El nivel de piso terminado del último sótano coincide con el nivel de piso terminado del segundo sótano de la Torre (Nivel 94.51).

La cisterna, que ocupa el tercer sótano de la Torre, tendrá una altura de 4.71 m y su nivel de desplante coincidirá con el nivel de la fosa de elevadores, que ocupa la zona central bajo la Torre.

En la figura 4.5 la línea del perfil del terreno natural establece la profundidad que deberá tener la excavación para alojar los sótanos. Así, en referencia a la cota 100, se tendrá una profundidad máxima de excavación de 11 m para alojar los sótanos de las estructuras.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL
MARC ANTONIO GARCÍA GARCÍA

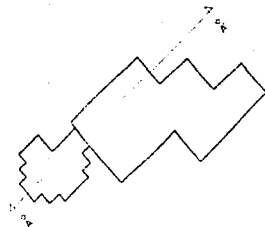


FIGURA 4.4a POSICION DEL CORTE

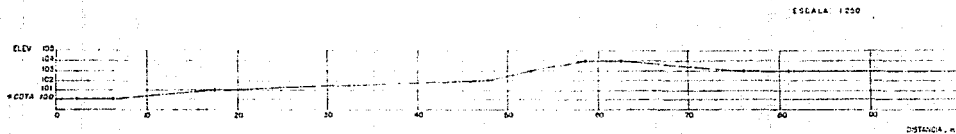
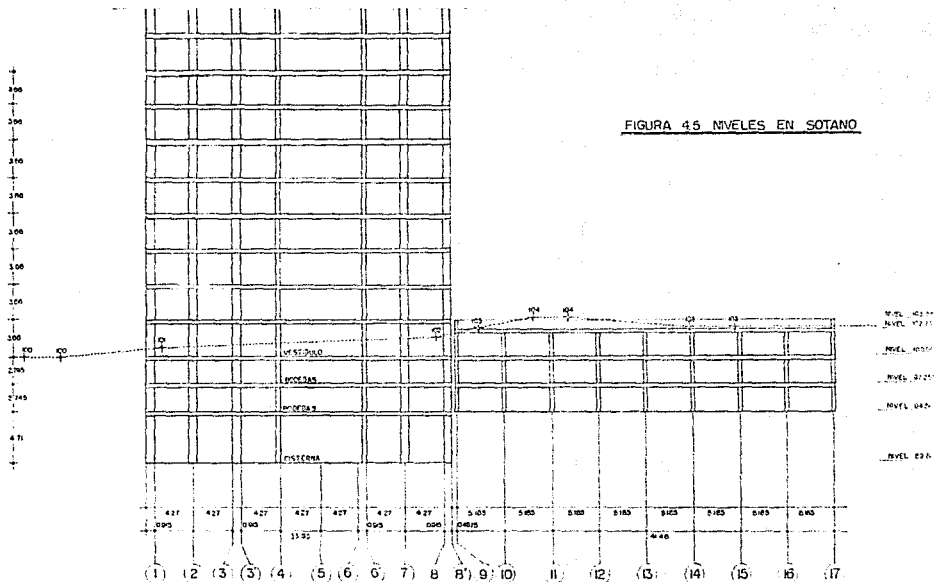


FIGURA 4.4b PERFIL DEL TERRENO NATURAL

FIGURA 45 NIVELES EN SOTANO





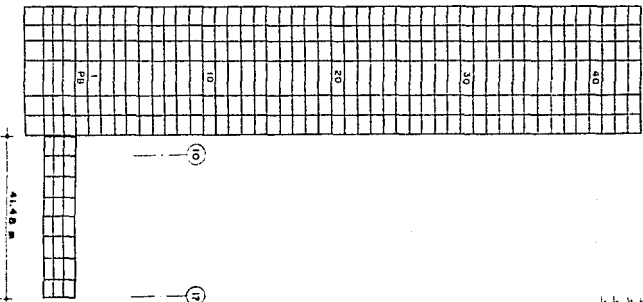
UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ÁVELAR ALVAREZ ABRONTE

□ 244.70
□ 280.70
□ 247.50
□ 228.72

1 33.00 M 2

17400 M



CORTE ESQUEMATICO

41.48 M

□ 103.00
□ 94.01
□ 88.00

FIGURA 40

4.2 Muestreo y exploración del subsuelo.

Previo a la exploración del subsuelo en las áreas donde se construirá la Torre y el edificio de estacionamientos se efectuó un reconocimiento del lugar, realizándose para ello un recorrido por las zonas cercanas al sitio con el objeto de conocer los materiales que afloran, la altura de taludes y cortes y los materiales que los constituyen, etc. Así mismo, se recurrió a información como algunos estudios que permitieran conocer las características geológicas y topográficas del lugar.

Con esta información disponible se pensó en la realización de los sondeos para determinar las características específicas del sitio.

Para conocer las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo en el sitio de interés se realizaron cuatro sondeos del tipo exploratorio, dos de ellos a 45 m de profundidad y dos a 20 m de profundidad, denominados SE-1 a SE-4 y un pozo a cielo abierto de sección transversal circular a 18 m de profundidad, denominado PCA-1. La localización de los sondeos y del pozo puede observarse en la figura 4.7.

En el área donde se construirá el edificio de estacionamientos se practicaron los dos sondeos a 20 m de profundidad (SE-3 y SE-4) en tanto que en el área de la Torre se realizaron los otros dos sondeos a 45 m de profundidad (SE-1 y SE-2) más el pozo a cielo abierto llevado hasta 18 m de profundidad. El sondeo SE-1 se hizo prácticamente en el límite de la Torre con el edificio de estacionamientos. Los sondeos se realizaron en las zonas donde se construirán las estructuras y se ubicaron de modo que se cubriera toda el área que ocuparán las estructuras para que la exploración sea más representativa de las características de todo el sitio de interés.

Por otra parte, los sondeos realizados en el área de la Torre fueron llevados a una mayor profundidad (45 m) que los practicados en el área del edificio de estacionamientos (20 m), dado que la magnitud de las cargas transmitidas por esta estructura es de mayor consideración que las impuestas por el edificio de estacionamientos.

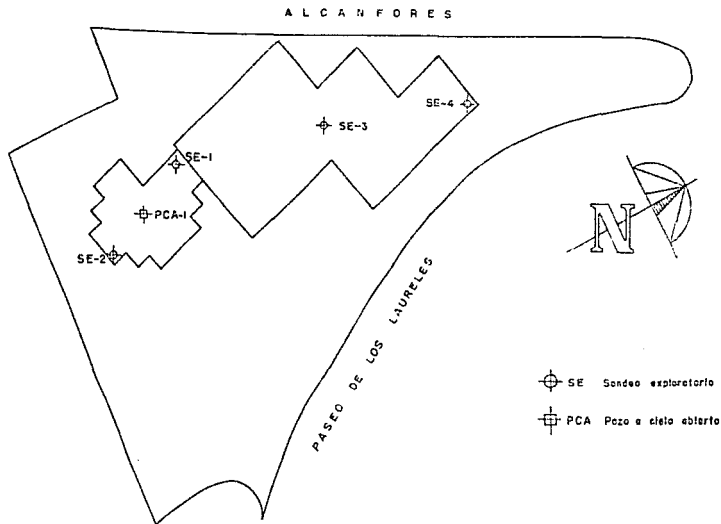


FIG. 4.7 LOCALIZACION DE SONDEOS Y POZO A CIELO ABIERTO

Los sondeos exploratorios se realizaron empleando la herramienta de penetración estándar,⁽²⁾ con la que se obtuvieron muestras representativas alteradas a cada 60 cm midiéndose simultáneamente el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados.

El pozo a cielo abierto de sección circular practicado en el centro de la superficie que ocupará la Torre -donde se estima una mayor concentración de cargas-⁽³⁾, se hizo con un equipo de perforación de pilas, utilizando una broca de 1 m de diámetro; se obtuvieron muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos a diferentes profundidades y se registró la estratigrafía de la pared del pozo por medio de la clasificación de los materiales, aplicando técnicas de identificación en campo.

4.3 Pruebas de laboratorio.

Con objeto de determinar las propiedades índice y mecánicas de los materiales muestreados se recurrió a ensayos de laboratorio.

En las muestras representativas alteradas obtenidas con la prueba de penetración estándar, se hicieron las siguientes pruebas índice:

- clasificación visual y al tacto, en estado húmedo y en estado seco
- contenido natural de agua
- límites de consistencia
- análisis granulométrico por mallas
- densidad de sólidos

En las muestras cúbicas inalteradas labradas del pozo a cielo abierto, además de las anteriores pruebas se hicieron las siguientes pruebas mecánicas:

- compresión axial no confinada
- peso volumétrico natural

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Pruebas de Laboratorio de la C.F.E.⁽⁴⁾

En las figuras 4.8 a 4.11 se presentan, en forma gráfica, los resultados de las pruebas de laboratorio practicadas en las muestras alteradas obtenidas de los sondeos S3-1 a S3-4, incluyendo el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados.

En la figura 4.12 se muestra el perfil estratigráfico y los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas en las muestras inalteradas obtenidas del pozo a cielo abierto.

A fin de relacionar los resultados de los sondeos realizados tanto en la zona de la Torre como en la zona del edificio de estacionamientos, se elaboraron las figuras 4.13 y 4.14 que definen los diferentes estratos de características semejantes que componen el subsuelo en el sitio de la estructura en cuestión, en función del perfil estratigráfico, del contenido de agua y del índice de resistencia a la penetración estándar.

Las curvas granulométricas de algunos materiales arenosos ensayados en una batería de mallas se han dibujado en las figuras 4.15 a 4.26.

En las figuras 4.27 a 4.33 se muestran los parámetros obtenidos con las pruebas triaxiales practicadas en las muestras inalteradas y que fueron del tipo UU (No consolidada - No drenada).

(4) MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. TOMO B.2.3 PROPIEDADES FÍSICAS Y MECANICAS DE LOS SUELOS. C.F.E.

4.4 Características estratigráficas y físicas del subsuelo.

Como se mencionó, el predio en cuestión se localiza en el Po-
niente del Área Urbana del Valle de México, en la zona de Lomas, se-
gún la regionalización hecha por Del Castillo ⁽⁶⁾, donde se encuen-
tran depósitos de la Formación Tarango constituidos por materiales
de origen volcánico producto de la formación de las Sierras de las
Cruces y Guajimalpa, geológicamente recientes de menos de 500 000
años de edad.

En general la secuencia estratigráfica de los depósitos del _
subsuelo definida con los sondeos en el sitio de interés es la si-
guiente:

Superficialmente y con un espesor medio de 4 m se encuentra _
arcilla poco arenosa, café clara y de consistencia dura.

Bajo la capa anterior con espesor medio de 11 m se encuentra
una brecha volcánica constituida por fragmentos de boleos y gravas
empacados en arena fina gris clara y muy compactos.

Entre 15 y 20 m de profundidad se encuentra arena con gravas _
pumíticas, compactas.

Subyaciendo los materiales anteriores y hasta la máxima profun-
didad explorada, se tienen arcilla arenosa y arena limosa, café cla-
ra, siendo los materiales cohesivos de consistencia muy dura y los
friccionantes muy compactos.

La estratigrafía detallada, definida en cada uno de los sondeos
efectuados es la siguiente:

SONDEO EXPLORATORIO SE-1

PROFUNDIDAD
m

DESCRIPCION

0.00 - 4.50

Arcilla con gravas en la parte media, café clara, con contenido de agua medio de 15% y consistencia muy dura. Su límite líquido es de 38%, límite plástico de 16% y pertenece al grupo CL según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). El índice de resistencia a la penetración estándar es mayor de 50 golpes. Presenta los siguientes porcentajes granulométricos:

Gravas	0%
Arenas	35%
Finos	65%

4.50 - 9.00

Arena de fina a gruesa con gravas, poco limosa, café y gris clara, con contenido de agua medio de 6% y muy compacta. El índice de resistencia a la penetración estándar es mayor de 50 golpes. Presenta los siguientes porcentajes:

Gravas	4%
Arenas	67%
Finos	29%

9.00 - 15.00

Arena de fina a gruesa con gravas, gris clara. Su contenido de agua medio es de 8%. Su índice de resistencia a la penetración estándar es mayor de 50 golpes y es muy compacta. Su distribución granulométrica es la siguiente:

De 3.00 m a 11.00 m	Gravas	0%
	Arenas	68%
	Finos	32%
De 11.00 m a 15.00 m	Gravas	0%
	Arenas	41%
	Finos	59%

PROFUNDIDAD
m

DESCRIPCION

15.00 - 16.50	Arena con boleas, gris clara, con contenido de agua medio de 20%, muy compacta con índice de resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes.						
16.50 - 20.00	Arena de fina a gruesa con gravas aisladas de tipo pumítico gris clara, con contenido de agua medio de 22%. En estado muy compacto con índice de resistencia a la penetración mayor de 50 golpes. Presenta los siguientes porcentajes: <table border="0" style="margin-left: 40px;"> <tr> <td>Gravas</td> <td>3%</td> </tr> <tr> <td>Arenas</td> <td>64%</td> </tr> <tr> <td>Finos</td> <td>33%</td> </tr> </table>	Gravas	3%	Arenas	64%	Finos	33%
Gravas	3%						
Arenas	64%						
Finos	33%						
20.00 - 21.10	Arena fina limosa, gris clara, con contenido de agua medio de 10% y muy compacta con índice de resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes.						
21.20 - 25.40	Arcilla limo-arenosa, café clara, con contenido de agua medio de 33% y consistencia muy dura e índice de resistencia a la penetración estándar variable de más de 50 a 40 golpes.						
25.40 - 26.00	Arena limosa, gris clara, con contenido de agua medio de 32% y compactada media e índice de resistencia a la penetración estándar de 28 golpes.						
26.00 - 26.60	Limo arenoso, café claro, con contenido de agua medio de 12%. Índice de resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes y muy compacto.						
26.60 - 27.80	Arcilla limosa, café clara, con contenido de agua medio de 29% y consistencia muy dura. El índice de resistencia a la penetración estándar es mayor de 50 golpes.						

PROFUNDIDAD m	DESCRIPCIÓN
27.80 - 36.20	Arena de fina a media, limosa con gravas aisladas, café clara, con contenido de agua medio de 15% e índice de resistencia a la penetración mayor de 50 golpes y muy compacta.
36.20 - 39.50	Arena de fina a gruesa, con gravas, café y gris clara, con contenido de agua medio de 10% e índice de resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes. Muy compacta.
39.60 - 45.30	Arena de fina a gruesa, poco limosa y con gravas aisladas de tipo pumítico, gris clara con contenido de agua medio de 15% y muy compacta. El índice de resistencia a la penetración es mayor de 50 golpes.

SONDEO EXPLORATORIO SE - 2

PROFUNDIDAD m	DESCRIPCIÓN
0.00 - 3.50	Arcilla poco arenosa, café, con contenido de agua medio de 32% y consistencia dura. Límite líquido de 23%, límite plástico de 17% y pertenece al grupo CL-ML según el SUCS. Su índice de resistencia a la penetración estándar es de 50 golpes.
3.60 - 5.10	Arena de fina a gruesa con gravas aisladas, gris clara, con contenido de agua medio de 11% y compacta. Índice de resistencia a la penetración estándar variable de 50 a más de 50 golpes. Presenta los siguientes porcentajes:
	Gravas 0%
	Arenas 71%
	Finos 29%

PROFUNDIDAD
m

DESCRIPCIÓN

5.40 - 7.90

Gravas con boleos empacados en arena poco arcillosa, café clara, con contenido de agua medio de 22% y compacidad de media a alta. El índice de resistencia a la penetración estándar es variable: de 5.40 m a 6.00 m el índice es de 18 golpes, de 6.00 a 6.60 de 48 golpes y de 6.60 a 7.90 m mayor de 50 golpes. Presenta la siguiente distribución granulométrica:

Gravas	0%
Arenas	74%
Finos	26%

8.40 - 14.50

Arena de fina a gruesa, con gravas, gris clara, con contenido de agua medio de 13% y muy compacta. El índice de resistencia a la penetración estándar es mayor de 50 golpes. Presenta los siguientes porcentajes:

Gravas	0%
Arenas	25%
Finos	75%

15.00 - 19.20

Arena poco limosa con gravas pumíticas, café y gris clara, su contenido de agua medio es de 33% y su compacidad varía entre media y compacta. Su índice de resistencia a la penetración estándar varía de de más de 50 golpes a 30 golpes.

19.20 - 20.40

Gravas empacadas en una matriz de arena fina a gruesa, café clara, con contenido de agua medio de 10% y compactas. El índice de resistencia a la penetración varía entre 40 y 42 golpes.

20.60 - 23.80

Arena de fina a gruesa con gravillas, poco limosa en la parte superior, café clara y gris oscura, con contenido de agua medio de 15% y muy compacta. Su índice de resistencia a la penetración estándar es mayor de 50 golpes. Presenta la siguiente distribución:

PROFUNDIDAD

m

DESCRIPCIÓN

	Gravas 3% Arenas 77% Finos 20%						
24.20 - 29.50	Arcilla poco limosa con arena café, con contenido de agua medio de 35% y consistencia muy dura. Con límite líquido de 43%, límite plástico de 25%, pertenece al grupo CI según el SUCS. El índice de resistencia a la penetración es mayor de 50 golpes. Presenta los siguientes porcentajes: <table> <tbody> <tr> <td>Gravas</td> <td>0%</td> </tr> <tr> <td>Arenas</td> <td>24%</td> </tr> <tr> <td>Finos</td> <td>76%</td> </tr> </tbody> </table>	Gravas	0%	Arenas	24%	Finos	76%
Gravas	0%						
Arenas	24%						
Finos	76%						
29.60 - 34.80	Arena de fina a gruesa, poco limosa, con gravas, gris clara, con contenido de agua medio de 13% y muy compacta. Su índice de resistencia a la penetración es mayor de 50 golpes. Su distribución granulométrica es la siguiente: <table> <tbody> <tr> <td>Gravas</td> <td>11%</td> </tr> <tr> <td>Arenas</td> <td>53%</td> </tr> <tr> <td>Finos</td> <td>36%</td> </tr> </tbody> </table>	Gravas	11%	Arenas	53%	Finos	36%
Gravas	11%						
Arenas	53%						
Finos	36%						
35.00 - 36.90	Arena de fina a gruesa, poco arcillosa, con gravas, café clara con contenido de agua medio de 16%. Muy compacta y con índice de resistencia a la penetración mayor de 50 golpes.						
37.10 - 42.50	Arena de fina a gruesa con gravas aisladas de tipo pumítico, café clara, con contenido de agua medio de 15%. Muy compacta e índice de resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes.						
42.50 - 45.30	Arena de fina a gruesa poco limosa con gravillas, contenido de agua medio de 20% y muy compacta. Índice de resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes.						

SONDEO EXPLORATORIO SE-3

PROFUNDIDAD m	DESCRIPCION						
0.00 - 1.35	Arcilla arenosa, café clara, con contenido de agua medio de 12% y consistencia muy dura. Con límite líquido de 38%, límite plástico de 16%, pertenece al grupo CL según el SUCS. Índice de resistencia a la penetración están dar mayor de 50 golpes.						
2.20 - 2.60	Arena de fina a gruesa con gravas poco arcillosa, café clara, con contenido de agua medio de 13% y muy compacta. Con índice de resistencia a la penetración mayor de 50 golpes presenta los siguientes porcentajes: <table border="1" data-bbox="391 554 539 619"> <tr> <td>Gravas</td> <td>38%</td> </tr> <tr> <td>Arenas</td> <td>39%</td> </tr> <tr> <td>Finos</td> <td>23%</td> </tr> </table>	Gravas	38%	Arenas	39%	Finos	23%
Gravas	38%						
Arenas	39%						
Finos	23%						
3.00 - 5.60	Arcilla con arena fina y gravas, café clara, con contenido de agua medio de 18% y consistencia muy dura. Con límite líquido de 42% y límite plástico de 16%, pertenece al grupo CL según el SUCS. El índice de resistencia a la penetración es mayor de 50 golpes y presenta la siguiente distribución: <table border="1" data-bbox="391 808 539 873"> <tr> <td>Gravas</td> <td>0%</td> </tr> <tr> <td>Arenas</td> <td>63%</td> </tr> <tr> <td>Finos</td> <td>37%</td> </tr> </table>	Gravas	0%	Arenas	63%	Finos	37%
Gravas	0%						
Arenas	63%						
Finos	37%						
6.00 - 6.20	Arena de gruesa a fina, poco arcillosa con gravas, café clara, con contenido de agua medio de 16% y muy compacta. Su índice de resistencia a la penetración es mayor de 50 golpes. Presenta los siguientes porcentajes: <table border="1" data-bbox="391 1018 539 1084"> <tr> <td>Gravas</td> <td>0%</td> </tr> <tr> <td>Arenas</td> <td>41%</td> </tr> <tr> <td>Finos</td> <td>59%</td> </tr> </table>	Gravas	0%	Arenas	41%	Finos	59%
Gravas	0%						
Arenas	41%						
Finos	59%						

PROFUNDIDAD

m

DESCRIPCION

6.60 - 8.60	Arcilla con arena de fina a gruesa y boleos, café clara, con contenido de agua medio de 17% y consistencia muy dura. El índice de resistencia a la penetración varía de 48 a más de 50 golpes.						
9.00 - 10.60	Boleos empacados en arena gruesa, gris clara, con contenido de agua medio de 20% y muy compactos. Índice de resistencia a la penetración mayor de 50 golpes. Su distribución granulométrica es la siguiente: <table style="margin-left: 40px;"> <tbody> <tr> <td>Gravas</td> <td>6%</td> </tr> <tr> <td>Arenas</td> <td>72%</td> </tr> <tr> <td>Finos</td> <td>22%</td> </tr> </tbody> </table>	Gravas	6%	Arenas	72%	Finos	22%
Gravas	6%						
Arenas	72%						
Finos	22%						
10.60 - 15.20	Arena con gravas y boleos poco arcillosa, café clara, con contenido de agua medio de 16%. Índice de resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes y muy compacta.						
15.20 - 20.10	Arena de fina a gruesa con gravas aisladas, café clara con contenido de agua medio de 15% y muy compacta. El índice de resistencia a la penetración es mayor de 50 golpes.						

SONDEO

EXPLORATORIO SE-4

PROFUNDIDAD

m

DESCRIPCION

0.00 - 3.60	Arcilla arenosa con gravas, café clara, con contenido de agua medio de 15% y consistencia muy dura. Con límite líquido de 40% y límite plástico de 15%, pertenece al grupo CL según el SUCS. El índice de resistencia a la penetración es variable: <table style="margin-left: 40px;"> <tbody> <tr> <td>0.00 - 0.60 m</td> <td>, 42 golpes</td> </tr> <tr> <td>0.60 - 2.40 m</td> <td>, mayor de 50 golpes</td> </tr> <tr> <td>2.40 - 3.10 m</td> <td>, entre 42 y 38 golpes</td> </tr> </tbody> </table>	0.00 - 0.60 m	, 42 golpes	0.60 - 2.40 m	, mayor de 50 golpes	2.40 - 3.10 m	, entre 42 y 38 golpes
0.00 - 0.60 m	, 42 golpes						
0.60 - 2.40 m	, mayor de 50 golpes						
2.40 - 3.10 m	, entre 42 y 38 golpes						

PROFUNDIDAD
m

DESCRIPCION

Presenta los siguientes porcentajes:

Gravas	0%
Arenas	72%
Finos	28%

3.60 - 5.60

Arena de fina a media con gravas, poco limosa, gris clara, material pumítico, con contenido de agua medio de 25% e índice de resistencia a la penetración mayor de 50 golpes. Muy compacta. Presenta los siguientes porcentajes:

Gravas	0%
Arenas	59%
Finos	41%

6.00 - 9.00

Arena con gravas, poco limosa, café y gris, con contenido de agua medio de 13% y de muy compactas a compactas. El índice de resistencia a la penetración varía de más de 50 golpes en la parte superior a 42 golpes en la parte inferior. Presenta la siguiente distribución:

Gravas	0%
Arenas	96%
Finos	4%

9.00 - 12.00

Gravas con boleas y arena, con contenido de agua medio de 15% y muy compactas. Con índice de resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes presenta los siguientes porcentajes:

Gravas	0%
Arenas	68%
Finos	32%

12.60 - 18.20

Arena de fina a gruesa con gravas, gris y café, con contenido de agua medio de 17% e índice de resistencia a la penetración mayor de 50 golpes. Muy compacta y con la distribución siguiente:

PROFUNDIDAD
m

DESCRIPCION

Gravas	0%
Arenas	96%
Finos	4%

18.40 - 20.20

Arena de fina a gruesa, poco limosa, gris clara, con gravas aisladas, contenido de agua medio de 16%. Muy compacta y con índice de resistencia a la penetración mayor de 50 golpes.

El nivel de aguas freáticas no se detectó hasta la máxima profundidad explorada, en la fecha en que se realizó la exploración.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ANGEL ALVAREZ AGUIRRE

LOCALIZACION ALCANFORES Y PASO
DE LOS LAURELES
TIPO DE SONDEO EXPLORATORIO
COTA N.A.P. 20 DE ENCINTA

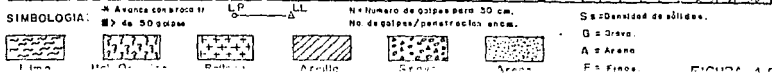
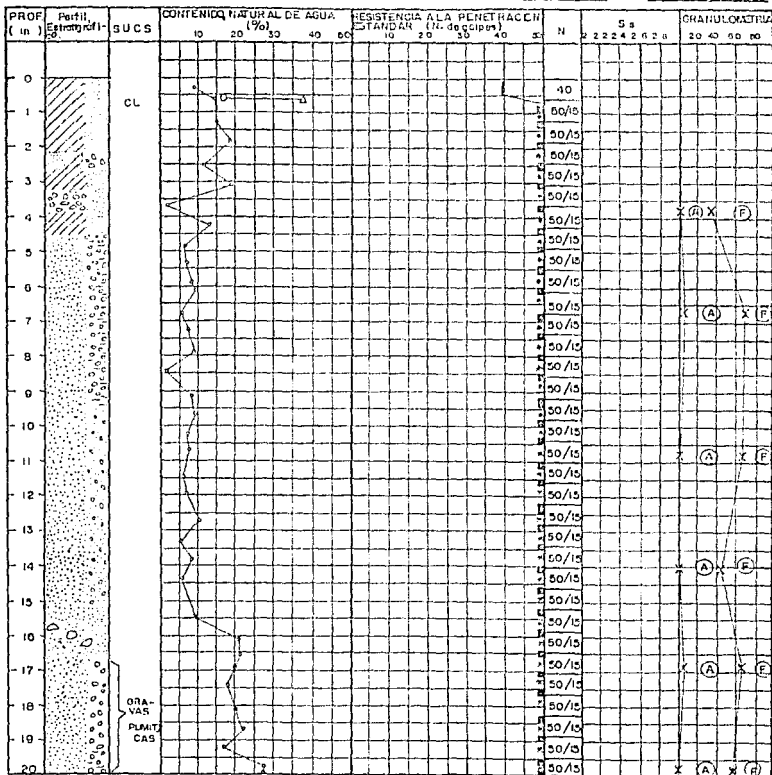


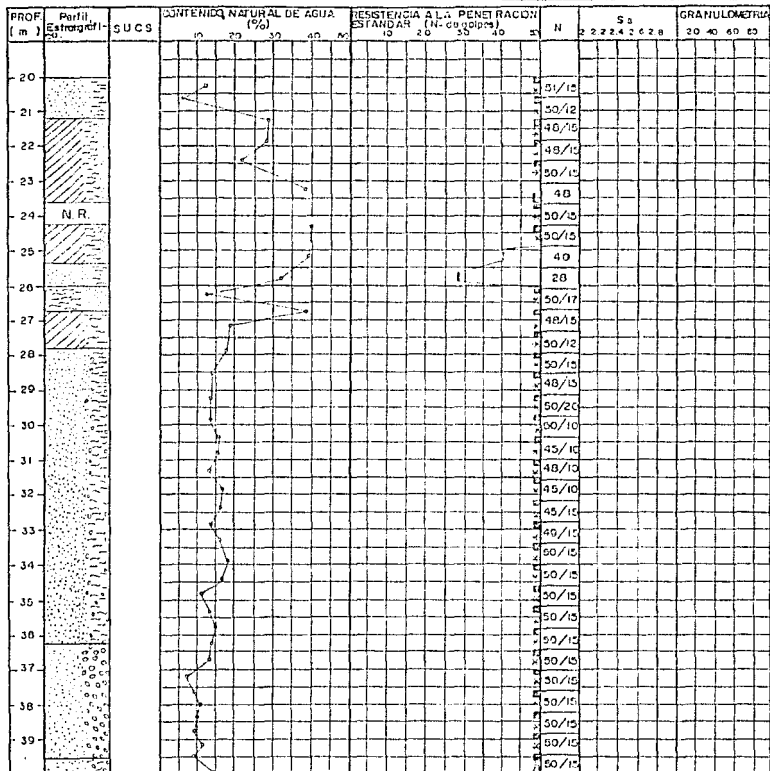
FIGURA 4.0



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

INGENIERO PROFESIONAL
MIGUEL ÁNGEL ALVAREZ ADJARRE

LOCALIZACIÓN: ALCANFORES Y DASEO
DE LOS LAURELES
FINO DE SONDEO: EXPLORATORIO GE-1
COTA: N.A.F. NO SE ENCONTRÓ



SIMBOLOGIA:

* Avance con foot
□ de 50 golpes

LP LL

N = Numero de golpes para 30 cm.
No. de golpes/penetración en cm.

S_u = Densidad de edifica

G = Grava

A = Arena

F = Fina



Lino



Mat. Omnico



Rollano



Arcilla



Grava



Arena

FIGURA 4.6



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ANGEL ALVAREZ AGUIRRE

LOCALIZACION ALCANFORÉS Y PASEO
DE LOS LAURELES
TIPO DE SONDEO EXPLORATORIO SE-1
COTA N.A.F. NO SE ENCONTRÓ

PROF. (m)	Perfil Estratigráfico	SUCS	CONTENIDO NATURAL DE AGUA (%)					RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR (N.º de golpes)					N	S _s					GRANULOMETRIA			
			10	20	30	40	50	10	20	30	40	50		2	4	6	8	20	40	60	80	
40		PUNTICO																				
41																						
42																						
43																						
44																						
45																						

SIMBOLOGIA:

* Arance con braci fr.
 de 50 golpes

LP
 LL

N = Numero de golpes para 30 cm.
 No. de golpes/penetracion en cm.

S_s = Densidad en sólidos.

G = Grava.

A = Arena.

F = Fango.

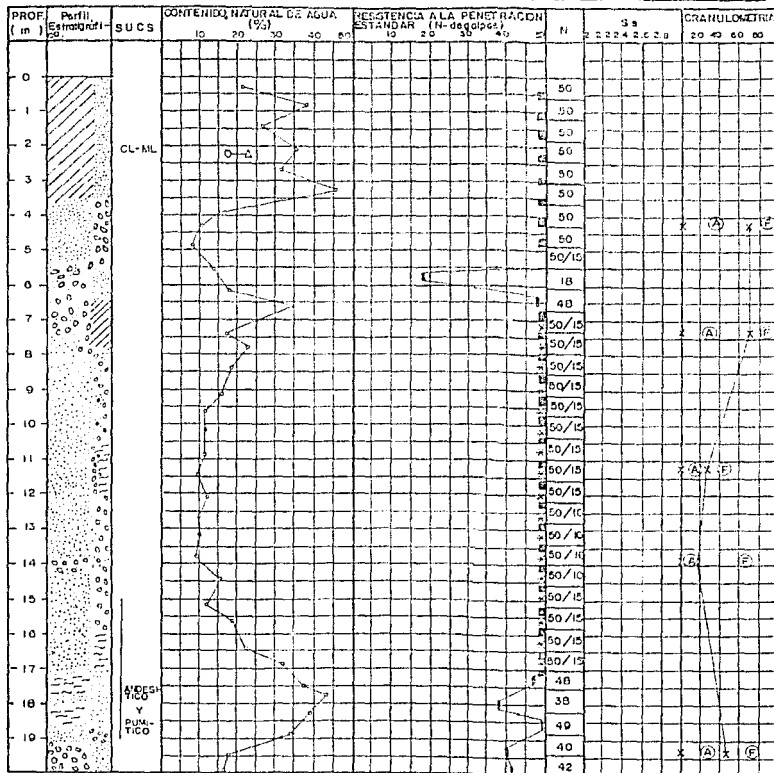




UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ANSEL ALVAREZ AGUIRRE

LOCALIZACIÓN ALCANFORES Y PASO
DE LOS LAURELES
TIPO DE SONDEO EXPLORATORIO SE-2
COTA N.A.F. NO SE ENCONTRÓ



20
SIMBOLOGIA.

→ Avance con arco tr.
→ de 30 golpes

LP → LL

N = Número de golpes para 30 cm.
Nn de golpes/penetraación en cm.

Ss = Densidad de sólidos

G = Grava

A = Arenas

F = Fina

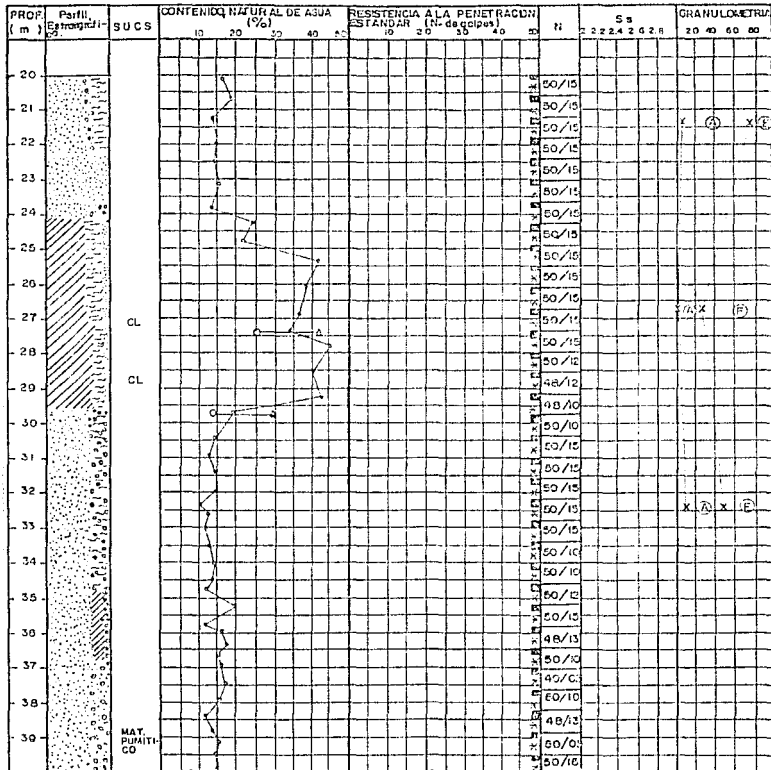




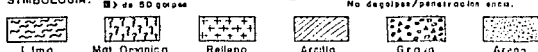
UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

INGENIERO PROFESIONAL
MIGUEL ÁNGEL ALVAZÉZ AGUIRRE

LOCALIZACIÓN ALCANFORES Y PASEO
DE LOS LAURELES
TIPO DE SONDEO EXPLORATORIO SE-2
COTA N.A.F. NO SE ENCONTRÓ



SIMBOLOGIA:



N = numero de golpes para 30 cm.
No. de golpes/penetracion en cm.

S₂ = Densidad de sólidos.

C = Grava.
A = Arena.
F = Fines.

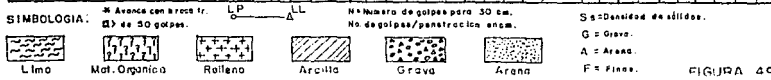
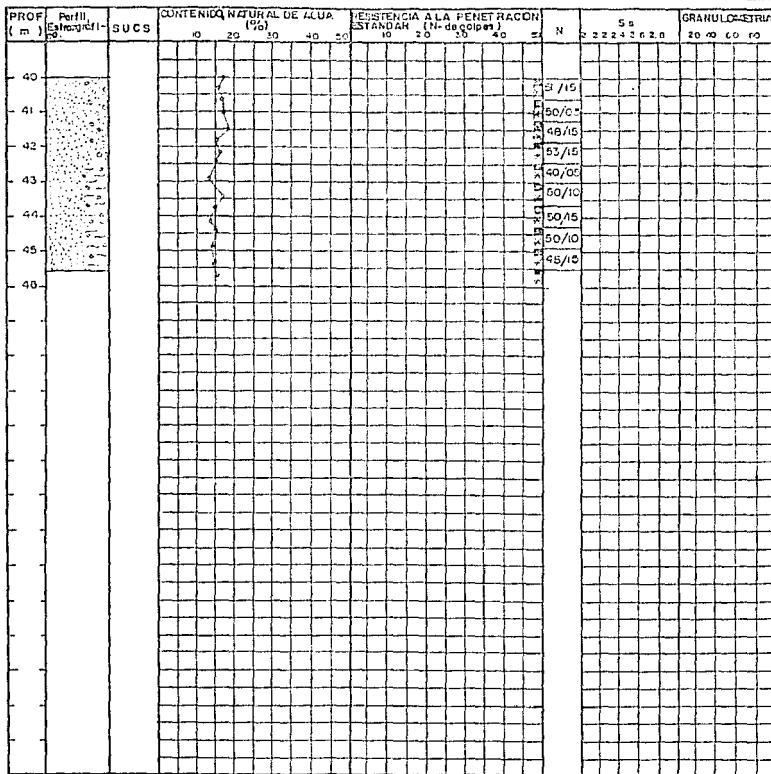
FIGURA 40



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ÁNGEL ALVAREZ AGUIRRE

LOCALIZACIÓN ALCANFORES Y PASEO
DE LOS LAURELES
TIPO DE SONDEO: EXPLORATORIO SC-2
COTA: NAF. NO SE ENCONTRÓ





UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ÁNGEL ALVAREZ AGUIRRE

LOCALIZACIÓN ALCAÑIFORES Y PASEO
DE LOS LAURELES
TIPO DE SONDEO EXPLORATORIO CS-3
COTA N.A.F. NO SE ENCONTRÓ

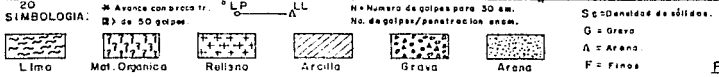
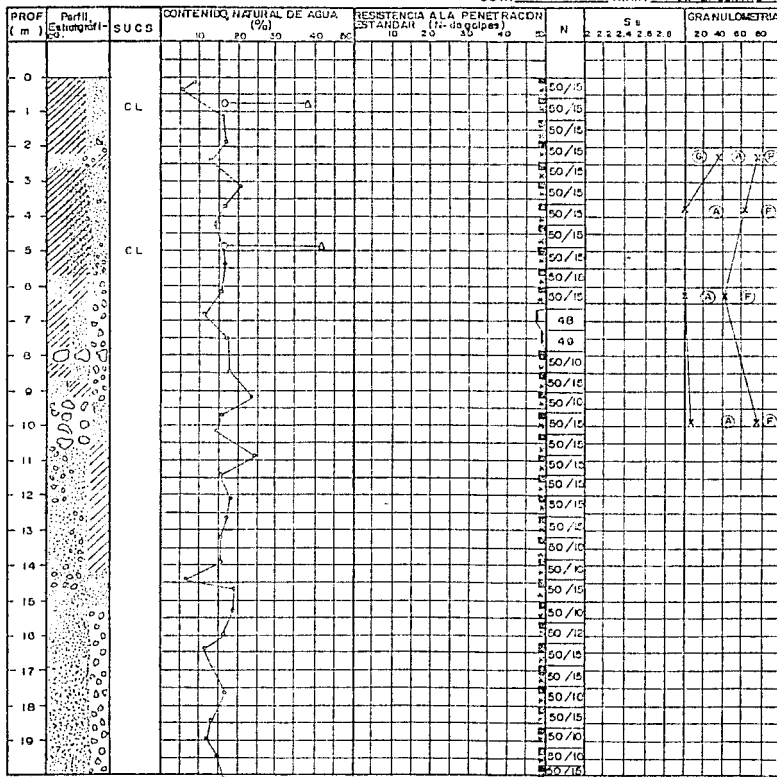


FIGURA 4.10



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

CJ CONTENIDO DE AGUA, %
LL LIMITE LIQUIDO, %
LP LIMITE PLASTICO, %
Ip INDICE DE PLASTICIDAD, %
Ss DENSIDAD DE SOLIDOS
CL CONTRACCION LINEAL %
Ull PRUEBA TRAXIAL NO CONSOLIDADA
NO DRENADA.
C COHESION (kg/m²)
D ANGULO DE FRICCION INTERNA (°)

1/2h PESO VOLUMETRICO HUMEDO
G GRAVAS, %
A ARENA, %
F FINO, %
CDR_{nat} valor relativo de soporte en estado natural %
CDR_{recomp} valor relativo de soporte recompactado, %
1/2h_{max} PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO (100/m³)
U_{opt} CONTENIDO DE AGUA OPTIMO.

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ANGEL ALVAREZ AGUIRRE

LOCALIZACION: ALCANFORES
Y PASEO DE LOS LAURELES

TIPO DE SONDEO: POZO A
CIELO ABIERTO PCA - 1
N.A.F. NO SE ENCONTRO

PROF. m	DESCRIPCION	PERFIL	GRUPO SUCIA	CJ	LL	LP	Ip	CL	G	A	F	Ss	U _{opt}		1/2h	CDR _{nat}	CDR _{recomp}	CDR _{recomp} 65%	CDR _{recomp} 60%	U _{max}	U _{opt}	OBSERVACION	
													g	o									
0																						± PROF EXTRACCION DE MUESTRA	
1																							
2	Tubo arcillosa, café claro.		CL	22.7	46.2	27.3	18.9		0	33	67	2.45	10	15	1.80								1.6 — 2.0
3			CH	23.6	51.0	25.9	25.1		0	31	69	2.56	10.0	15	1.60								2.8 — 3.0
4	Arena purfisco, gris claro, con groves.																						
5																							
6				6.0					0	61	19	2.65	2	20	1.40								5.6 — 6.0
7																							
8																							
9	Agglomerado volcánico, gris claro.			0.1					0	83	17	2.55	2	30	1.7								8.6 — 9.0
10																							
11																							
12				7.4					0	62	18	2.59	2	30	1.7								11.6 — 12.0

RELLENO ARCILLA LIMO ARENA GRAVA **FT 77** MATERIA ORGANICA FIGURA No. 4.12



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

Wj CONTENIDO DE AGUA, %
 Ll LIMITE LIQUIDO, %
 Lp LIMITE PLASTICO, %
 Ip INDICE DE PLASTICIDAD, %
 Ss DENSIDAD DE SOLIDOS
 Cl CONTRACCION LINEAL %
 Uu PRUEBA TRIAXIAL NO CONSOLIDADA
 NO DRENADA.
 C COHESION (ton/m²)
 Ø ANGULO DE FRICCION INTERNA (Ø)

γh PESO VOLUMETRICO HUMEDO
 O GRAVAS, %
 A ARENA, %
 F FINO, %
 CBR_{nat} valor relativo de soporte en estado natural, %
 CBR_{recomp} valor relativo de soporte recompactado, %
 γ_d mca. PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO (ton/m³)
 W_{opt} CONTENIDO DE AGUA OPTIMO.

TESIS PROFESIONAL
 MIGUEL ANGEL ALVAREZ AGUIRRE

LOCALIZACION: ALCARACRES
 Y PASEO DE LOS LAURELES

TIPO DE SONDEO: PZO 4
 CIELO ABIERTO PCA-1
 N.A.F. NO SE ENCONTRO

PROF. m	DESCRIPCION	PERFIL	GRUPO SUCE.	Wj	Ll	Lp	Ip	Cl	Ø	A	F	S _a	Uu		γ _h	CBR _{nat}	CBR _{recomp}	CBR _{recomp}	γ _d	W _{opt}	OBSERVACION	
													c	g								95%
13	Aglomerado volcanico, gris claro, con grumos de arcilla este dando se indico.																					
14																						
15					88				17	75	6	2.62	2	34	1.72							14.5 — 150
16																						
17																						
18					8.0				0	79	21	2.60	2	29	1.76							17.5 — 150



RELLENO



ARCILLA



LIMO



ARENA

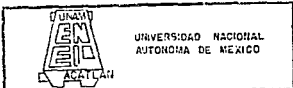


GRAVA



MATERIA
ORGANICA

FIGURA No. 4.12

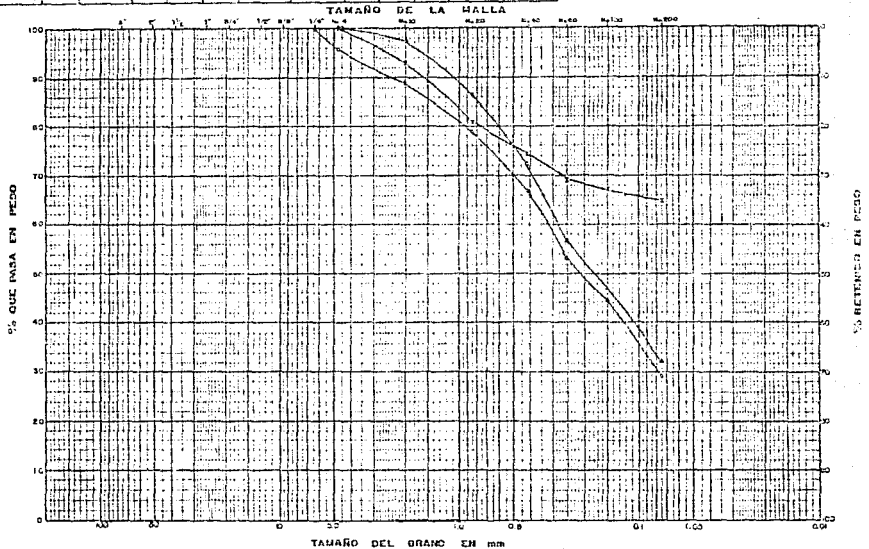


ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ANSEL ALVAREZ AGUIRRE

PROFUNDIDAD	LESTERA	SIMBOLO	D ₁₀	D ₃₀	D ₅₀	C _u	D ₆₀	C _g	10-100	0	GRAVA	ARENA	FIOS	GRUPO	GRUPO
m	N ^o		mm	mm	mm		mm		%	%	%	%	%	DUCE	DUCE
3.5 - 3.75	7	A-K									0	35	65	6	
6.0 - 6.75	12	O-C									4	67	29	6	
10.2 - 10.35	18	A-G									0	88	32	7	

LOCALIZACION: ALCANFORES Y PASEO
 DE LOS LAURELES
 TIPO DE SONDEO: EXPLORATORIO SE-1



BOLEUS	GRAVA		ARENA			FIOS	
	GRUESA	FINA	GRUESA	MEDIANA	FINA	LIMO 3%	ARCILLA

FIGURA No. 415



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ÁNGEL ALVAREZ AGUIRRE

LOCALIZACIÓN: ALCANTARILES Y PASO
DE LOS LAURELES
TIPO DE SONDEO: EXPLORATORIO SE-1

PROFUNDIDAD m	MUESTRA N ^o	SÍMBOLO	D ₁₀ mm	D ₃₀ mm	D ₆₀ mm	C _u = D ₆₀ /D ₁₀	C _c = D ₃₀ ² /D ₁₀ D ₆₀	GRAVA %	ARCILLA %	FINES %	CONTENIDO DE LA RESINA %	GRUPO SUCCO
13.8 - 13.9	24	24						0	41	59	0	
18.8 - 18.95	29	29						3	64	33	20	
19.8 - 19.95	34	34						0	59	41	27	

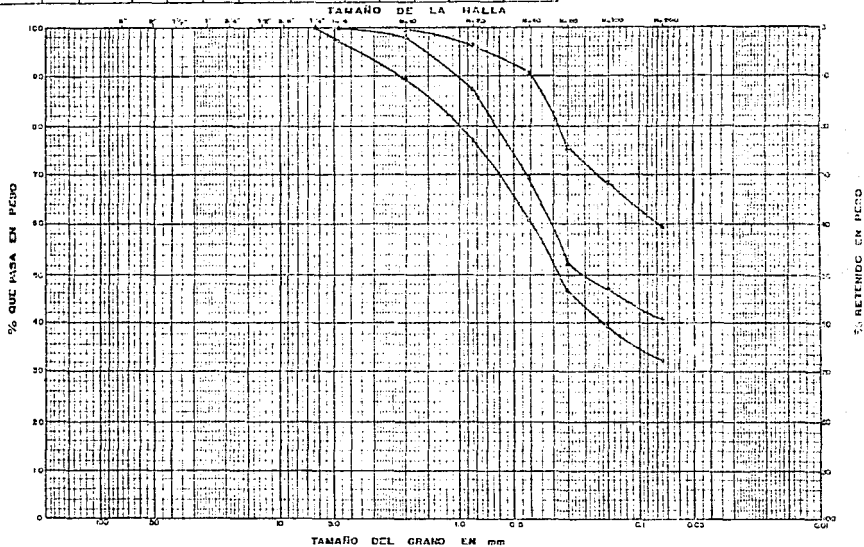


FIGURA No. 416



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

TESIS PROFESIONAL

MIGUEL ÁNGEL ALVAREZ AGUIRRE

PROFUNDIDAD m	LECTURA cm	CÍRCULO	D ₆₀			C _w	D ₃₀		C _u	D ₁₀		GRASA %	ARENA %	FINOS %	CONTENIDO M.A. PÉQUENOS %	GRUPO S U C S
			mm	mm	mm		D ₁₀	D ₃₀		D ₁₀	D ₃₀					
42 — 44	8	→										0	71	29	11	
72 — 76.5	13	→										0	74	26	17	
108 — 109.5	19	→										0	75	25	12	

LOCALIZACIÓN

ALCAMFRES Y FASEO DE LOS LAURELES

TIPO DE SONDEO EXPLORATORIO SE-2

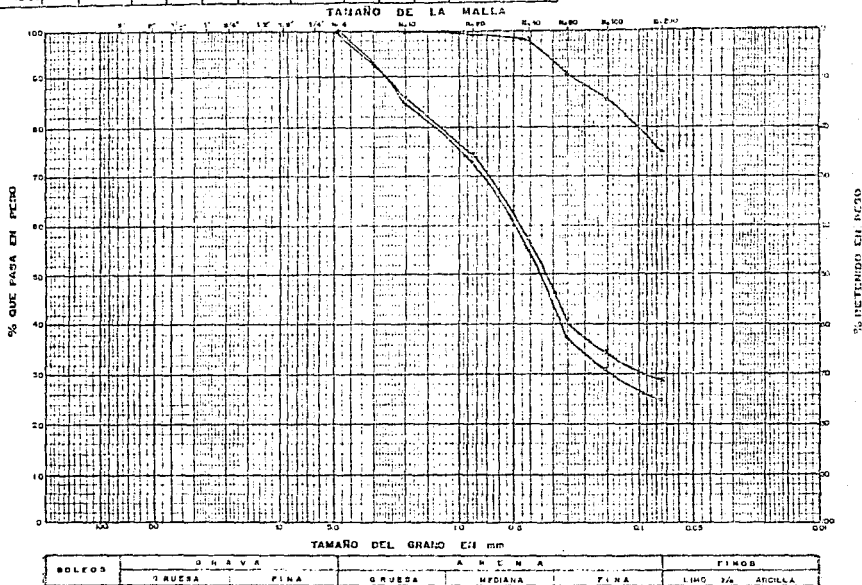


FIGURA No. 417



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ANGELO ALVAREZ AGUIRRE

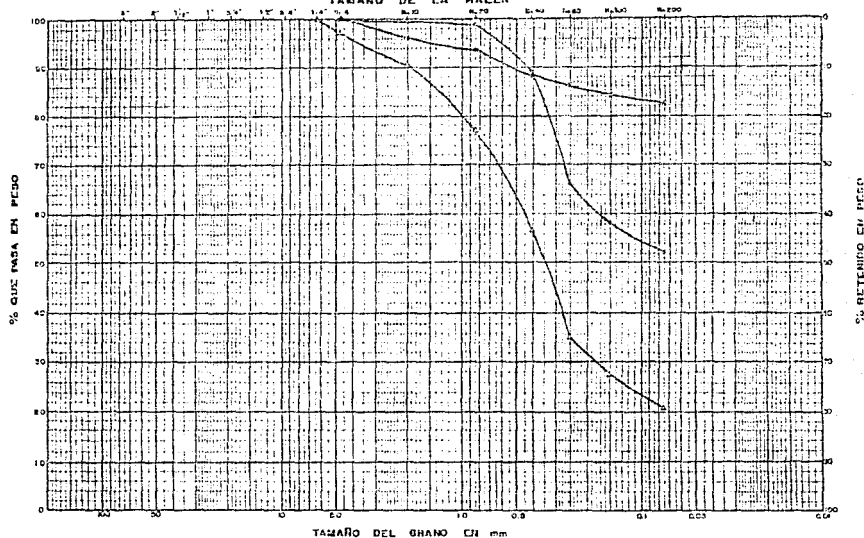
LOCALIZACIÓN: ALCANFORES Y PASEO

DE LOS LAURELES

TIPO DE SONDEO: EXPLORATORIO SE. 2

PROFUNDIDAD m	MUESTRA N°	SÍMBOLO	D ₁₀ mm	D ₃₀ mm	D ₅₀ mm	C _u	C _c	U ₁ mm	U ₂ mm	U ₃ mm	U ₄ mm	U ₅ mm	U ₆ mm	U ₇ mm	U ₈ mm	U ₉ mm	U ₁₀ mm	GRAYA %	ARENA %	FINO %	CONTENIDO DE AGUA %	GRUPO S U C S
13.8 — 13.9	24	A																0	18	82	0	
16.2 — 17.0	33	O																0	48	52	16	
21.2 — 21.35	37	A																3	77	20	14	

TAMAÑO DE LA MALLA



BOLEOR	GRAYA		ARENA			FINO	
	GRUESA	FINA	GRUESA	MEDIANA	FINA	LIMO 7/8	ARCILLA

FIGURA No. 4.18



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ÁNGEL ALVAREZ ARRIRE

LOCALIZACIÓN: ALCANFORES Y PASEO

DE LOS LAURELES

TIPO DE SONDEO: EXPLORATORIO SE-2

PROFUNDIDAD	MUESTRA	SÍMBOLO	D ₁₀	D ₂₅	D ₅₀	C _u	D ₆₀	C _g	(D ₂₀ / D ₁₀)	GRAVA	ARENA	FIENO	CONTENIDO DE AGUA	GRUPO
m	lit		mm	mm	mm		mm		mm	%	%	%	%	S B C D
242-244	43	←								20	24	56	25	
278-279	49	○								0	24	70	46	
302-304	53	→								11	55	35	14	

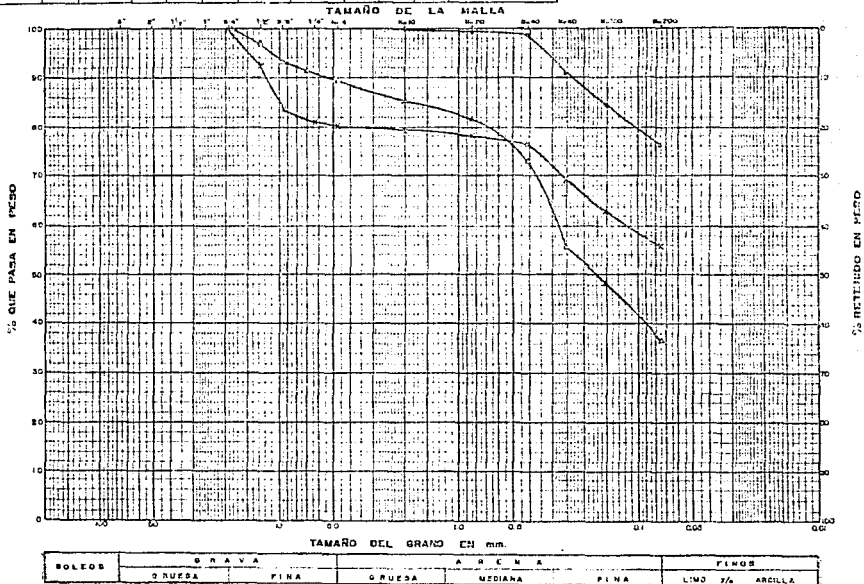
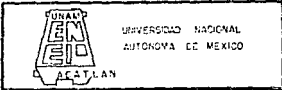


FIGURA No. 4.10



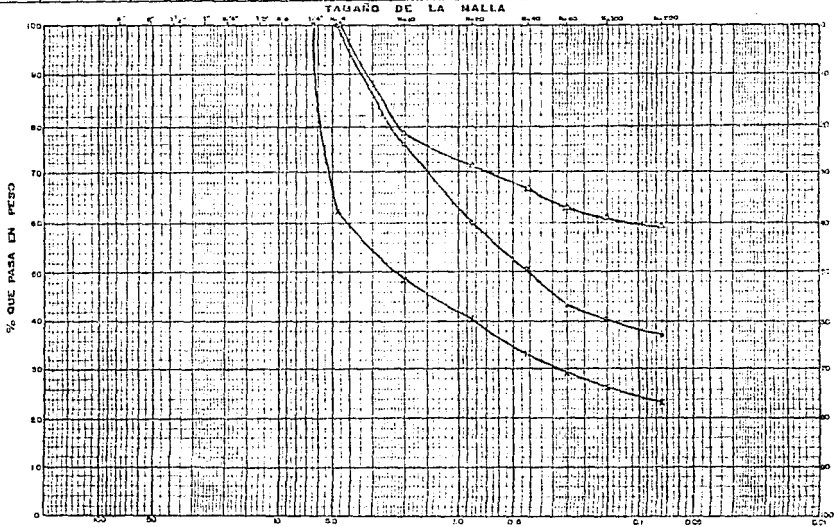
UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ANGEL ALVAREZ AGUIRRE

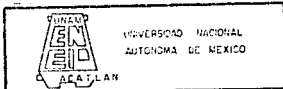
PROFUNDIDAD METRA	SÍMBOLO	D ₁₀	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	C _u = D ₆₀ /D ₁₀	C _c = (D ₃₀ - D ₁₀) / (D ₆₀ - D ₃₀)	GRAYA	ARENA	FINO	CONTENIDO DE MADERA	GRUPO SUCO
m	Nº	mm	mm	mm	mm			%	%	%	%	
240-255	5	→						38	39	23	13	
360-375	7	→						0	63	37	17	
600-615	11	→						0	41	59	10	

LOCALIZACIÓN: ALCANTORES Y PASEO
DE LOS LAURELES
TIPO DE SONDEO: EXPLORATORIO SE - 3



ROLEO	GRAYA		ARENA		FINO	
	GRUESA	FINA	GRUESA	MEIANA	FINA	LIÑO 1/2 ARCILLA

FIGURA No. 4.20



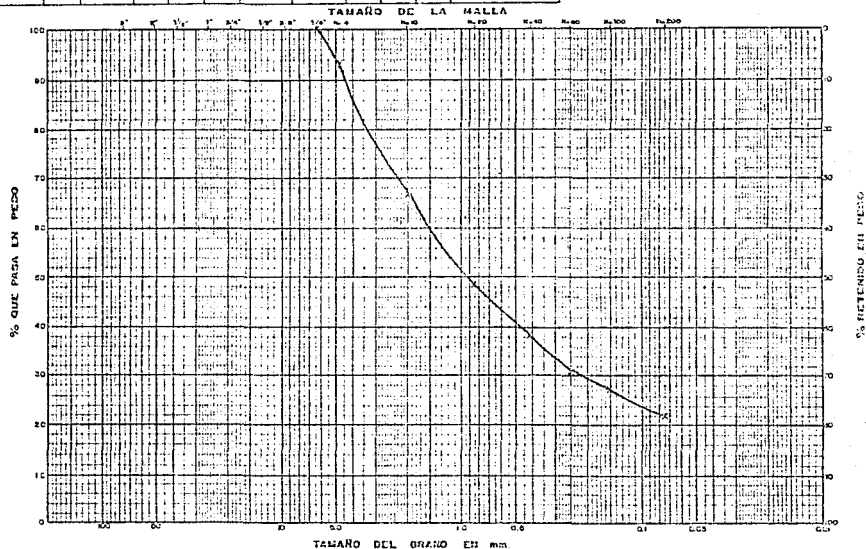
UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ÁNGEL ALVAREZ AGUIRRE

LOCALIZACIÓN ALCANTARILES Y PASEO
DE LOS LAURELES
TIPO DE SONDEO EXPLORATORIO SE-3

PROFUNDIDAD	MUESTRA	SÍMBOLO	D ₁₀	D ₃₀	D ₅₀	G _s	D ₇₅	C _u	C _l	GRAVA	ARENA	FINOS	CONTENIDO DE AGUA	GRUPO
cm	Nº		mm	mm	mm		mm			%	%	%	%	SOCC
90	015	15								6	72	22	24	



BOLEOS	GRAVA		ARENA			FINOS	
	GRUESA	FINA	GRUESA	MEIANA	FINA	LIMO	ARCILLA

FIGURA No. 4.21



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

PROFUNDIDAD	MEZCLA	SÍMBOLO	D ₇₅	D ₆₀	D ₄₀	C _u	C ₆₀	C ₆₀	C ₆₀	GRAVA	ARENA	FINO	CONTENIDO DE	GRUPO
m	N ^o		mm	mm	mm					%	%	%	ARGILA Y LIMO	A B C D
120-135	3	X								0	72	28	0	
420-440	8	O								0	59	41	32	
720-735	13	C								0	66	9	9	

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ÁNGEL ALVAREZ AGUIRRE

LOCALIZACIÓN: ALCANFORES Y PASEO
DE LOS LAURELES

TIPO DE SONDEO: EXPLORATORIO SF - 4

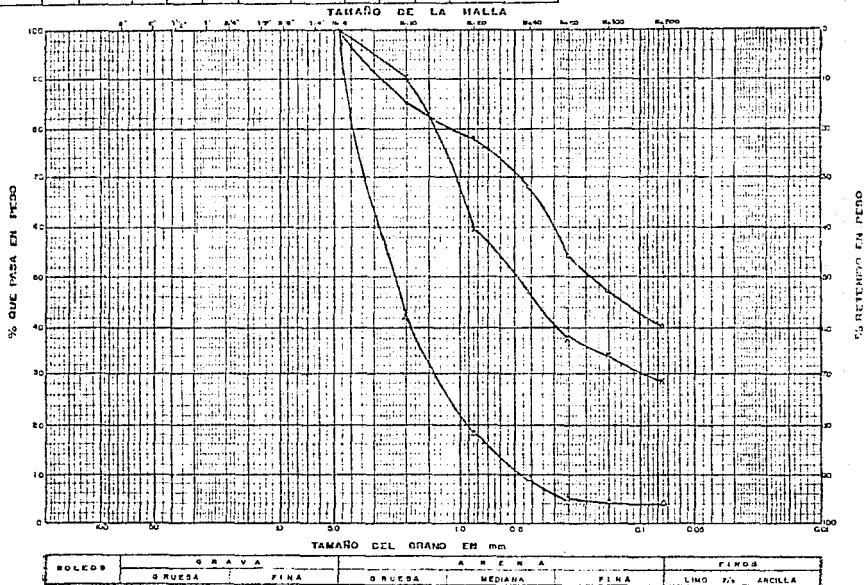


FIGURA No. 4.22



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

PROFUNDIDAD m	MUESTRA N°	SÍMBOLO	D ₁₀ mm	D ₃₀ mm	D ₅₀ mm	C _w	D ₆₀ mm	D ₁₀₀ mm	D ₂₀₀ mm	GRASA %	ARENA %	FINO %	GRUPO B U C D
0.6 - 0.75	17	P-4								0	63	37	0
1.20 - 1.215	21	0-0								0	72	28	17
1.50 - 1.5 20	20	0-6								0	99	1	17

TESIS PROFESIONAL

MIGUEL ÁNGEL ALVAREZ AGUIRRE

LOCALIZACIÓN: ALCAÑEFORES Y PASEO

DE LOS LAURELES

TIPO DE SONDEO: EXPLORATORIO SE-4

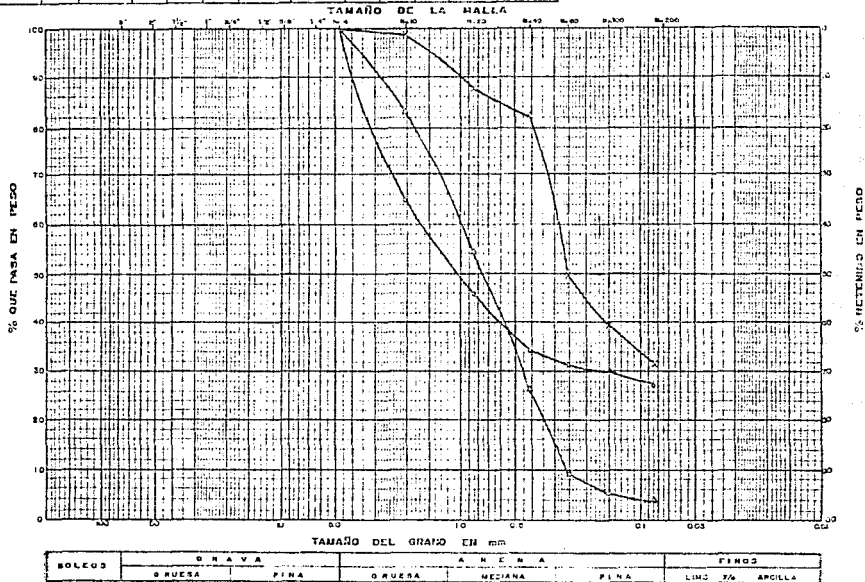


FIGURA No. 4.23



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ÁNGEL ALVAREZ AGUIRRE

PROFUNDIDAD m	MUESTRA N°	SÍMBOLO	D ₁₀ mm	D ₃₀ mm	D ₅₀ mm	C _u = D ₆₀ mm	C _c = (D ₃₀ - D ₁₀) / (D ₆₀ - D ₃₀)	S	CRAVA %	ARENA %	FIENES %	CANTIDAD DE MUESTRA kg	GRUPO SUCS
1.60-2.00	1	F-1							0	33	67	227	CL
2.60-3.00	2	O-1							0	51	69	236	CH
5.80-6.00	3	O-2							0	51	49	6	

LOCALIZACIÓN: ALCANFORES Y PASEO

DE LOS LAURELES

TIPO DE SONDEO: P.C.A. - I

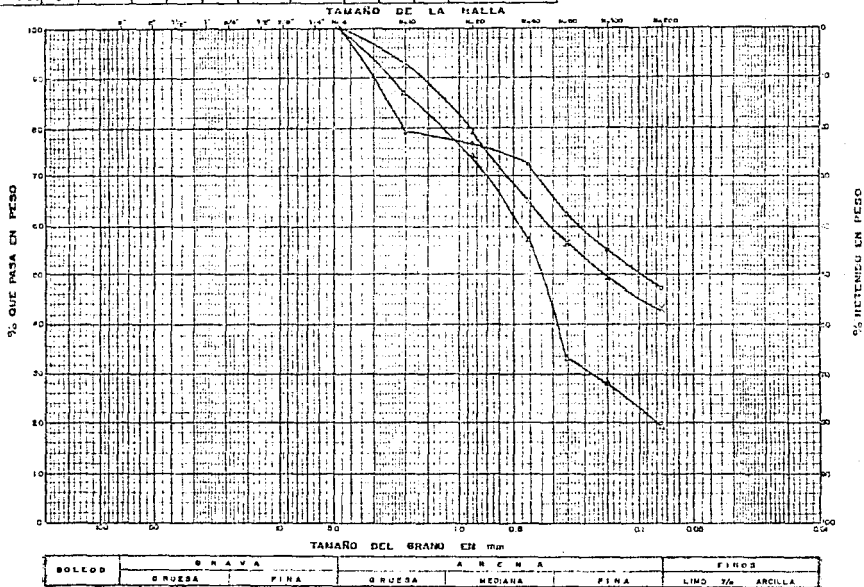


FIGURA No. 4.24



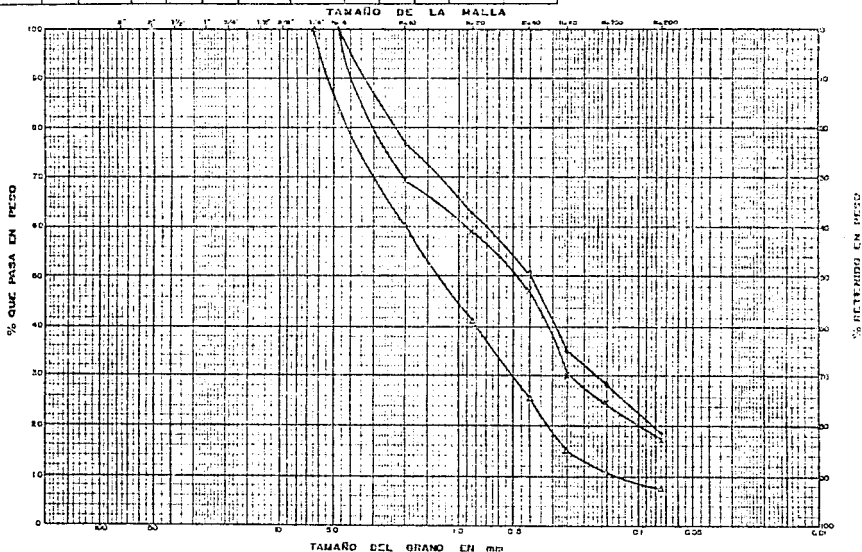
UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ANGELO ALVAREZ AGUIRRE

LOCALIZACIÓN: ALCANFORES Y PASEO
DE LOS LAURELES
TIPO DE SONDEO: P.C.A. - I

PROFUNDIDAD m	MUESTRA n	SÍMBOLO	D ₁₀ mm	D ₃₀ mm	D ₅₀ mm	D ₆₀ mm	D ₇₅ mm	D ₁₀₀ mm	GRASA %	ARENA %	FIENES %	CLASIFICACIÓN SEGUN NORMA NOM-001	GRUPO SUCS
88 - 90	4	○							0	83	17	81	
110 - 120	5	○							0	82	15	74	
148 - 150	6	○							0	75	8	88	



ROLES	GRASA		ARENA			FIENES	
	GRUESA	FINA	GRUESA	MEIANA	FINA	LIMO	ARCILLA

FIGURA No. 4.24



ESTADOS UNIDOS MEXICANOS

AGUASCALIENTES

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

TESIS PROFESIONAL

MIGUEL ANSEL ALVAREZ AGUIRRE

LOCALIZACIÓN: ALCAHIFORES Y FASEO

DE LOS LAURELES

TIPO DE SONDEO: P. C. A. - 1

PROFUNDIDAD	MUESTRA	SÍMBOLO	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	C _u = D ₉₀	C _c = (D ₃₀ - D ₁₀) / (D ₆₀ - D ₃₀)	GRAVA	ARENA	FINO	CONTENIDO DE AGUA	GRUPO
m	Nº		mm	mm	mm			%	%	%	%	S U C S
17.5	130	7						0	79	21	8.0	

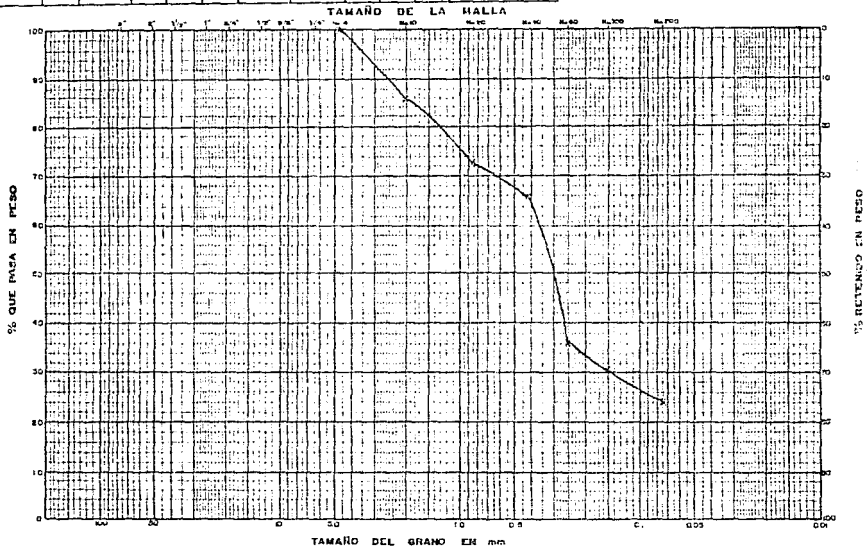


FIGURA No. 426



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ÁNGEL ALVAREZ ADURRE

CIRCULOS DE MOHR. COMPRESION TRIAXIAL

NO CONSOLIDADA NO DRENADA UU CONSOLIDADA NO DRENADA CU CONSOLIDADA DRENADA CD

PRUEBA No.	Q1 %	σ_{11} ton/m ²	$\sigma_1 - \sigma_{11}$ ton/m ²	γ ton/m ³	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORTANTE
1	23.5	5.0	27.50	1.52	$\phi = 15^\circ$ $C = 10 \text{ ton/m}^2$
2	22	10.0	35.00	1.56	
3	23.0	15.0	35.94	1.60	
4					
5					
6					

LOCALIZACION ALCAMFORES Y PASEO
DE LOS LAURELES
 TIPO DE SONDEO P.C.A.-1
 MUESTRA No. 1 PROF. 1.00-2.00 m
 DESCRIPCION TOBA ARCILLOSA,
CAFE CLARO

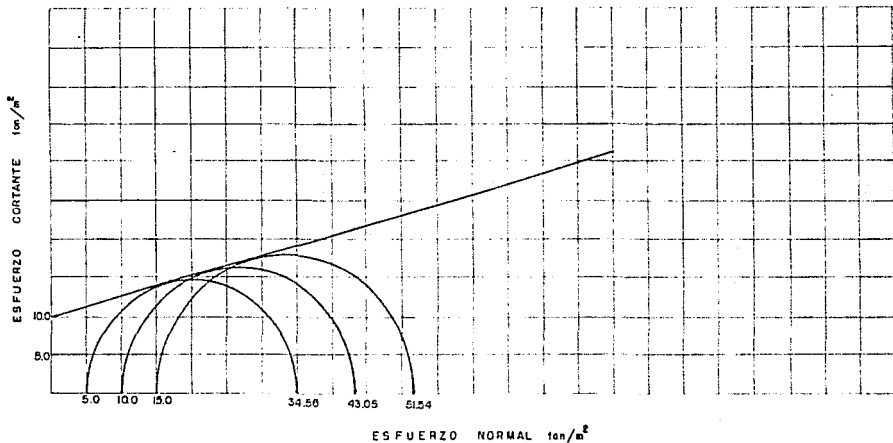


FIGURA 4.27



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ÁNGEL ALVAREZ AGUIRRE

CIRCULOS DE MOHR. COMPRESION TRIAXIAL

NO CONSOLIDADA NO DRENADA UU CONSOLIDADA NO DRENADA CU CONSOLIDADA DRENADA CD

PRUEBA No.	ω %	σ_{III} ton/m ²	$\sigma_I - \sigma_{III}$ ton/m ²	γ ton/m ³	PARAMETROS DE RESISTENCIA A ESP. CORTANTE
1	23.6	5.0	20.34	1.00	$\phi = 15^\circ$ $C = 10.5 \text{ ton/m}^2$
2	25.0	10.0	34.45	1.56	
3	26.2	15.0	37.64	1.62	
4					
5					

LOCALIZACION ALCANFORES Y PASEO
DE LOS LAURELES
 TIPO DE SONDEO P.C.A.-I
 MUESTRA No. 2 PROF. 2.80-3.00 m
 DESCRIPCION TOBA ARCILLOSA,
CAFE CLARO

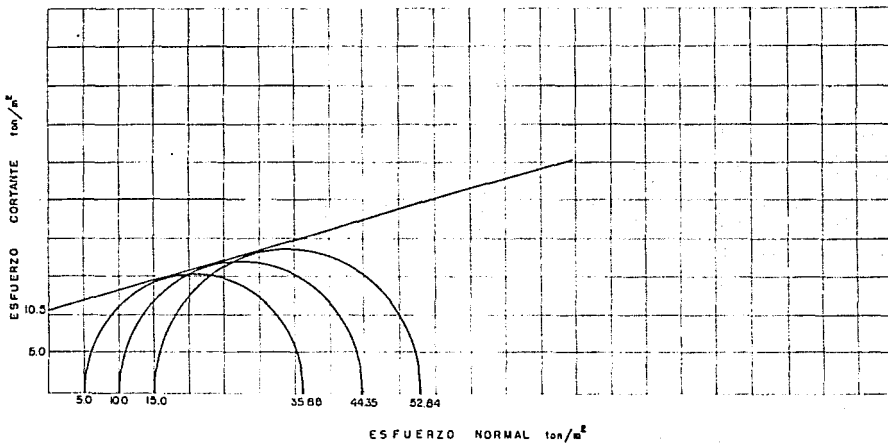


FIGURA 4.26



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

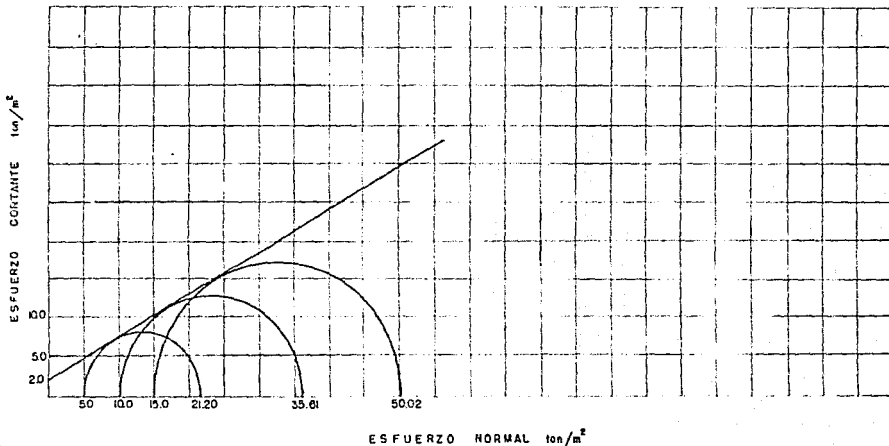
TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ANGELO ALVAREZ AGUIRRE

CIRCULOS DE MOHR. COMPRESION TRIAXIAL

NO CONSOLIDADA UU CONSOLIDADA CU CONSOLIDADA CO
NO DRENADA NO DRENADA

PRUEBA No.	C ₂ %	σ_{1H} ton/m ²	$\sigma_1 - \sigma_{1H}$ ton/m ²	γ ton/m ³	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESP. CONSTANTE
1	5.8	5.0	16.20	130	$\phi = 20^\circ$ $C = 2 \text{ ton/m}^2$
2	5.8	10.0	25.61	141	
3	6.0	15.0	35.02	140	
4					
5					

LOCALIZACION ALCANFORES Y PASEO
DE LOS LAURELES
 TIPO DE SONDEO P.C.A. - 1
 MUESTRA No. 3 PROF. 5.80-6.00 m
 DESCRIPCION AGLOMERADO VOLCANICO
GRIS CLARO





UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ÁNGEL ALVAREZ AGUIRRE

CIRCULOS DE MOHR. COMPRESION TRIAXIAL

NO CONSOLIDADA UU CONSOLIDADA CU CONSOLIDADA CD
NO DRENADA NO DRENADA DRENADA

PRUEBA No.	C3 %	σ'_{11} ton/m ²	$\sigma'_{11} - \sigma'_{33}$ ton/m ²	τ ton/m ²	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORTANTE
1	7.9	5.0	16.93	6.8	$\phi = 30^\circ$ $C = 2 \text{ ton/m}^2$
2	8.1	10.0	26.93	17.0	
3	8.3	15.0	36.93	17.2	
4					
5					

LOCALIZACION ALCANFORES Y PASEO
DE LOS LAURELES
TIPO DE SONDEO P.C.A.-1
MUESTRA No. 4 PROF. 8.80-9.00 m
DESCRIPCION AGLOMERADO VOLCANICO
GRIS CLARO

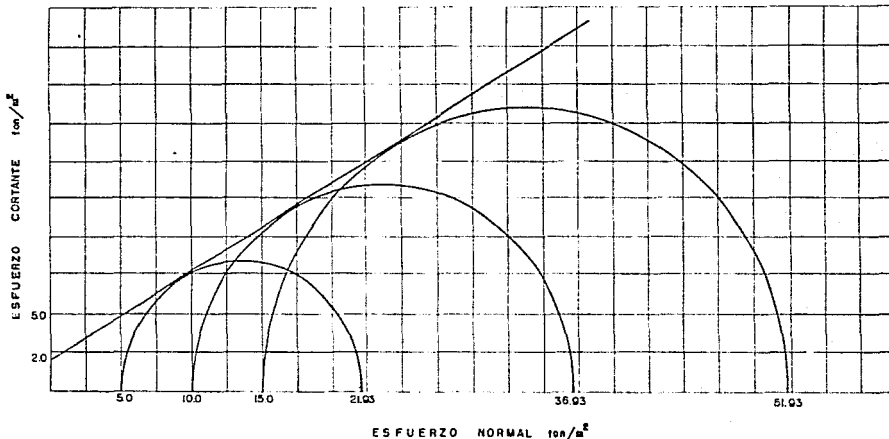


FIGURA 4.30



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ÁNGEL ALVAREZ ADURRE

CIRCULOS DE MOHR. COMPRESION TRIAXIAL

NO CONSOLIDADA NO DRENADA UU CONSOLIDADA NO DRENADA CU CONSOLIDADA DRENADA CD

PRUEBA No.	w_p %	σ_m ton/m ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ ton/m ²	γ ton/m ³	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESP. CORTANTE
1	7.4	5.0	16.93	170	$\phi = 30^\circ$ $C = 2 \text{ ton/m}^2$
2	7.3	10.0	26.93	169	
3	7.6	15.0	36.93	171	
4					
5					

LOCALIZACION ALCANFORES Y PASEO
DE LOS LAURELES
 TIPO DE SONDEO P.C.A. I
 MUESTRA No. 5 PROF. 11.60 12.00m
 DESCRIPCION AGLOMERADO VOLCANICO
GRIS CLARO

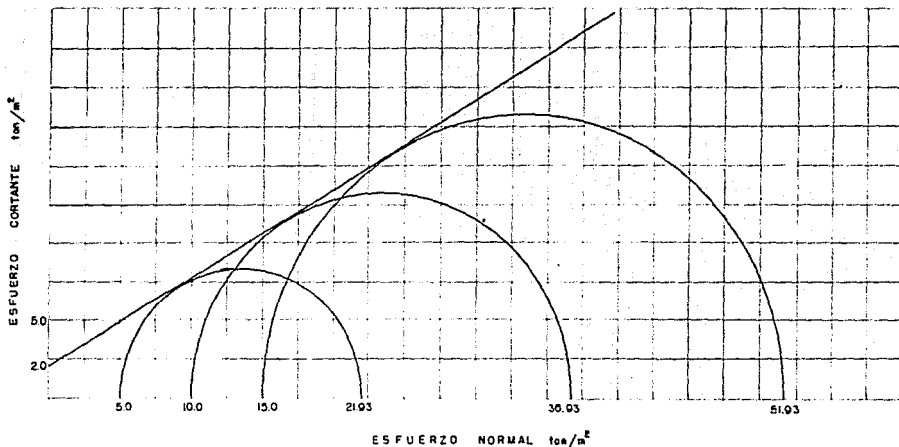


FIGURA 4.31



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ANGEL ALVAREZ ABURRE

CIRCULOS DE MOHR. COMPRESION TRIAXIAL

NO CONSOLIDADA UU CONSOLIDADA CU CONSOLIDADA CO
NO DRENADA NO DRENADA DRENADA DRENADA

PRUEBA No.	C ₃₁ %	σ_{1c} ton/m ²	$\sigma_1 - \sigma_{1c}$ ton/m ²	γ ton/m ³	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESP. CORTANTE
1	8.8	5.5	20.21	1.72	$\phi = 34^\circ$ $C = 2 \text{ ton/m}^2$
2	8.75	10.0	32.84	1.71	
3	8.8	15.0	45.68	1.73	
4					
5					

LOCALIZACION ALCANFORES Y PASEO
DE LOS LAURELES
TIPO DE SONDEO P.C.A.-1
MUESTRA No. 6 PROF. 14.80-15.00 m
DESCRIPCION AGLOMERADO VOLCANICO, GRIS
CLARO, CON GRUMOS DE ARCILLA CAFE

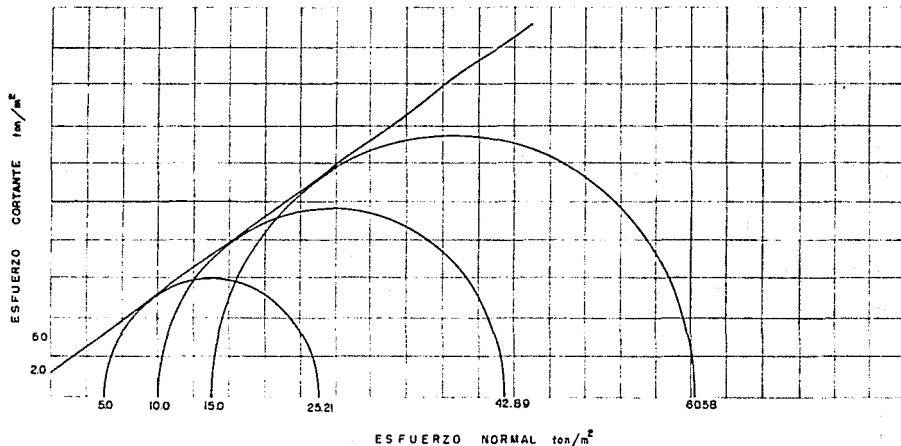


FIGURA 4.32



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ANGEL ALVAREZ ABURRUE

CIRCULOS DE MOHR. COMPRESION TRIAXIAL

NO CONSOLIDADA NO DRENADA UU CONSOLIDADA NO DRENADA CU CONSOLIDADA DRENADA CO

PRUEBA No.	C _U %	σ'_{m1} ton/m ²	σ'_{m2} ton/m ²	γ ton/m ³	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESP. CONSTANTE
1	7.9	5.0	16.2	1.73	$\phi = 29^\circ$ $C = 2 \text{ ton/m}^2$
2	0.0	10.0	25.41	1.75	
3	8.2	15.0	35.02	1.77	
4					
5					

LOCALIZACION ALCANFORES Y PASEO
DE LOS LAURELES
 TIPO DE SONDEO P.C.A.-1
 MUESTRA No. 7 PROF. 1780-1800 m
 DESCRIPCION AGLOMERADO VOLCANICO.
GRIS CLARO

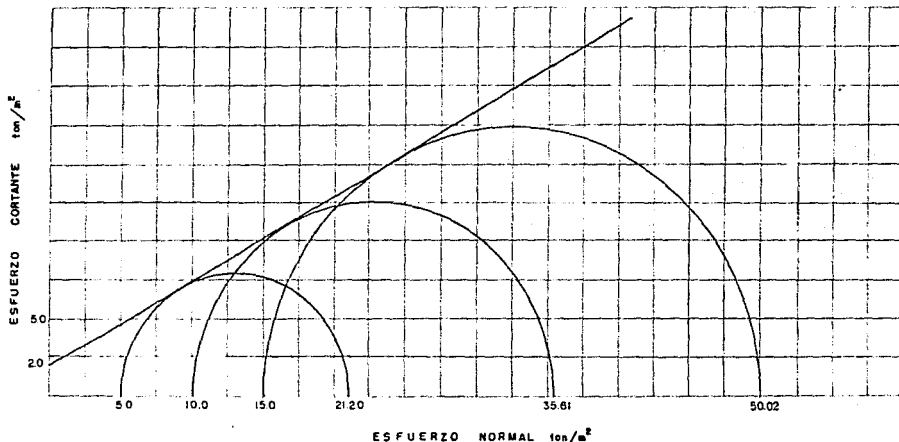


FIGURA 4.33

5. Diseño de la cimentación.

Como se mencionó anteriormente, el proyecto contempla la construcción de una Torre de cuarenta y seis niveles cuya estructura será resuelta a base de columnas, muros, traveses y losas de concreto armado, además el edificio de estacionamientos estará estructurado mediante columnas, traveses y losas de concreto armado, con claros máximos entre columnas de 6.71 m. Según el análisis estructural la Torre tendrá la distribución de muros y columnas mostrada en la figura 5.1, en donde además se indican las cargas que soportarán a nivel cimentación; estas cargas son el resultado de la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con su intensidad máxima. En la figura 5.2 se muestra la distribución de columnas del edificio de estacionamientos.

Considerando las características arquitectónicas y estructurales de la Torre y las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo descritas en el capítulo anterior que determinaron la existencia a partir del nivel del terreno natural de depósitos resistentes y poco susceptibles a grandes deformaciones, se proponen como opciones de cimentación las siguientes:

- a) Losa de cimentación con contratraveses, desplantada a partir del nivel del último sótano, con área en planta igual a la cubierta por la Torre.
- b) Zapatas aisladas con contratraveses de liga, desplantadas a 3.0 m de profundidad respecto al nivel del tercer sótano, diseñadas con una capacidad de carga admisible para fines de diseño de 160 ton/m².

- c) Pilas coladas en seco con ampliación de la base, desplantadas a 32 m de profundidad, a partir del nivel medio del terreno natural (cota 101.5) a la cota 69.5 y diseñadas con una capacidad de carga admisible de 500 ton/m².

En este capítulo se desarrolla la revisión de los estados límite de falla y de servicio que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal con el fin de verificar que las tres alternativas de cimentación propuestas cumplan con lo señalado en dicho reglamento. La elección de alguna de ellas en particular dependerá de un análisis económico y de tiempo de ejecución.

Por otra parte, los requerimientos arquitectónicos y estructurales del edificio de estacionamientos y las propias características de resistencia y deformabilidad del subsuelo, se estima que la alternativa de cimentación más adecuada para esta estructura será de tipo superficial a base de zapatas aisladas, rigidizadas con contrarabes y desahantadas a una profundidad mínima de 1.50 m a partir del nivel del último sótano, limitando la capacidad de carga admisible de los materiales de apoyo a 60 ton/m², para tener zapatas de dimensiones construibles.

A continuación se presentan los resultados de la revisión de los estados límite de falla y de servicio para las cimentaciones propuestas.

5.1 Análisis de las alternativas de cimentación de la Torre.

5.1.1 Acciones

En el análisis de las alternativas de cimentación de la Torre se consideraron las acciones siguientes:

- a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, que tendrán las magnitudes que se indican en la figura 5.1; a estas cargas se les sumó el peso de la cimentación y se afectaron por un factor de carga de 1.4 para la revisión del estado límite de falla en condiciones estáticas y se afectaron por un factor de carga de 1.0 para la revisión del estado límite de servicio. Por estimarse que los materiales del subsuelo estarán sujetos a deformaciones básicamente elásticas que propiciarán asentamientos inmediatos, la combinación de cargas a emplearse en el cálculo de estos considerará la carga viva con su intensidad máxima y no con su intensidad media, como ocurre en el cálculo de hundimientos a largo plazo.
- b) Combinación de cargas permanentes, cargas vivas con intensidad instantáneas y acción accidental más crítica (debida a sismo), que de acuerdo al análisis estructural tiene los valores indicados en la figura 5.3, a estas cargas se les sumó el peso de la cimentación y se afectaron por un factor de carga de 1.1 para la revisión del estado límite de falla en condiciones dinámicas.

5.1.2 Losa de cimentación.

A continuación se hace la revisión de los estados límite de falla y de servicio de la cimentación a base de una losa con contrarabes y con el área en planta que se indica en la figura 5.4.

5.1.2 a) Capacidad de carga.

La capacidad de carga de los materiales que subyacen la losa de cimentación se calculó considerando que los materiales del subsuelo afectados por la superficie potencial de falla son cohesivo-friccionantes y aplicando el criterio establecido en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, dado por la siguiente expresión:

$$RFR = [cNc + \bar{P}v(Nq-1) + \frac{\gamma BN^2}{2}]FR + Pv$$

de la que cada término ha sido descrito anteriormente.

Dadas las características arquitectónicas del proyecto se tienen dos condiciones a tomar en cuenta en el cálculo de la capacidad de carga del suelo de apoyo de la losa. La superficie de falla puede obrar en dos posibles planos; uno limitado por el edificio de estacionamientos y el otro que se extiende hasta el nivel del terreno natural. Dependiendo de estos posibles planos de falla la capacidad de carga del suelo variará, ya que la profundidad de desplante en uno y otro caso será diferente, siendo la condición más crítica la que considera la posible envolvente de falla hacia el edificio de estacionamientos, debido a que la profundidad de desplante habrá de limitarse al espesor de la losa de cimentación, mientras que en el otro caso la profundidad de desplante desde el nivel del terreno natural hasta el nivel del último sótano incrementa la capacidad de carga del suelo. Entonces, en el cálculo de la capacidad de carga se considerará la condición más crítica que dará una capacidad menor.

Teniendo en cuenta lo anterior y considerando como parámetros de cálculo una cohesión de 2 ton/m², un ángulo de fricción interna de 29° y un peso volumétrico de 1.7 ton/m³ (obtenidos de su correlación con las propiedades de los materiales de apoyo descritos en el capítulo anterior) se tiene lo siguiente:

$$ORFR = [cNc + \bar{P}v(Nq-1) + \frac{\gamma BN^2}{2}]FR + Pv$$

- $Nc = 514(1 + 0.25 Df/B + 0.25 B/L)$
- $Nq = \frac{c \tan \phi}{\tan^2 \phi} (45 + \phi/2)(1 + B/L \tan \phi)$
- $N\gamma = 2(Nq + 1) \tan \phi (1 - 0.4 B/L)$

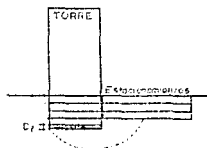
- Con $Df=2.0$ m, $B=29.28$ m, $L=33.55$ m
 $Pv = \bar{P}v = (1.7 \text{ ton/m}^3) 2.0 \text{ m} = 3.4 \text{ ton/m}^2$

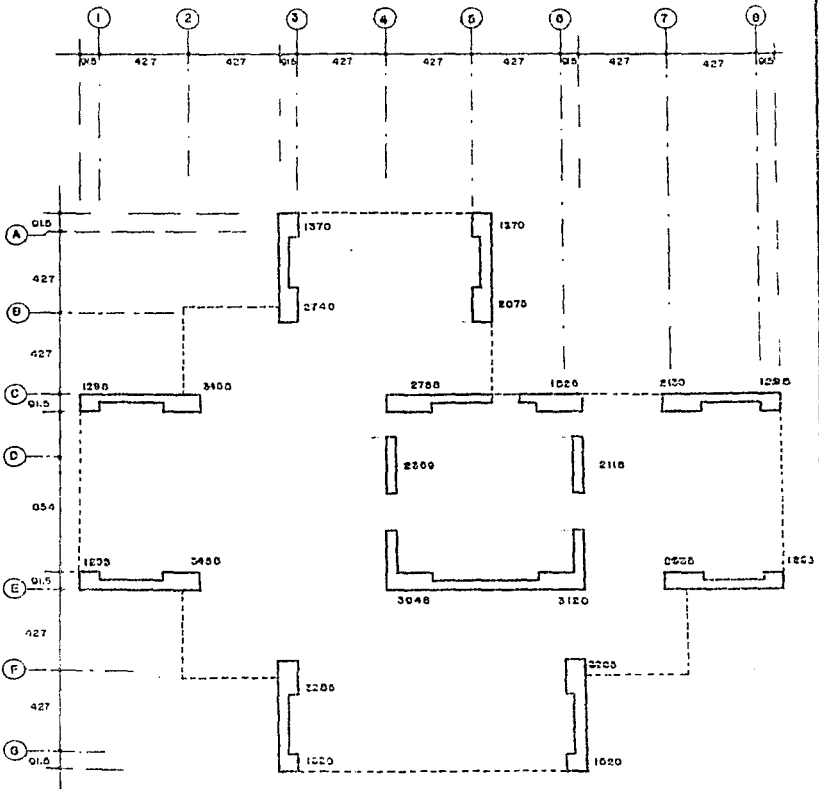
- $Nc = 514(1 + 0.25(2.0/29.28) + 0.25(29.28/33.55)) = 6349$
- $Nq = \left(\frac{c \tan \phi}{\tan^2 \phi} (45 + 29.28/2) \right) (1 + (29.28/33.55) \tan 29^\circ) = 24.398$
- $N\gamma = 2(24.398 + 1) \tan 29^\circ (1 - 0.4(29.28/33.55)) = 18.327$

$$RFR = (2(6349) + 3.4(24.398 - 1) + \frac{1.7(20.25)(18.327)}{2}) 10.36 + 3.4$$

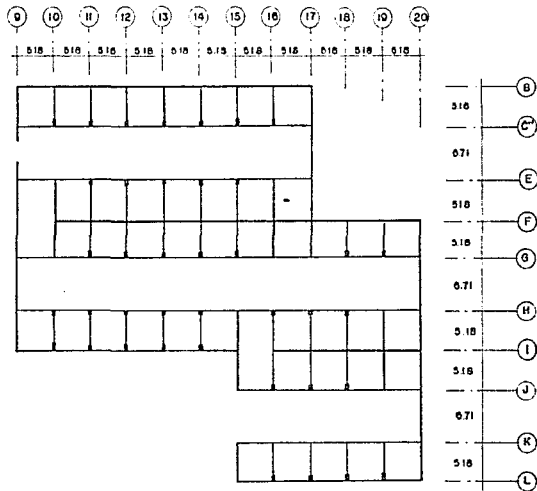
$$RFR = 195 \text{ ton/m}^2$$

CONDICIÓN ANALIZADA





DISTRIBUCION DE MUROS DE CARGA Y CARGAS QUE SOPORTAN A NIVEL DE ORIENTACION



PLANTA DE COLUMNAS EN EL ESTACIONAMIENTO

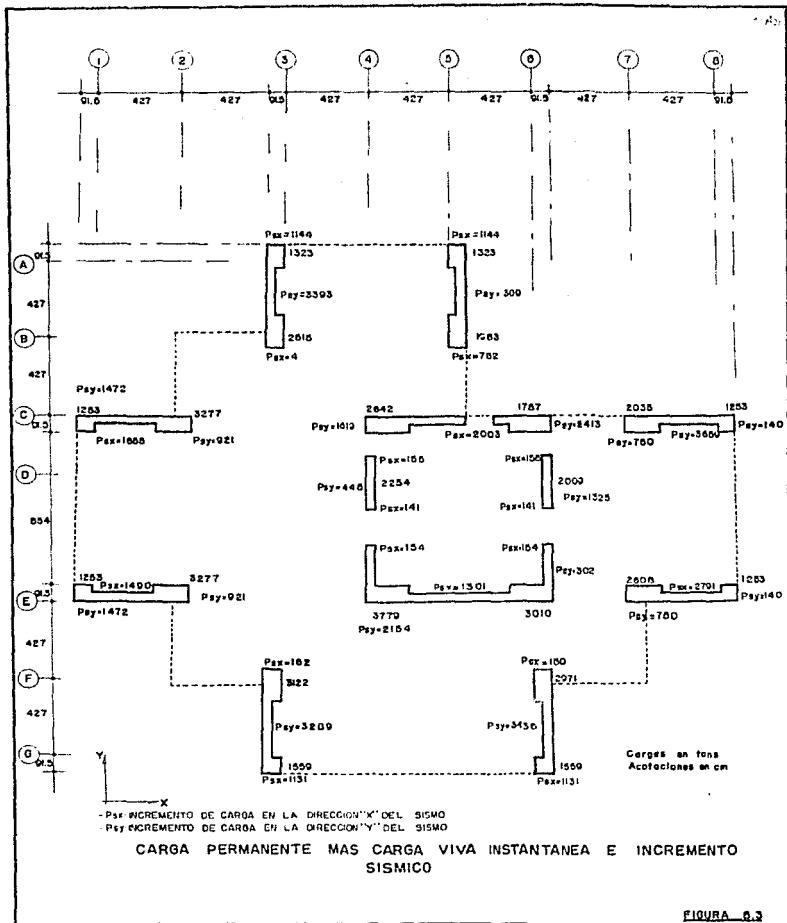


FIGURA 0.3

Obteniéndose una capacidad de carga admisible de los materiales de apoyo de la losa de 195 ton/m², desplantándose a partir del nivel del último sótano.

5.1.2 b) Revisión del estado Límite de falla.

Conforme señala el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, la estabilidad de una cimentación mediante losa (o zapatas) bajo condiciones de carga estática y dinámica se verificará mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\Sigma Q F_c < RFR \quad (2)$$

donde:

ΣQ : suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, en ton.

Las cargas a considerar en condiciones estáticas serán las descritas en el punto 5.1.1 inciso a) e indicadas en la figura 5.1. Las cargas a considerar en condiciones dinámicas serán las descritas en el punto 5.1.1 inciso b) e indicadas en la figura 5.3.

F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.4 para la revisión en condiciones estáticas y 1.1 en condiciones dinámicas.

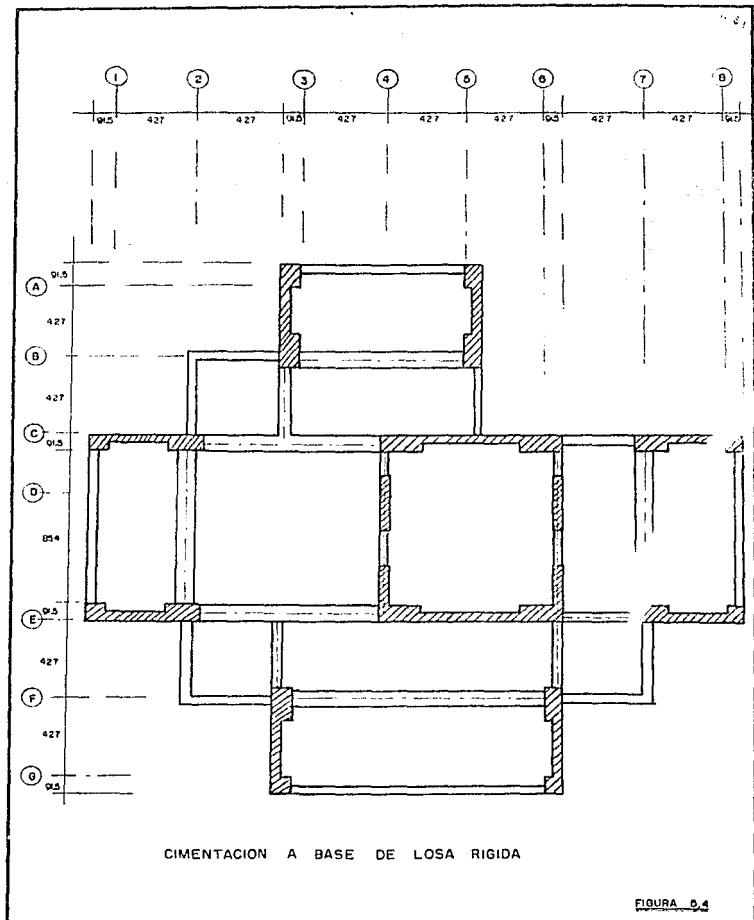
RFR : capacidad de carga de los materiales del subsuelo que subyace a la losa de cimentación afectada por su factor de resistencia correspondiente (igual a 0.35, conforme el Reglamento), en ton/m².

A) Verificación de la estabilidad de la cimentación en condiciones estáticas.

Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima que se muestra en la figura 5.1 (suma total de las cargas 50 377 ton) más el peso propio de la cimentación (5 000 ton) -que se estimó conforme datos del estructurista-, la capacidad de carga del subsuelo (195 ton/m²) y el área de apoyo de la losa de cimentación (654 m²), la desigualdad (2) se cumple de la siguiente manera:

$$150\,377\text{ TON} + 5\,000\text{ TON} < 115\,500\text{ TON} / \text{m}^2 \times 654\text{ m}^2$$

$$155\,377\text{ TON} < 120\,960\text{ TON}$$



Factor de influencia para zapatas de diferentes formas I_f .

Forma	I_f		
	Centro	Esquina	Promedio
Circular	1.0	0.64	0.85
Conrada	1.12	0.56	0.95
Rectangular:			
L/B = 1.5	1.36	0.68	1.15
= 2.0	1.53	0.77	1.30
= 5.0	2.10	1.05	1.83
= 10.0	2.54	1.27	2.25
= 100.0	4.01	2.00	3.69

Factores de influencia según Sowers.

TABLA 1

B) Verificación de la estabilidad de la cimentación bajo sollicitaciones sísmicas.

En condiciones dinámicas (combinación de cargas gravitacionales y las debidas a sismo) no deberá excederse la capacidad de carga admisible del suelo, teniendo en cuenta que la aceleración con que se propagan las ondas sísmicas propicia que la masa de suelo comprendida dentro de la envolvente de falla tienda a deslizarse bajo la acción de la fuerza de inercia generada. Bajo estas condiciones deberá verificarse la siguiente expresión:

$$F_c W_t - W_c \leq FR AR q (1 - 0.12 \frac{F_c e_{ob}^2}{FR C}) \quad (3)$$

donde:

W_t : carga total de la estructura en condiciones dinámicas (5.1.1 inciso b), Fig. 5.3) igual a 80 989 más el peso propio de la cimentación.

F_c : factor de carga, dimensional e igual a 1.1

W_c : peso del suelo desplazado para la construcción de los sótanos y de la losa de cimentación.

FR : factor de resistencia.

AR : área reducida para tomar en cuenta el momento de volteo, igual a

$$AR = (B-2e)L, \quad \text{siendo:}$$

B : ancho de la losa

L : largo de la losa

e : excentricidad, dada por $e=M/W$

M : momento de volteo, igual a

176 420 ton-m según el estructuralista

W : peso de la estructura en la condición analizada

q : presión neta de contacto a la falla ante fuerzas verticales.

a_c : aceleración horizontal máxima del terreno según el RCDP igual a 0.16 para estructuras tipo B en la zona de Lomas

- b: mínimo de (d, 1.2h, 20 m).
- d: ancho de la losa de cimentación del área reducida en la dirección analizada.
- h: longitud existente entre la profundidad de desplante de la cimentación hasta la capa dura más próxima.
- c: cohesión media del suelo desde el nivel de desplante hasta una profundidad b abajo de él.
- γ: peso volumétrico del suelo desde el nivel de desplante hasta una profundidad b abajo de él.

La desigualdad anterior no satisface con los siguientes valores:

EXCENTRICIDAD PROVOCADA POR EL MOMENTO DE VOLTEO DEBIDO A SISMO

$$e = M/W = 176420 \text{ Tonm} / (180080 \text{ Ton} + 5000 \text{ Ton}) = 2.93 \text{ m.}$$

AREA REDUCIDA

ANCHO REDUCIDO DE LA LOSA DE CIMENTACION:

$$B' = (8 - 2e), B = 29.29 \text{ m.}$$

$$B'' = (29.29 - 2(2.93))$$

$$B'' = 23.43 \text{ m.}$$

ESTABLECIENDO UNA PROPORCION ENTRE EL ANCHO DEL AREA Y EL ANCHO REDUCIDO DEL AREA REDUCIDA:

$$\frac{CA}{AR} = \frac{29.29 \text{ m.}}{23.43 \text{ m.}}$$

$$AR = 550.84 \text{ m}^2$$

PESO DEL SUELO DESPLAZADO W_c

$$W_c = 13.70 \text{ m (PROF.)} \times 0.01 \text{ m}^2 \text{ (AREA EN PLANTA)} \times 1.7 \text{ Ton/m}^3 \text{ (γ)} = 15162 \text{ Ton}$$

○ SUSTITUYENDO EN LA EXPRESION (3)

$$85000(1) - 15162 < 550.84 \text{ m}^2 (105 \text{ Ton/m}^2) \left(1 - \frac{0.12 \sqrt{180016} / \sqrt{11} (1 \text{ m}) (1.7 \text{ Ton/m}^2)}{0.33 (2 \text{ Ton/m}^2)} \right)$$

$$79428 \text{ Ton} < 0.01077 \text{ Ton}$$

Bajo condiciones dinámicas el incremento de esfuerzo aplicado al suelo por la losa de cimentación, producido por el momento de volteo debido a sismo, no debe rebasar la capacidad de carga admisible del material de apoyo de la losa, lo que asegura que las deformaciones del suelo bajo el esfuerzo resultante por sismo se mantengan dentro del rango elástico de comportamiento del material no produciéndose, por lo tanto, deformaciones plásticas permanentes por efecto de los incrementos de esfuerzos aplicados al suelo por

Se determinaron los esfuerzos máximos que en condiciones dinámicas aplicará la losa de cimentación, empleando la fórmula de la escuadría dada por la siguiente expresión:

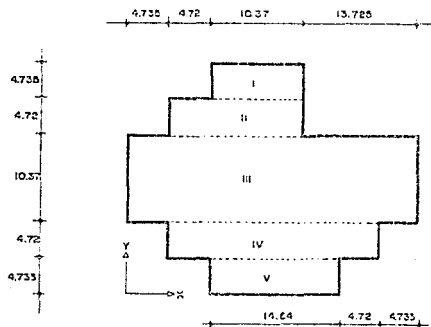
$$P_y = Q/A + M/I_x y + 0.3 M/I_y x \text{ --- (4)}$$

donde

- P_y : esfuerzo a la distancia y del eje centroidal.
 Q : suma de carga muerta más carga viva instantánea.
 A : Área de la losa de cimentación en planta.
 M : momento de volteo debido a sismo.
 x, y : distancia del eje centroidal de la losa a la orilla más alejada.
 I_x, I_y : momento de inercia centroidal de la losa de cimentación en el sentido largo y corto.

El cálculo de los esfuerzos máximos se hizo de la siguiente manera:

Área en planta de la losa de cimentación.



Cálculo del centro de gravedad de la losa.

COMPONENTE	A, m ²	\bar{x} , m	\bar{y} , m	$\bar{x}A$, m ³	$\bar{y}A$, m ³
I	49.11	14.64	20.93	718.85	1321.46
II	71.22	12.28	22.19	874.64	1580.12
III	347.91	16.78	14.64	5836.25	5093.45
IV	113.66	16.78	7.10	1906.61	806.40
V	69.32	16.78	2.37	1162.85	164.12
SUMAS	650.52			10499.20	8965.55

$$\bar{x} = 10499.20/650.52, \text{ o } \bar{x} = 16.14 \text{ m}$$

$$\bar{y} = 8965.55/650.52, \text{ o } \bar{y} = 13.78 \text{ m}$$

Cálculo del momento de inercia centroidal \bar{I}^x .

COMPONENTE	\bar{d} , m	A, m ²	\bar{I}_x , m ⁴	$A\bar{d}^2$, m ⁴	$\bar{I}_x + A\bar{d}^2$, m ⁴
I	13.13	49.11	91.74	8468.25	8559.99
II	8.41	71.22	132.23	5031.61	5163.84
III	0.86	347.91	3117.79	257.32	3375.11
IV	6.63	113.66	211.31	5079.27	5290.26
V	11.41	69.32	123.51	9028.65	9158.16

$$I^x = 31547.38 \text{ m}^4$$

Cálculo del momento de inercia centroidal \bar{I}^y .

COMPONENTE	\bar{d} , m	A, m ²	\bar{I}_y , m ⁴	$A\bar{d}^2$, m ⁴	$\bar{I}_y + A\bar{d}^2$, m ⁴
I	1.5	49.11	440.92	113.48	550.50
II	3.86	71.22	1351.54	1061.22	2412.76
III	0.64	347.91	32634.50	140.29	32774.65
IV	0.64	113.66	5432.00	45.83	5537.82
V	0.64	69.32	1236.12	27.35	1266.37

$$I^y = 42541.80 \text{ m}^4$$

Así:

$$P_x = \frac{48\ 045}{651} + \frac{176\ 420}{42541.80} (17.41) + 0.3 \frac{176\ 420}{31547.38} (15.50)$$

$$\circ P_x = 172.0 \text{ Ton/m}^2$$

Análogamente,

$$P_y = \frac{48\ 045}{651} + \frac{176\ 420}{31547.38} (15.50) + 0.3 \frac{176\ 420}{42541.80} (17.41)$$

$$\circ P_y = 182.2 \text{ Ton/m}^2$$

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por la losa de cimentación bajo sismo de 182.2 Ton/m² que es menor que la capacidad de carga admisible del suelo que es de 195 Ton/m².

5.1.2 c) Revisión del estado límite de servicio.

La revisión del estado límite de servicio se realizó mediante el cálculo de los asentamientos, considerando que la deformación que sufrirán los materiales del subsuelo será básicamente elástica.

La estimación de los asentamientos que sufrirá la losa de cimentación de la Torre se hizo empleando la fórmula dada por la Teoría de la Elasticidad:

$$d = \frac{1 - \mu^2}{E} P B I_F$$

donde;

d : asentamiento bajo la losa de cimentación, en m.

μ : relación de Poisson, adimensional

E : módulo de elasticidad del suelo de apoyo de la cimentación, en ton/m².

P : presión de contacto aplicada por la losa de cimentación, en ton/m².

B : ancho de la losa, en m.

I_F : factor de influencia que depende de la forma del área cargada y el punto en que se estima el asentamiento, adimensional. (TABLA 1, p.103)

Se consideró un módulo de elasticidad de los materiales del estrato de apoyo de 30 000 ton/m² y una relación de Poisson de 0.35 (obtenidos de su correlación con las propiedades índice), obteniéndose los asentamientos que se indican a continuación y que se muestran en la figura 5.5.

CALCULO DE ASENTAMIENTOS.

Punto A.

	L	B	L/B	Ir	d
+	16.140	6.685	2.41	0.8323	0.0138
-	10.765	6.685	1.61	0.7012	0.0116
+	11.405	10.765	1.06	0.5867	0.0157
-	11.405	6.045	1.89	0.7516	0.0113
+	16.140	6.045	2.67	0.8669	0.0130
+	15.500	3.685	4.21	1.0086	0.0092
-	6.045	3.685	1.64	0.7968	0.0055
+	17.410	6.045	2.88	0.8923	0.0134
+	13.780	6.685	2.06	0.7797	0.0129
-	9.045	6.685	1.35	0.6497	0.0108
+	11.405	9.045	1.26	0.6398	0.0142
-	11.405	4.325	2.64	0.8631	0.0093
+	16.140	4.325	3.73	0.9745	0.0105
+	13.780	7.955	1.73	0.7234	0.0143
-	9.045	7.955	1.14	0.6047	0.0120
+	12.675	9.045	1.40	0.6600	0.0148
-	9.045	4.325	2.09	0.7845	0.0064
+	17.410	4.325	4.02	0.9900	0.0107

d = 0.0720 m

L.B: LARGO Y ANCHO RESPECTIVAMENTE, DEL AREA CONSIDERADA PARA OBTENER EL ASENTAMIENTO EN SU ESQUEMA.

Punto B.

+	24.545	15.090	1.63	0.71	0.0470
+	29.280	10.370	2.82	0.87	0.0396
-	24.545	10.370	2.37	0.82	0.0370
+	19.825	19.825	1.00	0.56	0.0487
-	19.825	15.090	1.31	0.64	0.0424
-	19.825	9.455	2.10	0.78	0.0324
+	15.090	9.455	1.60	0.70	0.0290
-	15.090	4.735	3.20	0.91	0.0169
+	10.370	4.735	2.20	0.80	0.0166
+	29.280	4.270	6.86	1.21	0.0227
-	24.545	4.270	5.75	1.11	0.0226

Punto B (continuación).

+	24.545	8.990	2.73	0.86	0.0339
-	19.825	8.990	2.20	0.80	0.0316
+	19.825	13.725	1.44	0.67	0.0403
-	13.725	9.455	1.45	0.67	0.0278
					d = 0.0379 m

Punto C.

	L	B	L/B	I _f	d
+	33.550	10.370	3.26	0.91	0.0414
-	28.815	10.370	2.78	0.87	0.0396
+	28.815	15.090	1.91	0.75	0.0497
-	24.095	15.090	1.60	0.70	0.0463
+	19.825	19.825	1.00	0.56	0.0487
-	19.825	9.455	2.10	0.78	0.0324
+	15.090	9.455	1.60	0.70	0.0290
-	15.090	4.735	3.19	0.91	0.0189
+	10.370	4.735	2.20	0.80	0.0167
+	19.825	9.455	1.10	0.75	0.0323
-	9.455	9.455	1.00	0.56	0.0232
+	9.455	4.720	2.00	0.77	0.0159
-	4.735	4.720	1.00	0.56	0.0116
					d = 0.0359 m

Punto D.

	L	B	L/B	I _f	d
+	19.810	4.720	4.20	0.99	0.0205
-	15.090	4.720	3.20	0.91	0.0188
+	15.090	9.455	1.60	0.70	0.0290
-	9.455	4.720	2.00	0.77	0.0159
+	4.720	4.720	1.00	0.56	0.0116
+	24.545	10.370	2.40	0.83	0.0378
-	15.090	10.370	1.40	0.66	0.0300
+	24.095	15.090	1.60	0.70	0.0463
-	24.095	4.720	5.10	1.06	0.0219
+	19.825	4.720	4.19	0.98	0.0213
+	14.640	4.735	3.09	0.90	0.0187
					d = 0.0553 m

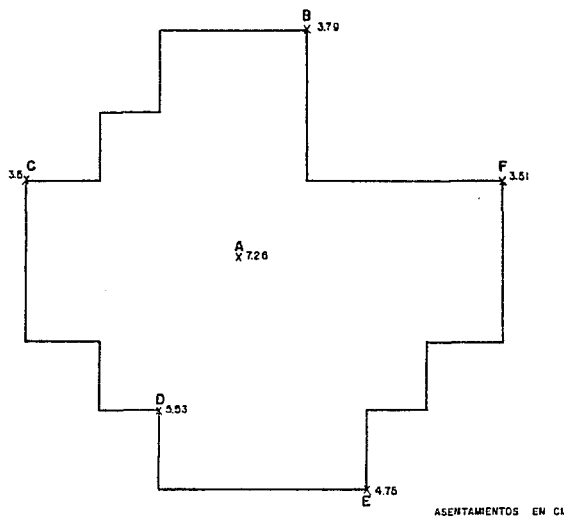
Punto E.

	L	B	L/B	If	d
+	29.280	14.640	2.00	0.77	0.0495
-	29.280	4.270	6.86	1.21	0.0227
+	19.825	4.270	4.64	1.02	0.0191
+	24.545	19.360	1.27	0.63	0.0535
-	24.545	14.640	1.68	0.71	0.0456
+	24.095	19.825	1.21	0.61	0.0531
-	19.825	19.360	1.02	0.56	0.0476
-	24.095	9.455	2.55	0.84	0.0348
+	19.360	19.360	1.00	0.56	0.0476
-	19.360	4.735	4.09	0.98	0.0204
+	14.640	4.735	3.09	0.90	0.0187
+	19.825	9.455	2.10	0.78	0.0323
-	9.455	9.455	1.00	0.56	0.0232
+	9.455	4.720	2.00	0.77	0.0159
-	4.735	4.720	1.00	0.56	0.0116
					d = 0.0475 m

Punto F.

	L	B	L/B	If	d
+	33.550	10.370	3.23	0.91	0.0414
-	28.815	10.370	2.78	0.87	0.0396
+	28.815	15.090	1.91	0.76	0.0503
-	24.095	15.090	1.60	0.70	0.0463
+	24.095	19.825	1.21	0.61	0.0531
-	19.825	9.455	2.10	0.78	0.0324
+	15.090	9.455	1.60	0.70	0.0290
-	15.090	4.735	3.20	0.91	0.0189
+	10.370	4.735	2.20	0.80	0.0166
+	28.815	4.720	6.10	1.14	0.0236
-	24.095	4.720	5.10	1.06	0.0219
+	24.095	9.455	2.50	0.84	0.0348
-	13.725	9.455	1.45	0.67	0.0278
					d = 0.0351 m

+ Para la estimación del asentamiento total en cada uno de los puntos elegidos, se estimaron los asentamientos en la esquina de cada área que interviniera en el cálculo del asentamiento total.



HUNDIMIENTOS DE LA LOSA DE CIMENTACION

FIGURA 5.5

5.1.3 Cimentación a base de zapatas.

Como segunda opción se tiene una cimentación a base de zapatas aisladas, desplazadas a 3 m de profundidad a partir del nivel del último sótano y con la distribución mostrada en la figura 5.6. La revisión de los estados límite de última y de servicio de dicha cimentación se presenta a continuación:

5.1.3 a) Capacidad de carga.

La capacidad de carga de los materiales de apoyo se calculó de acuerdo al criterio establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones dado por la siguiente expresión, empleada en el cálculo de la capacidad de carga para la losa de cimentación:

$$RFR = [cN_c + \bar{P}_v(N_q - 1) + \frac{\gamma BN_f}{2}]FR + P_v \quad (1)$$

Considerando como parámetros de resistencia del suelo de apoyo de la cimentación un ángulo de fricción interna de 34° y una cohesión de 2 ton/m² se obtuvieron las siguientes capacidades de carga:

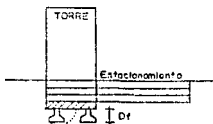
CONDICION ANALIZADA

$$RFR = [cN_c + \bar{P}_v(N_q - 1) + \frac{\gamma BN_f}{2}]FR + P_v$$

$$N_c = 0.14(1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$$

$$N_q = 2^{19} \tan^2(45^\circ + \phi/2) (1 + B/L \tan \phi)$$

$$N_f = 2(1 + \phi) \tan \phi (1 - 0.4 B/L)$$



○ ZAPATA DE ANCHO $B = 0.20$ m, LARGO $L = 0.80$ m, A UNA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE $D_f = 2.50$ m.

$$P_v = \bar{P}_v = 2.50 \text{ m} \times 1.7 \text{ ton/m}^3 = 4.25 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 0.14(1 + 0.25(2.50/0.20) + 0.25(0.80/0.20)) = 6.471$$

$$N_q = 2^{19} \tan^2(45 + 34/2) (1 + 0.20/0.80) \tan 34^\circ = 42.00$$

$$N_f = 2(42 + 1) \tan 34^\circ (1 - 0.4(0.20/0.80)) = 43.33$$

$$RFR = (2(6.471) + 4.25(42.0 - 1) + \frac{1.7(0.20)(43.33)}{2}) (0.35 + 4.25)$$

$$RFR = 150 \text{ ton/m}^2$$

○ ZAPATA DE ANCHO $B = 0.20$ m, LARGO $L = 0.80$ m, A UNA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE $D_f = 3.00$ m.

$$P_v = \bar{P}_v = 3.00 \text{ m} \times 1.7 \text{ ton/m}^3 = 5.1 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 0.14(1 + 0.25(3.00/0.20) + 0.25(0.80/0.20)) = 6.576$$

$$N_q = 2^{19} \tan^2(45 + 34/2) (1 + 0.20/0.80) \tan 34^\circ = 42.00$$

$$N_f = 2(42 + 1) \tan 34^\circ (1 - 0.4(0.20/0.80)) = 43.33$$

$$RFR = (2(6576) + 0.00(42.0 - 1)) + \frac{1.7(6.20)(43.33)}{2} 10.35 + 0.1$$

$$RFR = 103 \text{ ton/m}^2$$

Ø ZAPATA DE ANCHO $B = 6.20 \text{ m}$, LARGO $L = 0.60$, A UNA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE $Df = 3.60 \text{ m}$.

$$P_{vm} = \bar{P}_v = 1.60 \text{ m} \times 1.7 \text{ ton/m}^3 = 6.95 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 0.1 + 0.20(3.00/0.20) + 0.20(6.20/0.60) = 0.675$$

$$N_q = \frac{0.4}{\text{ton}} (1.60 + 34.7/2)(1 + (0.20/0.60) \tan 34^\circ) = 62.0$$

$$.42.0 + 1) \tan 34^\circ (1 - 0.4(0.20/0.60)) = 43.33$$

$$. = (2(6.576) + 0.00(42.0 - 1)) + \frac{1.7(6.20)(43.33)}{2} 10.35 + 0.03$$

$$RFR = 176 \text{ ton/m}^2$$

De lo anterior se estableció que las zapatas tendrán una profundidad de desplante de 3 m a partir del nivel del último sótano con una capacidad de carga admisible de 160 ton/m².

5.1.3 b) Revisión de los estados límite de falla.

A. Estado límite de falla en condiciones estáticas.

Para que una cimentación sea segura ante estado límite de falla en condiciones estáticas deberá cumplirse la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < RFR \quad (7)$$

donde:

$\sum Q$: combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad máxima (5.1.1 inciso a), Figure 5.1, con peso total de 50 377 ton). Según los datos del proyecto estructural se estimó como peso propio de la cimentación un valor aproximado de 340 ton para las zapatas Z-1 y de 1 400 ton para la zapata de la zona central.

F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.4.

A : Área de apoyo de la zapata, en m².

RFR : capacidad de carga del suelo de apoyo de la zapata, afectada por el factor de resistencia correspondiente, en ton/m².

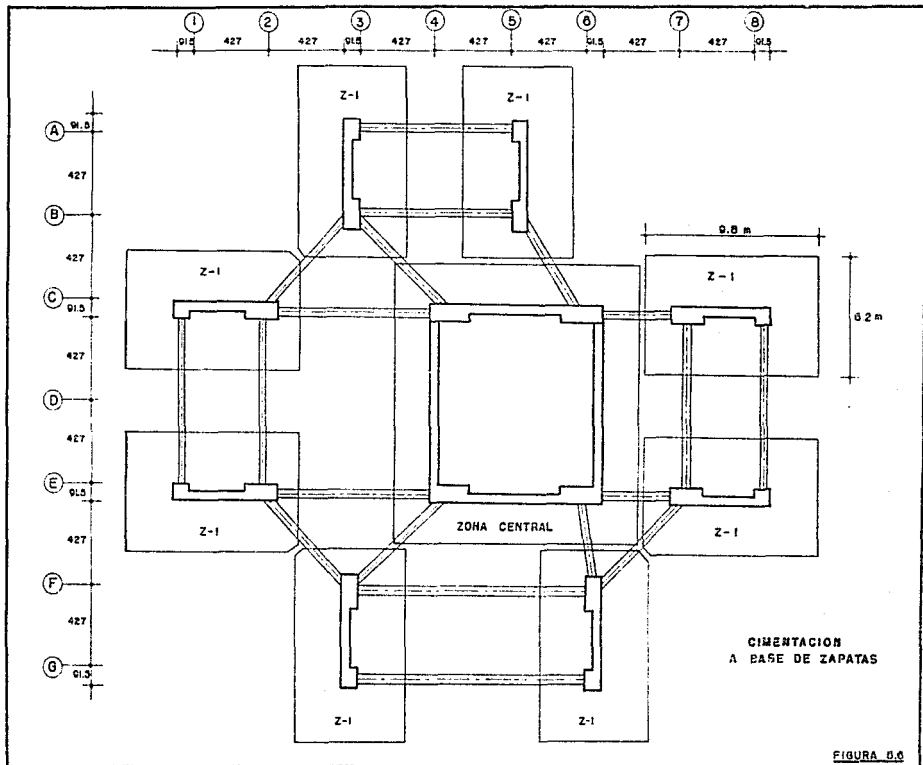


FIGURA 0.0

Para las zapatas de dimensiones indicadas en la figura 5.6, la desigualdad (7) se satisface de la siguiente manera:

UBICACION DE LA ZAPATA	DIMENSIONES m	AREA m ²	ΣQ ton	ΣQFc/A ton/m ²	RFR ton/m ²
1C a 2C	9.80 x 6.20	60.76	5096	117	160
1E a 2E	9.80 x 6.20	60.76	5096	117	160
3A a 3B	9.80 x 6.20	60.76	4450	103	160
3F a 3G	9.80 x 6.20	60.76	5245	121	160
5A a 5B	9.80 x 6.20	60.76	3785	87	160
6F a 6G	9.80 x 6.20	60.76	5245	121	160
7C a 8C	9.80 x 6.20	60.76	3768	87	160
7E a 8E	9.80 x 6.20	60.76	4273	98	160
Zona Central	13.90 x 14.30	199.05	17530	127	160

B. Estado límite de falla en condiciones dinámicas.

La seguridad de la cimentación ante estado límite de falla en condiciones dinámicas se revisó mediante el cumplimiento de la siguiente expresión:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < RFR \quad (7a)$$

donde:

ΣQ : combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocado por el momento de volteo debido a sismo), 5.1.1 inciso b), Figura 5.3, con peso total de 30 939 ton.

F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.1 .

A : área de apoyo de la zapata, en m² .

RFR : capacidad de carga del suelo de apoyo de la zapata, afectada por el factor de resistencia correspondiente, en ton/m² .

Para las zapatas de dimensiones indicadas en la figura 5.6, la desigualdad (7a) se satisface de la siguiente manera:

UBICACION DE LA ZAPATA	DIMENSIONES m	AREA m ²	Z0 ton	ZQc/A ton/m ²	RFR ton/m ²
1C a 2C	3.80 x 6.20	60.76	7263	131	160
1E a 2E	3.80 x 6.20	60.76	7263	131	160
3A a 3B	3.80 x 6.20	60.76	7671	139	160
3F a 3G	3.80 x 6.20	60.76	8310	150	160
5A a 5B	3.80 x 6.20	60.76	5552	101	160
6F a 6G	3.80 x 6.20	60.76	8306	150	160
7E a 8E	3.80 x 6.20	60.76	7287	132	160
7E a 8E	3.80 x 6.20	60.76	6892	125	160
Zona Central	13.50 x 14.30	133.05	25142	143	160

5.1.3 c) Revisión del estado límite de servicio.

La revisión del estado límite de servicio de la cimentación a base de zapatas se realizó empleando el criterio mencionado en la sección 5.1.2 c), es decir, considerando que los materiales del subsuelo bajo las zapatas tendrán deformaciones elásticas. Tomando como parámetros de cálculo una relación de Poisson de 0.35 y un módulo de elasticidad del suelo de 30 000 ton/m² (obtenidos de su correlación con las propiedades índice) se obtuvieron los siguientes asentamientos:

$$s = \frac{1 - \nu^2}{E} PBI_f \quad \text{---} \quad 6$$

UBICACION DE LA ZAPATA	DIMENSIONES m	RELACION L/B	FACTOR DE INFLUENCIA I _f		PRESION DE CONTACTO P=Z0/A ton/m ²	ASENTAMIENTO s cm	
			CENTRO	ESQUINA		CENTRO	ESQUINA
1C a 2C	3.80 x 6.20	1.58	1.39	0.70	83.87	2.11	1.06
1E a 2E	3.80 x 6.20	1.58	1.39	0.70	83.87	2.11	1.06
3A a 3B	3.80 x 6.20	1.58	1.39	0.70	73.24	1.84	0.93
3F a 3G	3.80 x 6.20	1.58	1.39	0.70	86.32	2.17	1.09
5A a 5B	3.80 x 6.20	1.58	1.39	0.70	62.20	1.56	0.73
6F a 6G	3.80 x 6.20	1.58	1.39	0.70	86.32	2.17	1.09
7E a 8E	3.80 x 6.20	1.58	1.39	0.70	62.01	1.56	0.73
7E a 8E	3.80 x 6.20	1.58	1.39	0.70	70.33	1.77	0.87
Zona Central	13.50 x 14.30	1.06	1.15	0.56	90.85	4.13	2.08

— FACTORES DE INFLUENCIA DE LA TABLA 1.

Así, se obtuvo un hundimiento máximo al centro del área de 4 cm (zapata central).

Deformaciones diferenciales máximas.

Con los asentamientos obtenidos de cada zapata se calculó la deformación diferencial entre el centro y la esquina de estas con la expresión (b), empleada en el punto 5.1.2 c):

$$S = \frac{\Delta H_{\max} - \Delta H_{\min}}{L}$$

Los resultados se presentan en la tabla siguiente.

UBICACION DE LA ZAPATA	ASENTAMIENTO δ		LARGO DEL CLARO l	DEFORMACION DIFERENCIAL S	DEF. DIF. MAX. PERMISIBLE (RCDF) S_{adm}
	CENTRO	ESQUINA			
1C a 2C	0.0211	0.0106	5.80	0.0018	0.004
1E a 2E	0.0211	0.0106	5.80	0.0018	0.004
3A a 3B	0.0184	0.0093	5.80	0.0016	0.004
3F a 3G	0.0217	0.0109	5.80	0.0019	0.004
5A a 5B	0.0156	0.0079	5.80	0.0013	0.004
6F a 6G	0.0217	0.0109	5.80	0.0019	0.004
7C a 8C	0.0156	0.0079	5.80	0.0013	0.004
7E a 8E	0.0177	0.0087	5.80	0.0016	0.004
Zona Central	0.0413	0.0208	9.83	0.0021	0.004

Así mismo, la deformación diferencial máxima ocurre entre la zapata de la zona central y la zapata 3F-3G, cuyos asentamientos máximos son de 4.1 cm y 2.2 cm respectivamente.

$$S = \frac{0.0413 - 0.0217}{11.50} \quad , \quad S = 0.0017 < 0.004$$

Se observa que la relación entre las deformaciones diferenciales y el claro tanto entre los asentamientos al centro y en la esquina de cada zapata como entre las mismas zapatas, son admisibles (menores al límite marcado por el Reglamento de 0.004 para estructuras resueltas a base de muros de concreto).

5.1.4 Cimentación a base de pilas.

Las pilas serán con ampliación en la base, se desplantarán a 32 m de profundidad (cota 69.5) a partir del nivel medio del terreno natural (cota 101.5) y serán coladas en seco. A continuación se presentan los resultados de la revisión de la cimentación a base de pilas, para los estados límite de falla y de servicio.

5.1.4 a) Capacidad de carga.

De acuerdo con el criterio establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, la capacidad de carga de una cimentación a base de pilas desplantadas sobre materiales predominantemente friccionantes, se determinó mediante la siguiente ecuación:

$$\text{donde } Q_p = [\bar{P}_v N_q^* F_r + P_v] A_p \quad (6)$$

Q_p : capacidad por punta, ton.

A_p : área transversal de la pila, en m^2 .

P_v : presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas, ton/ m^2 .

\bar{P}_v : presión vertical efectiva a la misma profundidad, ton/ m^2 .

N_q^* : coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q^* = N_{min} + L_e (N_{max} - N_{min}) / [4B \tan(45^\circ + \phi/2)] \text{ cuando } L_e/B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$$

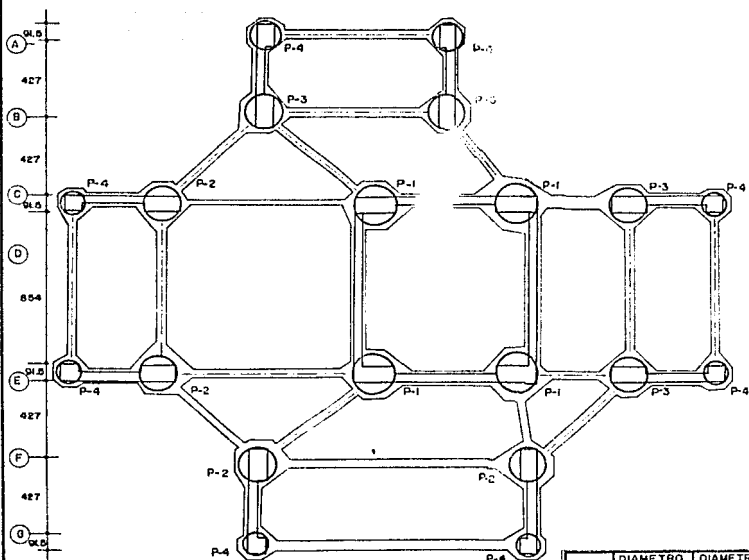
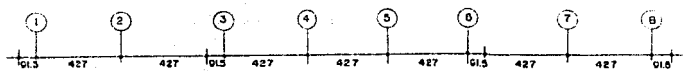
$$\text{o bien } N_q^* = N_{max} \text{ cuando } L_e/B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$$

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°
N_{max}	25	20	15	132	350
N_{min}	7	11.5	20	30	78

L_e : longitud empotrada de la pila en el estrato resistente, m

B : ancho o diámetro de la pila, m.

ϕ : ángulo de fricción interna, en grados.



CIMENTACION A BASE DE PILAS

PILA	DIAMETRO FUSTE (m)	DIAMETRO CAMPANA (m)
P-1	2.30	4.00
P-2	2.00	3.70
P-3	1.80	3.00
P-4	1.30	3.10

FIGURA 5.7

5.1.4 b) Revisión de los estados límite de falla.

La estabilidad de la cimentación bajo condiciones de carga estática y dinámica se verificará mediante el cumplimiento de la siguiente expresión:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < R \quad (7b)$$

- donde:
- $\sum Q$: suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la condición analizada. En condiciones estáticas las cargas serán las descritas en el punto 5.1.1 inciso a) e indicadas en la figura 5.1 (Peso total igual a 50 377 ton) y en condiciones dinámicas las cargas serán las descritas en el punto 5.1.1 inciso b) e indicadas en la figura 5.3 (Peso total igual a 80 989 ton)
 - F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.4 para la revisión en condiciones estáticas y 1.1 en condiciones dinámicas
 - A : área de apoyo de la base de la pila, en m²
 - R : capacidad de carga del suelo de apoyo, que será igual al menor de los siguientes valores, afectada por el correspondiente factor de resistencia:
 - a) Capacidad de carga de las pilas individuales
 - b) Capacidad de carga de diversos grupos de pilas en que pueda subdividirse la cimentación
 - c) Capacidad global del conjunto de pilas

A. Condiciones estáticas.

Bajo estas condiciones la cimentación debe satisfacer la desigualdad (7b). Para la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con su intensidad máxima mostradas en la figura 5.1 y las acciones de las pilas mostradas en la figura 5.7, dicha desigualdad se cumple de la siguiente forma; considerando la capacidad de carga individual de las pilas.

PILA	DIAMETRO DE LA BASE. m	AREA m ²	CARGA VERTICAL Q. ton	Q/P/A ² ton/m ²	CAPACIDAD DE CARGA MEDIO DIA. DE LA PILA. ton/m ²
1-C	3.10	7.55	1298	240.67	500
1-E	3.10	7.55	1298	240.67	500
2-C	3.70	10.75	3458	450.34	500
2-E	3.70	10.75	3458	450.34	500
3-A	3.10	7.55	1370	254.04	500
3-B	3.50	9.62	2740	398.75	500
3-F	3.70	10.75	3285	427.81	500
3-G	3.10	7.55	1620	300.40	500
4-C	4.50	15.90	3942.5	347.14	500
4-E	4.50	15.90	5133.5	452.01	500
5-A	3.10	7.55	1370	254.04	500
5-B	3.50	9.62	2075	301.98	500
6-C	4.50	15.90	2885	254.02	500
6-E	4.50	15.90	4179	367.96	500
6-F	3.70	10.75	3285	427.81	500
6-G	3.10	7.55	1620	300.40	500
7-G	3.50	9.62	2130	309.38	500
7-E	3.50	9.62	2635	383.47	500
8-C	3.10	7.55	1298	240.67	500
8-E	3.10	7.55	1298	240.67	500

Tomando en cuenta la capacidad de carga de grupos de pilas, la mayor concentración de cargas en la estructura tiene lugar en la zona central, por lo que considerando el grupo formado por las cuatro pilas P-1 (Fig. 5.7) se tiene:

$$\begin{aligned} \Sigma Q_c &< C_{PZONA\ CENTRAL} \\ 16\ 140\ \text{ton (14)} &< 500\ \text{ton/m}^2 (13.00\ \text{m}^2 \times 4\ \text{PILAS}) \\ 22\ 508\ \text{ton} &< 31\ 600\ \text{ton} \end{aligned}$$

La revisión del estado límite de falla en condiciones estáticas considerando la capacidad de carga global del conjunto de pilas se cumple de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} \Sigma Q_c &< C_{P\ GLOBAL} \\ 50\ 377\ \text{ton (14)} &< 500\ \text{ton/m}^2 [(4\ \text{PILAS} \times 15.90\ \text{m}^2) + (4\ \text{PILAS} \times 10.75\ \text{m}^2) + \dots \\ &\quad + \dots (4\ \text{PILAS} \times 0.62\ \text{m}^2) + (8\ \text{PILAS} \times 7.55\ \text{m}^2)] \\ 70\ 528\ \text{ton} &< 102\ 740\ \text{ton} \end{aligned}$$

B. Condiciones dinámicas.

Para la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea más el incremento de carga provocado por el momento de volteo debido a sismo indicadas en la figura 5.3, la revisión de la estabilidad de la cimentación considerando la capacidad de carga individual de las pilas se cumple de la siguiente forma:

PILA	DIAMETRO DE LA BASE, m	AREA, m ²	CARGA VERTICAL Q, ton	INCREMENTO DE CARGA POR SISMO, ton	$\Sigma F_c / A$ ton/m ²	CAPACIDAD DE CARGA INDIVIDUAL DE LAS PILAS, ton/m ²
1-A	3.10	7.55	1253	1472	337.02	500
1-B	3.10	7.55	1253	1472	337.02	500
2-C	3.70	13.75	3277	321	423.56	500
2-D	3.70	13.75	3277	321	423.56	500
3-A	3.10	7.55	1323	1636.5	433.33	500
3-B	3.50	3.62	2015	1636.5	433.30	500
3-F	3.70	13.75	3122	1654.5	488.76	500
3-G	3.10	7.55	1553	1654.5	468.13	500
4-C	4.50	15.30	3763	2067	403.75	500
4-E	4.50	15.30	4306	2154	488.43	500
5-A	3.10	7.55	1323	1144	353.43	500
5-B	3.50	3.62	1343	762	313.88	500
6-C	4.50	15.30	2731.5	3075.5	405.83	500
6-E	4.50	15.30	4314.5	364.5	344.46	500
6-F	3.70	13.75	2371	1713	473.60	500
6-G	3.10	7.55	1553	1713	477.34	500
7-C	3.50	3.62	2335	1623.5	441.83	500
7-E	3.50	3.62	2538	1335.5	446.35	500
8-A	3.10	7.55	1253	1823.5	443.11	500
8-E	3.10	7.55	1253	1395.5	385.87	500

Considerando el grupo de pilas anterior (zona central), la estabilidad de la cimentación en condiciones dinámicas se verifica de la siguiente forma:

$$\Sigma F_c < C_{PZONA CENTRAL}$$

$$23\ 742\ \text{ton} (111) < 800\ \text{ton/m}^2 (11500\ \text{m}^2 \times 4\ \text{PILAS})$$

$$26\ 110.2\ \text{ton} < 31\ 800\ \text{ton}$$

La revisión del estado límite de falla en condiciones dinámicas considerando la capacidad de carga global del conjunto de pilas se cumple de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \Sigma Q F_c &< C P_{GLOBAL} \\ 60 \text{ C30 (en lila)} &< 500 \text{ ton/m}^2 \quad [(4 \text{ PILAS} \times 15.00 \text{ m}^2) + (4 \text{ PILAS} \times 10.75 \text{ m}^2) + \dots \\ &\quad + \dots (4 \text{ PILAS} \times 0.02 \text{ m}^2) + (8 \text{ PILAS} \times 7.55 \text{ m}^2)] \\ 60 \text{ C88 (en lila)} &< 102.470 \text{ ton} \end{aligned}$$

5.1.4 c) Revisión del estado límite de servicio.

La revisión del estado límite de servicio consistirá en la estimación de los asentamientos que tendrán lugar por la deformación del suelo de apoyo.

Los hundimientos probables que sufrirán las pilas por deformación elástica de los materiales de apoyo se calcularon con la siguiente expresión:

$$S = Q_0 \left[\frac{L}{E_c A_f} + \frac{m C_s f_p (1 - u^2)}{E_s \sqrt{A_b}} \right] \quad (10)$$

siendo

- S : asentamiento de la cabeza de la pila, en m
- Q₀ : carga real aplicada sobre la cabeza de la pila, en ton
- E_c : módulo de elasticidad del concreto igual a $10\,000\sqrt{f'_c}$;
f'_c = 250 kg/cm²
- L : longitud de la pila, en m
- A_f : área transversal del fuste de la pila, en m²
- m : factor de forma, igual a 0.95 para áreas de cimentación circular, adimensional
- C_s : factor de rigidez, igual a 1 para cimentaciones flexibles, adimensional
- f_p : factor de profundidad igual a 0.5 para D/B 5, adimensional
- u : relación de Poisson, adimensional
- A_b : área transversal de la base de la pila, en m²
- E_s : módulo de elasticidad del suelo de apoyo de las pilas, en ton/m²

Considerando un módulo de elasticidad del canto de apoyo de 30 000 ton/m² y una relación de Poisson de 0.30 (obtenidos de su correlación con las propiedades índice de los materiales), se obtuvieron los asentamientos elásticos siguientes que -según se observan- resultan admisibles:

PILA	ÁREA DE LA BASE m ²	ÁREA DEL FUSTE m ²	Q ₀ ton	S _{PILA} cm	S _{SUELO} cm	S _{TOTAL} cm
1-G	7.55	1.33	1298	1.34	0.366	1.71
1-EF	7.55	1.33	1298	1.34	0.366	1.71
2-C	10.75	3.14	3458	1.51	0.818	2.33
2-B	10.75	3.14	3458	1.51	0.818	2.33
3-A	7.55	1.33	1370	1.42	0.387	1.80
3-B	9.62	2.54	2740	1.48	0.685	2.17
3-F	10.75	3.14	3265	1.44	0.777	2.22
3-G	7.55	1.33	1620	1.67	0.457	2.13
4-C	15.90	4.15	3942.5	1.31	0.767	2.07
4-E	15.90	4.15	5132.5	1.70	0.399	2.09
5-A	7.55	1.33	1370	1.42	0.387	1.80
5-B	9.62	2.54	2075	1.12	0.519	1.64
6-C	15.90	4.15	2885	0.96	0.561	1.52
6-E	15.90	4.15	4179	1.38	0.813	2.20
6-F	10.75	3.14	3285	1.44	0.777	2.22
6-G	7.55	1.33	1620	1.67	0.457	2.13
7-C	9.62	2.54	2130	1.15	0.533	1.68
7-B	9.62	2.54	2635	1.43	0.659	2.09
8-C	7.55	1.33	1298	1.34	0.366	1.71
8-E	7.55	1.33	1298	1.34	0.366	1.71

5.2 Análisis de la cimentación del edificio de estacionamientos.

Se considera que la alternativa más adecuada para cimentar esta estructura es a base de zapatas aisladas, rigidizadas con contra trabes, desplantadas a una profundidad mínima de 1.50 m a partir del nivel del último sótano y diseñadas para transmitir a los materiales del subsuelo una presión de contacto admisible de 60 ton/m².

A diferencia del análisis de las alternativas de la Torre en que se contó con las cargas estáticas y dinámicas que transmiten a la cimentación los elementos estructurales así como el dimensionamiento de los diferentes elementos de cimentación (losa, zapatas y pilas), en el análisis de cimentación del edificio de estacionamientos no se cuenta con dicha información, por lo que en este punto solo se indica el procedimiento que habrá de seguirse para la revisión de la estabilidad de la cimentación conforme los lineamientos que marca el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, una vez que el diseño estructural determine los resultados que se requieren.

5.2.1 Dimensionamiento de las zapatas.

Para el dimensionamiento de las zapatas se deberá considerar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

a) Condiciones estáticas.

Se considera la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso propio de la cimentación; se afectarán por un factor de carga (F_c) igual a 1.4 .

b) Condiciones dinámicas.

Se considera la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea, más la acción accidental más crítica (incremento de carga provocado por el momento de volteo debido a sismo), más el peso propio de la cimentación; se afectarán por un factor de carga (F_c) igual a 1.1 .

Una vez determinadas las cargas estáticas y dinámicas que transmitirán a la cimentación las columnas y los muros perimetrales y dimensionadas las zapatas, se procede a las revisiones de la estabilidad que se indican a continuación.

5.2.2 Revisión del estado límite de falla en condiciones estáticas.

La estabilidad de una cimentación a base de zapatas en condiciones estáticas deberá verificarse mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum O F_c}{A} < RFR \quad (7)$$

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE Df m	ANCHO DE BASE, m	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			CAPACIDAD DE CARGA ton / m ²
		Nc	Nq	Nr	
1.50	0.50	10.28	49.30	40.71	59
1.50	0.60	9.69	49.30	40.71	60
1.50	0.70	9.18	49.30	40.71	61
1.50	0.80	8.83	49.30	40.71	62
1.50	0.90	8.57	49.30	40.71	63
1.50	1.00	8.35	49.30	40.71	64
1.50	1.50	7.71	49.30	40.71	69
1.50	2.00	7.39	49.30	40.71	75
1.50	2.50	7.12	49.30	40.71	81
1.50	3.00	7.07	49.30	40.71	87

Así, el ancho mínimo de una zapata desplantada a una profundidad de 1.50 m a partir del nivel del último sótano es de 60 cm, con una capacidad de carga admisible de 60 ton/m².

5.2.3 Revisión del estado límite de falla en condiciones dinámicas.

La cimentación será estable ante estado límite de falla en condiciones dinámicas si se cumple la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < R F_R \quad (70)$$

donde:

$\sum Q$: suma de las acciones verticales a tomar en cuenta, en ton, consideradas en el inciso 5.2.1 b)

F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.1

A : área de apoyo de la zapata, en m²

$R F_R$: capacidad de carga de los materiales del subsuelo, afectada por su correspondiente factor de resistencia, en ton/m²

5.2.4 Revisión del estado límite de servicio.

Los asentamientos elásticos que sufrirán las zapatas por deformación de los materiales de apoyo se calcularán con el criterio empleado en la sección 5.1.3 c), que empleó la siguiente expresión:

$$d = \frac{1 - \mu^2}{E} P D I_f \quad (8)$$

de significado ya conocido.

Considerando una relación de Poisson de 0.35 y un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 30 000 ton/m², se tienen los siguientes hundimientos para los diferentes anchos de zapatas citados.

ANCHO DE LA ZAPATA B. m	FACTOR DE INFLUENCIA I _r AL CENTRO	PRESIÓN DE CONTACTO P. ton/m ²	ASENTAMIENTO Δ. cm
0.60	1.12	60	1.18
0.70	1.12	60	1.38
0.80	1.12	60	1.57
0.90	1.12	60	1.77
1.00	1.12	60	1.97
1.50	1.12	60	2.95
2.00	1.12	60	3.93
2.50	1.12	60	4.91
3.00	1.12	60	5.90

Según se observa estos asentamientos son admisibles y se han graficado en la figura 5.8 en función de los diferentes anchos de zapatas.

5.3 Empujes sobre muros rígidos perimetrales.

Los muros perimetrales de los sótanos deberán ser diseñados o revisados para resistir los empujes mostrados en la figura 5.9, los que se calcularon considerando la suma de los siguientes efectos:

- La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico correspondiente por los espesores en que este se considere del mismo valor, afectado por un coeficiente de presión de tierras en reposo K_0 igual a 0.5⁽¹⁾.

(1) El coeficiente de presión de tierras en reposo es una constante de proporcionalidad entre la presión vertical y la presión horizontal a una profundidad determinada. Sus valores varían entre 0.4 y 0.8 para suelos granulares finos. El primer valor corresponde a arenas sueltas y el segundo a arenas altamente compactas. Para una arena natural compacta un valor de $K_0=0.5$ es una buena aproximación.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL
RIGUEL ANCEL ALVAREZ AGUIRRE

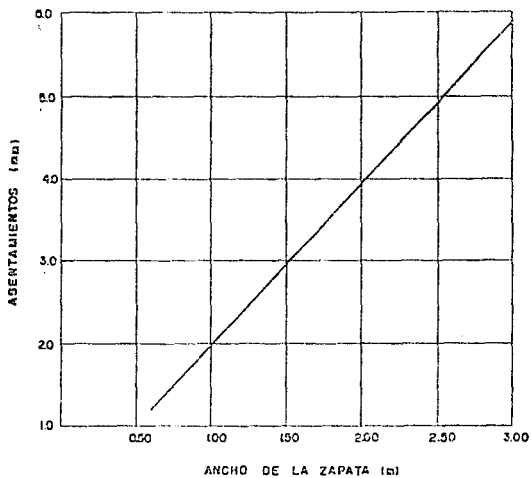


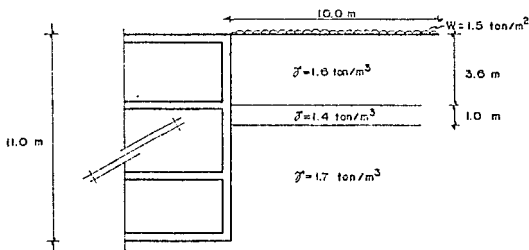
FIGURA 0.8 ASENTAMIENTOS EN ZAPATAS AISLADAS

5/12

- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida de 1.5 ton/m^2 ⁽²⁾
- El empuje debido a las solicitaciones sísmicas, el cual se determinó como una componente horizontal expresada como el producto del peso deslizante por un coeficiente sísmico de 0.16 ⁽³⁾

A continuación se muestran los resultados del cálculo de estos empujes.

CONDICION ANALIZADA.



(2) Para el cálculo de presiones sobre muros perimetrales, el RCDF indica considerar el efecto de una sobrecarga uniformemente distribuida en la superficie de la excavación de 1.5 ton/m^2 como mínimo. Se determinó emplear este valor ya que en el sitio de la obra no existen estructuras vecinas que pudieran hacer considerar un valor mayor de la sobrecarga al marcado como mínimo en el Reglamento.

(3) Para estructuras desplantadas en la Zona I (de Lomas), el Reglamento determina emplear un coeficiente sísmico de 0.16 . Además el empuje sísmico considera dividir este coeficiente por un factor de ductilidad, que dadas las características estructurales, se considera de 3 .

Presión horizontal del suelo.

$$P_h = P_v K_o$$

$$P_h = \gamma h K_o, K_o = 0.5$$

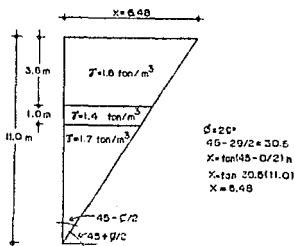
Prof. h	Pv	Fh = Pv K _o
0	0	0
1	1.6	0.8
2	3.2	1.6
3	4.8	2.4
4	6.32	3.16
5	7.84	3.92
6	9.54	4.77
7	11.24	5.62
8	12.94	6.47
9	14.64	7.32
10	16.34	8.17
11	18.04	9.02

Presión debida a la sobrecarga.

$$P = \frac{w}{\gamma} [(B + \text{Sen } B) \text{Sen}^2 \left(\frac{\theta}{2}\right) + (B - \text{Sen } B) \text{Cos}^2 \left(\frac{\theta}{2}\right)]$$

$$B = \text{TAN}^{-1} L/Z$$

Prof. h	P
0	0.75
1	0.66
2	0.56
3	0.48
4	0.40
5	0.34
6	0.28
7	0.23
8	0.19
9	0.16
10	0.14
11	0.11

Empuje debido a sismo.**○ PESO DE LA CURA**

$$W = (0.012 \text{ m}^3 \times 16 \text{ ton/m}^3) + (4.005 \text{ m}^3 \times 1.4 \text{ ton/m}^3) + (11.004 \text{ m}^3 \times 1.7 \text{ ton/m}^3), \quad W = 57.419 \text{ ton}$$

○ EMPUJE SISMICO

$$E_s = W \cdot C/Q = 57.419 \cdot 0.16/3 = 3.06$$

○ EMPUJE SISMICO POR METRO

$$E_s/h = 3.06/11.0 = 0.28 \text{ ton/m}^2$$

Empuje total.

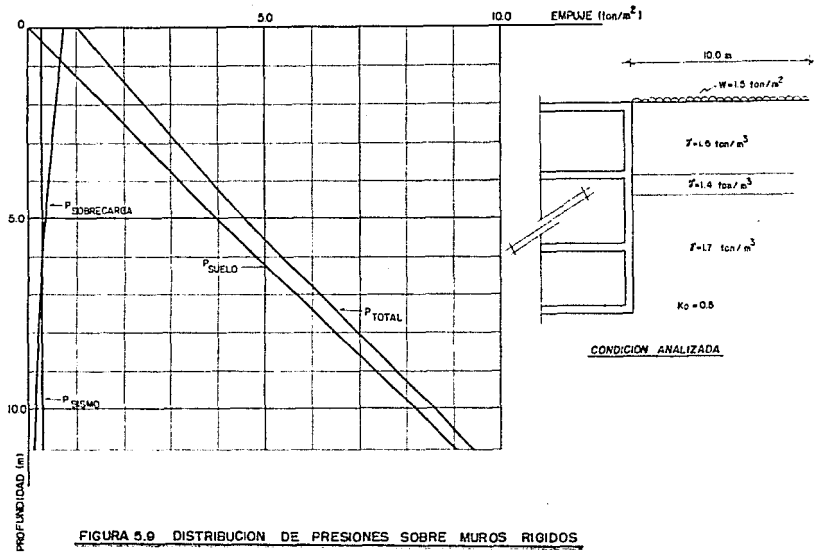
$$P_t = P_{\text{SUELO}} + P_{\text{SOBRECARGA}} + P_{\text{SISMO}}$$

Prof. h	P _t
0	1.03
1	1.74
2	2.44
3	3.16
4	3.84
5	4.54
6	5.33
7	6.13
8	6.94
9	7.76
10	8.59
11	9.41



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ÁNGEL ALVAREZ AGUIRRE



6. Procedimiento constructivo

Una vez revisada la estabilidad de las cimentaciones propuestas en el capítulo anterior, se procederá a señalar los puntos básicos para la construcción de estas.

En este capítulo se indica el procedimiento constructivo de las alternativas de cimentación analizadas: losas de cimentación, zapatas y pilas. El procedimiento constructivo de las cimentaciones propuestas contempla el análisis de estabilidad de los taludes con que se llevará a cabo la excavación para alojar los sótanos de la estructura. La estabilidad de los taludes se revisó con el método de Fellenius considerando diferentes superficies de deslizamiento tanto de pie como de base y los estratos anotados en la figura 6.3.

Posteriormente se presenta un presupuesto para la construcción de cada una de las cimentaciones tratadas. Finalmente, se mencionan los lineamientos que han de seguirse para llevar un control sobre el comportamiento de la cimentación, durante su construcción y después de ella.

6.1 Estabilidad de taludes.

Como ya ha sido indicado, los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación son cohesionados y básicamente no presentan diferencias importantes en su resistencia, por lo que se tienen condiciones de suelo prácticamente homogéneas.

Los tipos de falla que se presentan con mayor frecuencia en los taludes de una excavación son los siguientes:

- Fallas por rotación
- Fallas por deslizamiento o traslación

En el primer caso, se define una superficie de falla curva a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud, esta superficie forma un trazo con el plano de la hoja muy similar a una circunferencia.

En el segundo caso, la falla ocurre a lo largo de superficies débiles en el cuerpo del talud, o en su cimentación, las cuales suelen ser horizontales o muy poco inclinadas respecto a la horizontal.

En la figura 6.1 se observa la nomenclatura usual en taludes simples, así como los diversos tipos de falla.

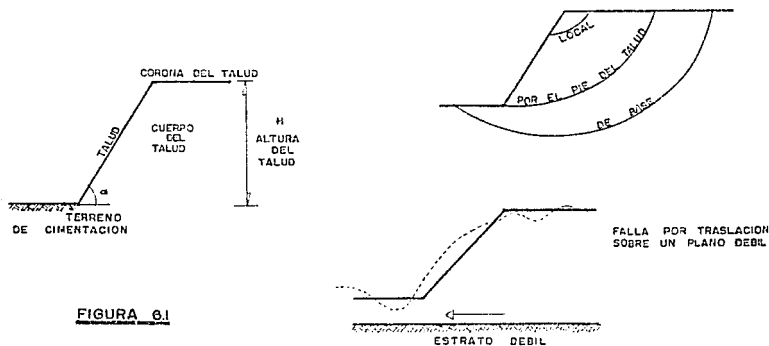


FIGURA 6.1

Así y dadas las condiciones del suelo, el mecanismo de falla general que tiene más posibilidad de ocurrir es el de deslizamiento rotacional a lo largo de una superficie de falla circular.

En este caso se trata de un talud en un suelo que tiene una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo

$$\tau = c + \tau \sigma$$

donde, c = cohesión

σ = ángulo de fricción interna

El procedimiento de mayor uso para revisar la estabilidad de este tipo de suelos es el de las "dovelas" debido a Fellenius, el cual se expone a continuación.

En primer lugar se propone un círculo de falla y la masa de tierra deslizante se divide en dovelas, como se muestra en la figura 6.2 (a). Aunque el número de dovelas es cuestión de elección, entre mayor sea el número de ellas los resultados del análisis son más confiables.

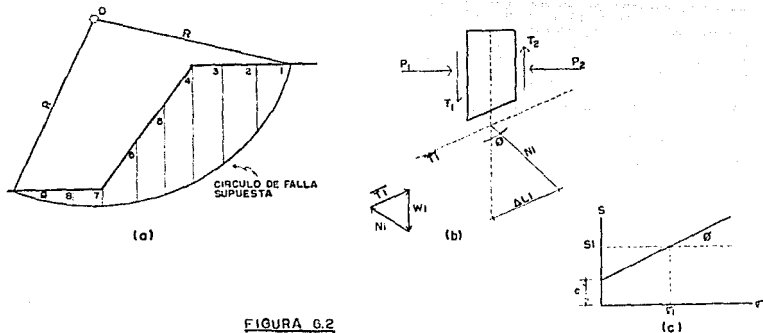


FIGURA 6.2

El equilibrio de cada dovela se analiza como se muestra en la figura 6.2 (b), W_i es el peso de la dovela de espesor unitario. Las fuerzas N_i y T_i son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento L_i . Las dovelas adyacentes a la estudiada, ejercen ciertas acciones sobre esta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .

En el procedimiento de Fellenius se considera que las fuerzas P_1 y P_2 son iguales, colineales y contrarias, contrarrestándose su efecto. También se acepta que el momento producido por T_1 y T_2 , que se considera de igual magnitud es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que N_i y T_i equilibran a W_i .

El cociente $N_i/\Delta L_i$, se considera una buena aproximación al valor de σ_1 , presión normal actuante en el arco ΔL_i . Con este valor de σ_1 puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante del suelo de que se trate (Fig. 6.2 (c)) y determinar así el valor S_i , resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante a lo largo del arco ΔL_i .

El momento motor debido al peso de las dovelas puede calcularse como:

$$M_m = R \sum |T_i|$$

Puede observarse que la componente normal, N_i , del peso de la dovela no produce momento dado que esta pasa por O, centro del círculo de falla.

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante S_i que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_R = R \sum S_i \Delta L_i$$

Calculados el momento resistente y el motor, el factor de seguridad se define como:

$$FS = \frac{M_R}{M_m} = \frac{\sum S_i \Delta L_i}{\sum |T_i|}$$

Una superficie de falla que resulte con un FS mayor o igual a 1.5, es prácticamente estable.

El método de análisis consistirá de un procedimiento de tanteos hasta encontrar el círculo crítico de factor de seguridad mínimo no menor a 1.5 para garantizar la estabilidad del talud, por lo menos en condiciones a corto plazo.

Una vez descrito el método de Fellenius se procederá a la revisión de la estabilidad de los taludes de la excavación.

Aunque no existen edificaciones vecinas que colindan con el área donde se proyecta la obra que pudieran restringir el tendido de las paredes de la excavación, se propone un talud de 0.25:1 (horizontal:vertical) por esperarse que las características de resistencia de los materiales proporcionen una estabilidad aceptable al talud. A continuación se hace el análisis de este talud.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESTABILIDAD DEL TALUD

TESIS PROFESIONAL
INGENIERO ANGEL ALVAREZ AGUIRRE

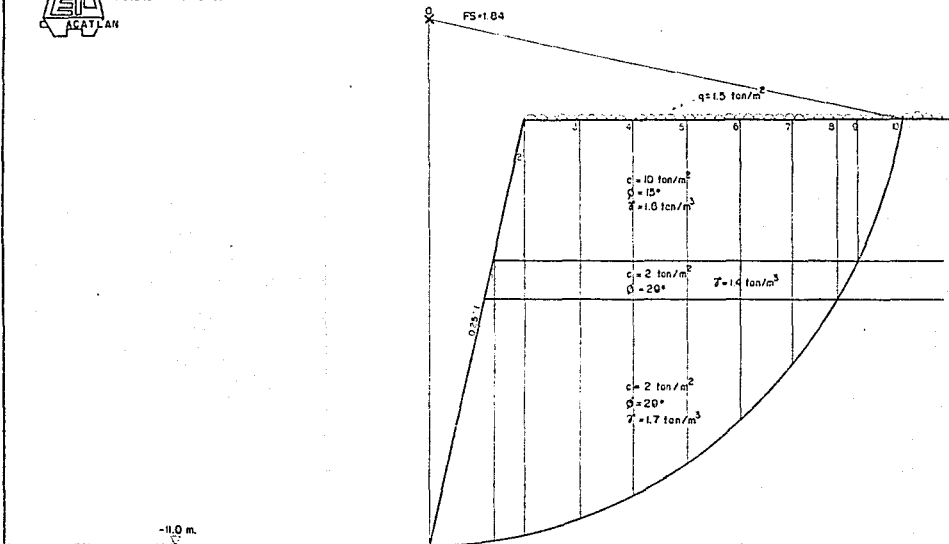


FIGURA 6.3



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ÁNGEL ALVÁREZ AZUÁRE

METODO DE FELLENIUS
PARA LA ESTABILIDAD DEL TALUD

DOVE LA No	AREA A _i	PESO + SO- BRECARGA q + 1.5 ton/m ² W _i	α_i	COS α_i	SEN α_i	$N_i = W_i \text{ COS } \alpha_i$	ΔL_i	$\sigma'_i = c/\Delta L_i$	S	S ΔL_i	$T_i = W_i \text{ SEN } \alpha_i$
1	6.85	11.60	5°	0.996	0.087	11.55	1.85	6.24	5.40	10.10	1.01
2	8.10	13.34	10°	0.985	0.174	13.14	1.70	14.60	10.09	9.08	2.32
3	15.83	24.16	15°	0.966	0.259	27.20	1.55	17.00	11.42	18.27	7.29
4	15.01	26.99	21°	0.934	0.358	25.11	1.45	15.22	10.44	17.23	9.63
5	14.03	25.11	23°	0.923	0.477	22.97	1.70	12.98	9.13	15.62	11.98
6	12.60	22.68	36°	0.823	0.588	18.68	1.85	9.32	7.50	13.88	13.34
7	10.80	19.62	44°	0.710	0.695	14.00	2.10	6.72	5.72	12.01	13.64
8	8.25	15.12	53°	0.602	0.793	10.10	2.10	4.33	4.40	9.24	12.98
9	2.31	4.46	60°	0.500	0.866	3.30	1.15	1.94	2.86	3.22	3.80
10	2.34	5.69	67°	0.391	0.929	2.22	3.30	0.57	10.15	33.53	5.23
										148.31	80.38

TABLA 6.1.

$$= \frac{\sum S \Delta L_i}{\sum T_i}$$

FS = 1.84



UNAM
UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESTABILIDAD DEL TALUD

TESIS PROFESIONAL
MOJEL ANGEL ALVAREZ AGUIRRE

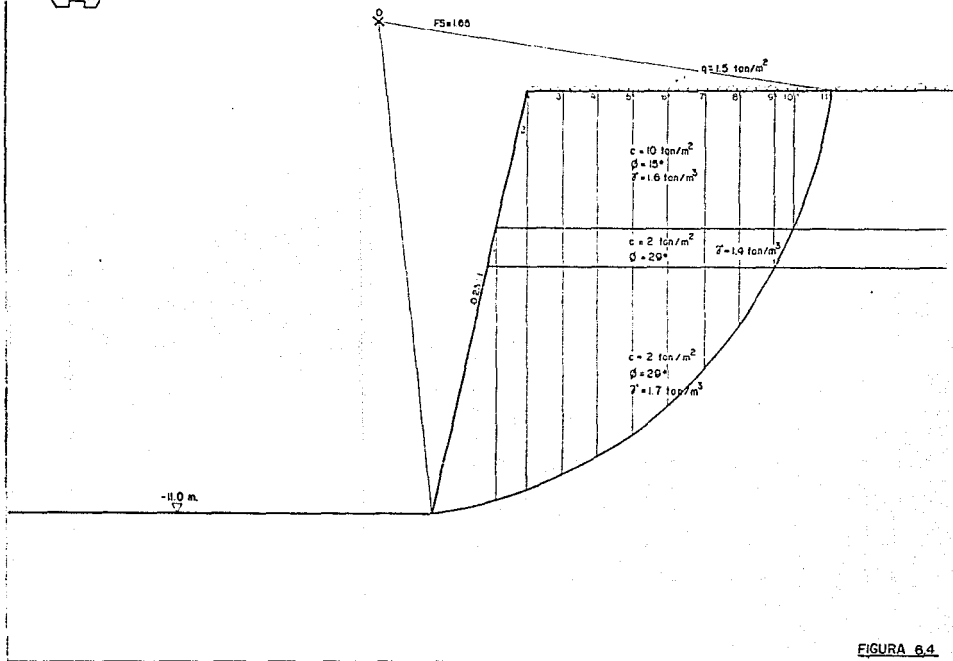


FIGURA 6.4



UNAM
UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESTABILIDAD DEL TALUD

TESIS PROFESIONAL
IGUEL ANGEL ALVAREZ AGUIRRE

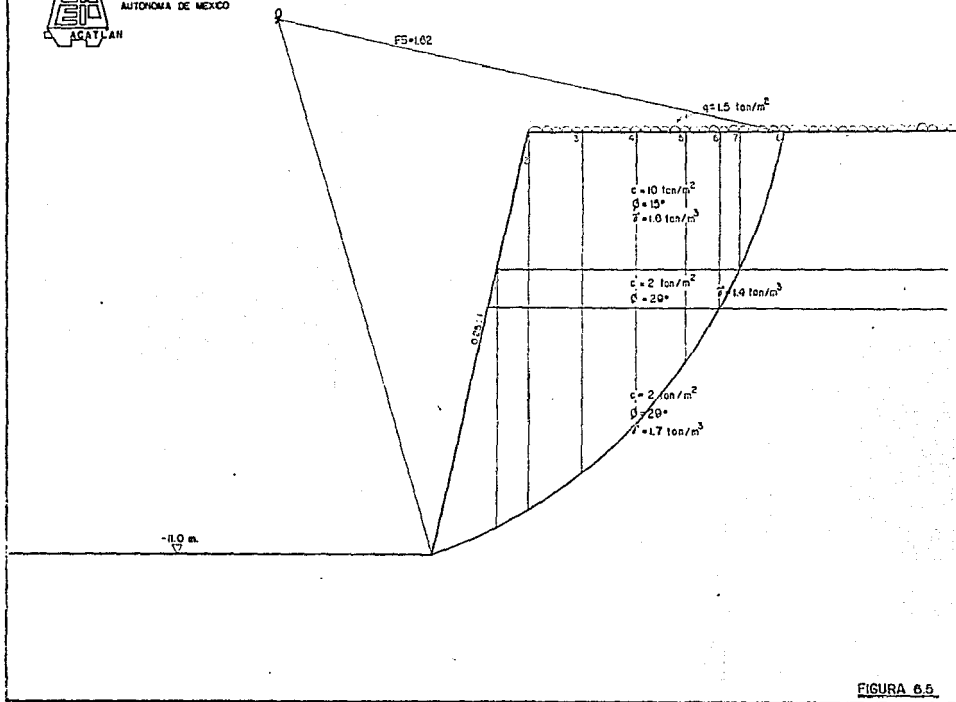


FIGURA 6.5



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESTABILIDAD DEL TALUD

TESIS PROFESIONAL
ROQUEL ÁNGEL ALVAREZ AGUIRRE

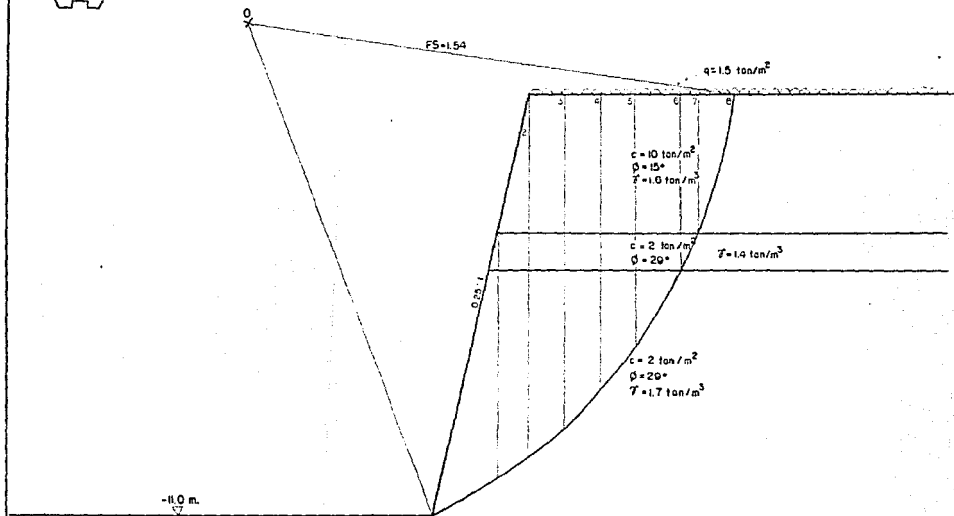


FIGURA 6.6



UNAM
UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESTABILIDAD DEL TALUD

TESIS PROFESIONAL
MOVEL ANGELO ALVAREZ AGUIRRE

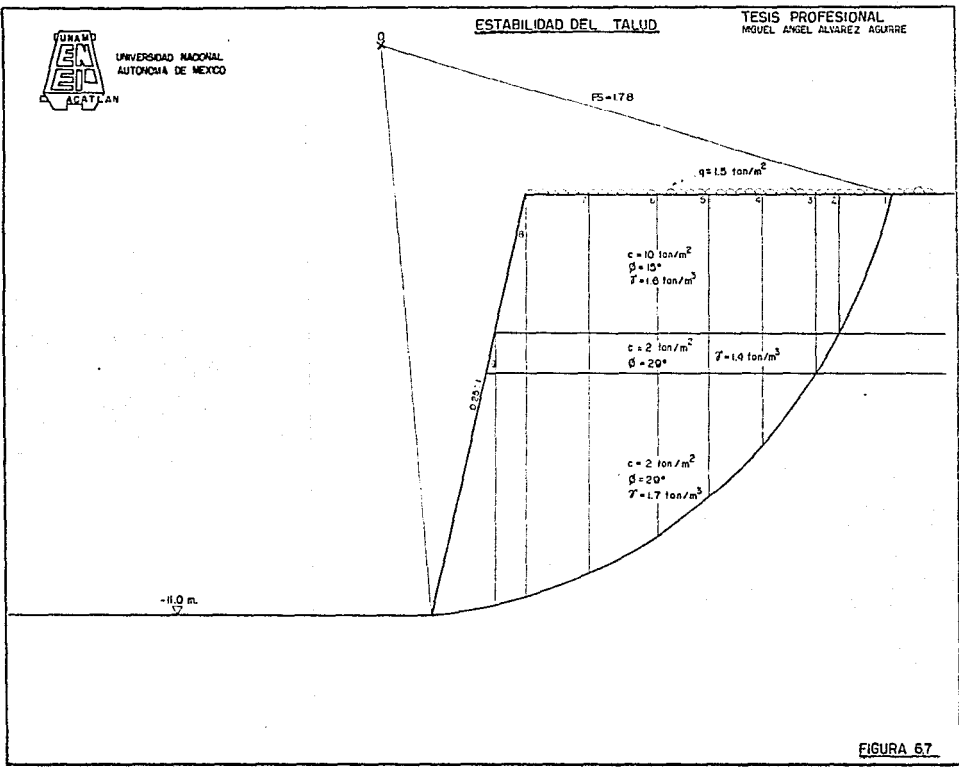


FIGURA 67.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESTABILIDAD DEL TALUD

ING. MIGUEL ÁNGEL ALVAREZ AGUIRRE

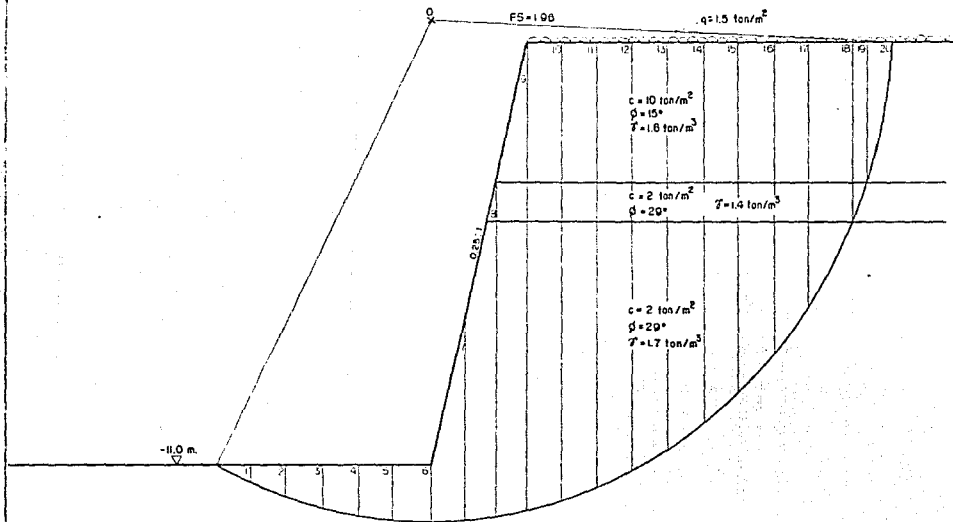


FIGURA 6.8



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL
MOJUEL ANSEL ALVAREZ AGUIRRE

METODO DE FELLENIUS
PARA LA ESTABILIDAD DEL TALUD

DOVE LA No.	AREA A _i	PESO+SO- BRECARGA q=1.5 ton/m ² W _i	α _i	COS α _i	SEN α _i	W _i COS α _i	ΔL _i	σ _i =W _i /ΔL _i	S	S ΔL _i	T _i =W _i SEN α _i
1	0.25	0.43	-24°	0.913	-0.407	0.393	1.10	0.36	2.20	2.42	-0.18
2	0.70	1.13	-21°	0.934	-0.358	1.111	1.10	1.01	2.56	2.82	-0.43
3	1.00	1.70	-17°	0.956	-0.292	1.625	1.10	1.48	2.82	3.19	-0.50
4	1.25	2.13	-12°	0.978	-0.208	2.083	1.00	2.08	3.15	3.15	-0.44
5	1.40	2.38	-7°	0.992	-0.122	1.369	1.00	1.37	2.76	2.76	-0.29
6	1.50	2.55	-3°	0.999	-0.052	2.547	1.00	2.55	3.41	3.41	-0.13
7	3.45	5.87	2°	0.999	0.035	5.864	1.00	5.86	5.25	5.25	0.21
8	5.99	10.16	7°	0.994	0.113	10.033	0.85	11.88	8.59	7.30	1.45
9	9.45	15.63	13°	0.985	0.174	15.336	0.90	17.11	11.48	10.33	2.72
10	12.10	21.41	14°	0.972	0.242	20.768	1.00	20.77	13.51	13.51	5.18
11	11.80	20.30	19°	0.945	0.326	13.751	1.05	18.81	12.43	13.05	6.81
12	11.50	20.39	23°	0.921	0.391	18.773	1.10	17.07	11.46	12.61	7.37
13	11.00	19.54	28°	0.883	0.469	17.254	1.10	15.69	10.69	11.76	9.16
14	10.42	18.52	33°	0.833	0.545	15.538	1.20	12.95	9.18	11.02	10.03
15	9.65	17.25	39°	0.777	0.623	13.403	1.30	10.31	7.71	10.02	10.85
16	8.80	14.96	44°	0.719	0.695	10.756	1.40	7.68	6.26	8.76	10.40
17	7.60	13.76	51°	0.636	0.772	8.751	1.60	5.47	5.03	8.05	10.62
18	7.80	14.17	60°	0.500	0.866	7.025	2.75	2.58	3.43	3.43	12.27
19	1.64	3.22	69°	0.358	0.934	1.153	1.10	1.05	2.47	2.72	3.01
20	1.12	2.77	76°	0.242	0.970	0.670	3.70	0.18	10.05	37.18	2.60
									ΣS	178.65	91.14

TABLA 66.

$$FS = \frac{\sum S \Delta L_i}{\sum T_i}$$

$$FS = 1.96$$



UNAM
UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESTABILIDAD DEL TALUD

TESIS PROFESIONAL
MIGUEL ÁNGEL ALVAREZ AGUIRE

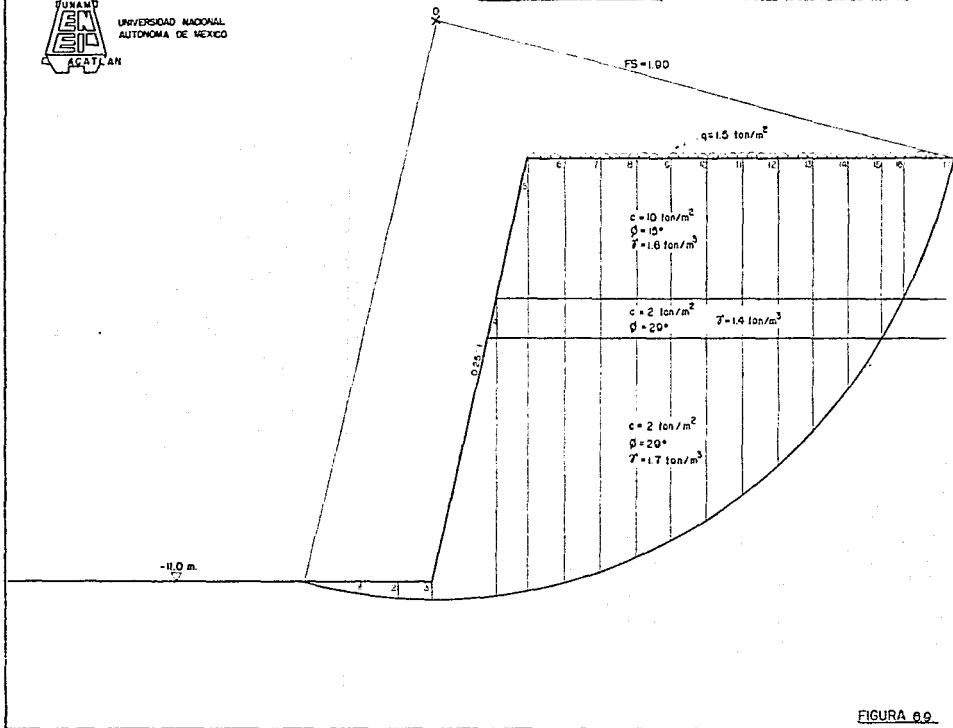


FIGURA 6.9



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESTABILIDAD DEL TALUD

TESIS PROFESIONAL
MOJEL ANGEL ALVAREZ AGARRÉ

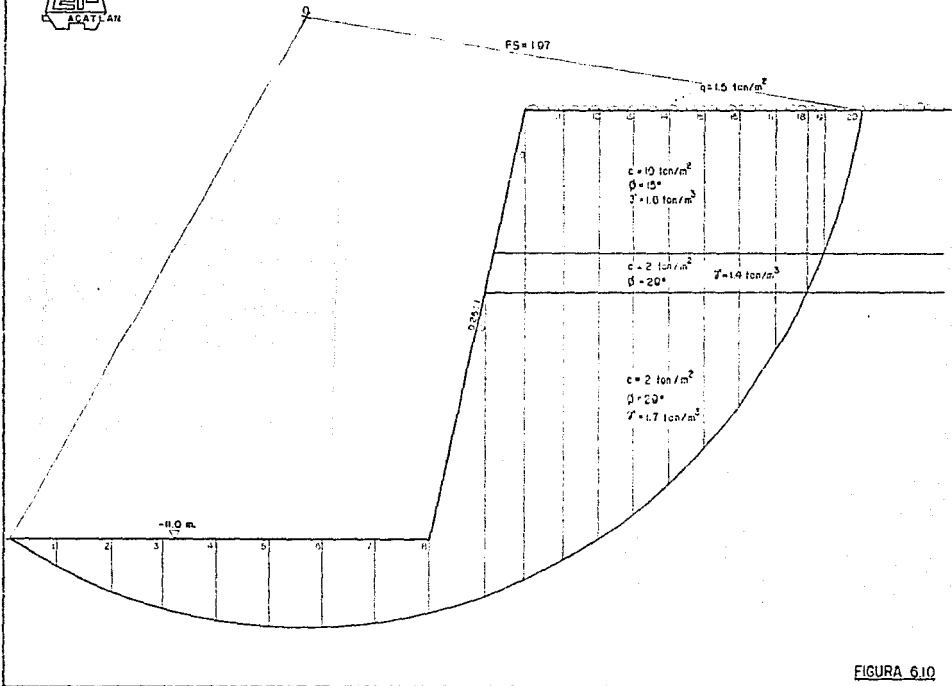


FIGURA 6.10



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

TESIS PROFESIONAL
INGEL ANGELO ALVAREZ AGUIRRE

METODO DE FELLENIUS
PARA LA ESTABILIDAD DEL TALUD

COVE LA No.	AREA A_i	PESO+SD- DESCARGA $q+1.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}^2$ WI	α_i	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	$\sqrt{w} \cdot \cos \alpha_i$	ΔL_i	$\sigma_i \cdot H / \Delta L_i$	S	$S \cdot \Delta L_i$	$T_i \cdot w \cdot \sin \alpha_i$
1	0.44	0.74	28°	0.883	0.469	0.855	1.40	0.46	2.25	3.15	0.35
2	1.65	2.81	23°	0.922	0.391	2.59	1.70	1.52	2.84	4.83	1.10
3	2.48	4.21	17°	0.956	0.292	4.02	1.50	2.68	3.85	5.78	1.23
4	3.00	5.10	12°	0.978	0.208	5.05	1.50	3.30	3.80	5.72	1.00
5	3.45	5.87	7°	0.994	0.113	5.84	1.50	3.54	4.13	6.20	0.66
6	3.60	6.12	1°	0.999	0.017	6.11	1.50	4.08	4.26	6.32	0.12
7	3.53	5.39	-5°	0.997	-0.078	5.37	1.50	3.98	4.21	6.32	-0.47
8	3.23	5.48	-9°	0.988	-0.156	5.41	1.55	3.49	3.33	6.00	-0.85
9	8.50	14.45	-15°	0.966	-0.259	13.36	1.70	8.21	6.55	11.14	-1.74
10	11.11	18.45	-20°	0.940	-0.342	17.36	1.20	13.45	10.01	12.01	-6.31
11	11.30	21.07	-25°	0.906	-0.423	13.33	1.10	17.35	11.62	12.70	-8.31
12	11.40	20.22	-29°	0.875	-0.485	17.69	1.10	16.08	10.31	12.00	-9.81
13	10.80	19.20	-34°	0.829	-0.559	15.32	1.20	13.27	9.36	11.23	-10.73
14	10.10	18.01	-38°	0.788	-0.616	14.19	1.30	10.32	6.05	10.47	-11.09
15	9.25	16.57	-42°	0.743	-0.669	12.31	1.35	3.12	7.06	9.53	-11.08
16	8.25	14.87	-48°	0.669	-0.743	9.35	1.50	6.63	5.68	8.22	-11.05
17	7.00	12.74	-52°	0.616	-0.783	7.85	1.30	4.36	4.42	7.36	-10.04
18	5.50	10.13	-60°	0.500	-0.866	5.10	1.20	2.68	3.49	6.03	-8.82
19	2.10	4.05	-65°	0.423	-0.930	1.71	1.10	1.59	2.60	2.36	-3.67
20	1.80	3.06	-71°	0.326	-0.945	0.33	3.70	0.27	10.07	37.26	-2.83
									ΣS	187.04	34.96

TABLA 0.8.

$$FS = \frac{\Sigma S \Delta L_i}{\Sigma T_i}$$

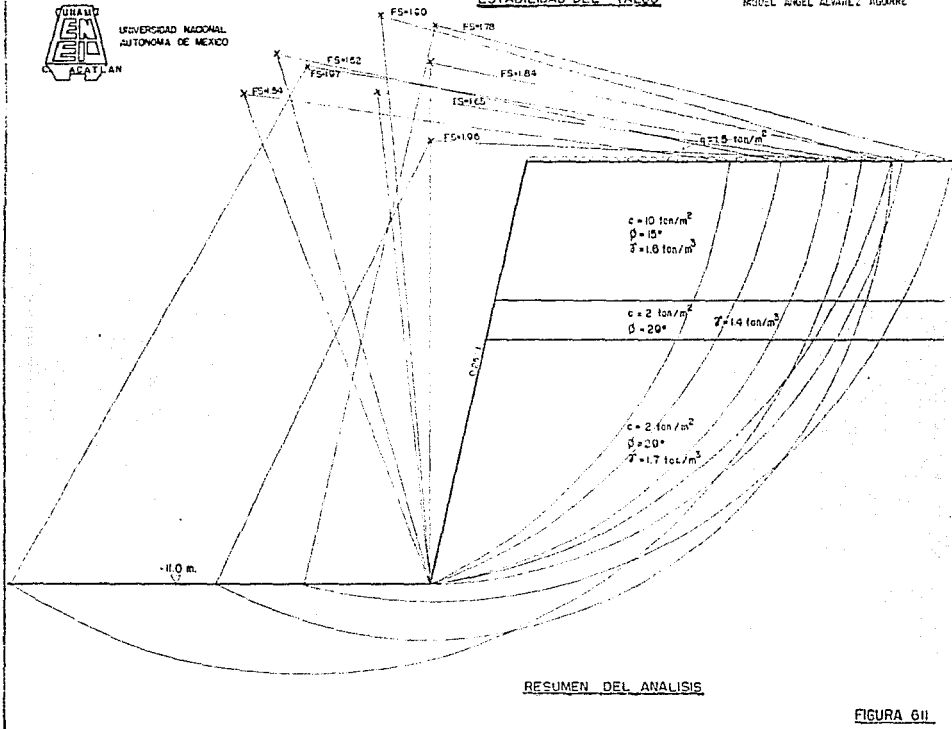
$$FS = 1.37$$



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESTABILIDAD DEL TALUD

TESIS PROFESIONAL
MOJEL ANGEL ALVAREZ AGUIRRE



RESUMEN DEL ANALISIS

FIGURA 611

Los resultados obtenidos en los círculos de falla analizados en las figuras 6.3 a 6.10 cuyos factores de seguridad resultan aceptables, permiten afirmar que el talud propuesto para la excavación de los sótanos de relación horizontal a vertical de 0.25:1 es aceptable a corto plazo.

6.2 Procedimiento de excavación de los sótanos.

Para efectuar la excavación que alojará los sótanos de la Torre y del edificio de estacionamientos, deberán seguirse las siguientes indicaciones:

a) La excavación para alojar los sótanos de la Torre y del edificio de estacionamientos que contempla el proyecto arquitectónico deberá llevarse hasta la profundidad necesaria con taludes de 0.25 : 1 (horizontal : vertical).

b) Conforme se profundice la excavación deberá llevarse un control de los materiales encontrados y extraídos del subsuelo, con objeto de verificar su correspondencia con las clasificaciones y parámetros dados por el laboratorio y empleados en el análisis de las cimentaciones. De igual manera deberán verificarse los materiales de apoyo al llegar a este nivel.

c) Los cortes se protegerán contra el intemperismo y el desprendimiento de materiales, para lo que se empleará una malla de ϕ 1/2" de alambre anclada al talud con varillas de 3/8" de diámetro y 40 cm de longitud, sobre la que se aplicará un repellado de mortero de cemento de 3 cm de espesor.

d) La sobreexcavación necesaria para alojar los sótanos se rellenará con el material producto de la excavación, colocándolo en capas de 20 cm de espesor y compactándolo con su contenido de agua óptimo hasta alcanzar el 90% de su peso volumétrico seco máximo de acuerdo con la prueba próctor estándar.

Una vez hecha la excavación de los sótanos, se procederá a la construcción de los elementos de cimentación, considerando los señalamientos siguientes.

6.3 Procedimiento constructivo para la losa de cimentación.

Para la construcción de la losa de cimentación se procederá de la siguiente manera:

- a) La excavación para alojar la losa de cimentación y las contraribas se hará con taludes verticales hasta el nivel de desplante.
- b) Al llegar a este nivel deberán verificarse los materiales del subsuelo de apoyo, a fin de asegurar que el análisis de la cimentación se hizo correctamente.
- c) La excavación con máquina deberá llevarse como máximo 0.15 m arriba del nivel de desplante de la cimentación. El tramo restante se excavará con herramienta manual para evitar el remoldeo del material de apoyo de la cimentación.
- d) Una vez alcanzado el nivel de desplante deberá colarse a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre para proteger al material de apoyo de fisuramiento por pérdida de humedad.

6.4 Procedimiento constructivo para las zapatas de cimentación.

A continuación se indica el procedimiento constructivo para la cimentación a base de zapatas aisladas con contratraves de liga.

- a) Las excavaciones necesarias para alojar las zapatas de cimentación y contratraves de liga se efectuarán con taludes verticales hasta el nivel de desplante.
- b) En este nivel deberán verificarse los materiales de apoyo de las zapatas.
- c) Una vez alcanzado el nivel de desplante establecido deberá colarse a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre con el fin de proteger al material de apoyo del fisuramiento.
- d) Se procederá a colocar el armado y a colar las zapatas.

6.5 Procedimiento constructivo para las pilas.

Las pilas serán coladas en seco, y el procedimiento a seguir para su construcción se indica a continuación.

- a) Una vez efectuada en la forma indicada la excavación que alojará los sótanos, se realizarán las perforaciones que alojearán las pilas mediante el hincado a rotación de brocas helicoidales. En caso de que los materiales presenten resistencia importante a ser perforados con un diámetro igual al del fuste de la pila, se perforará inicialmente con una broca de un diámetro menor y posteriormente se ampliará la perforación al diámetro de proyecto.

- b) Una vez alcanzada la profundidad de desplante establecida se procederá a excavar la campana, extrayéndose del fondo de la excavación todo el material suelto.
- c) Se introducirá el armado de las pilas con sus separadores correspondientes
- d) Se procederá al colado de las pilas, para lo que se emplearán trompas de colado, manteniendo la punta del tubo de colado 0.5 m debajo del nivel del concreto.
- e) El colado deberá llevarse 0.5 m por arriba del nivel inferior de las contratrabes, con objeto de tener concreto de buena calidad en las uniones de dichos elementos.
- f) Es necesario elaborar un registro que cuente con datos tales como la localización de las pilas, las dimensiones de las perforaciones, las fechas de perforación y colado, la profundidad y los espesores de los materiales encontrados y las características del material de apoyo entre otros.

0.6 Presupuesto de la construcción de las alternativas de cimentación propuestas.

TORRE LOMAS

Alcanfores y Paseo de los Laureles
Fracc. Bosques de las Lomas
Alternativa No. 1 Losa de cimentación
con contratraves

—PRESUPUESTO—

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
1) Preliminares.				
•Trazo y nivelación del terreno, para desplante de edificio esta bleciendo ejes de referencia, in cluye: crucetas, estacas, hilos, marcas y trazo.	m2	651.00	1,111.13	723,345.63
•Excavación a cielo abierto en material tipo II, con prof. de 0.00 a 11.00 m., incluye: carga a camión, equipo, mano de obra y herramienta. (v.m. en b.).	m3	7,155.81	12,179.68	87,155,475.94
•Relleno en mesetas con material producto de la excavación en ca pas húmedas de 20 cm., con equi po, compactado al 90% p.p.s. in cluye: mano de obra, equipo y herra m. (v.m. en b.).	m3	425.59	12,560.44	5,345,597.66
•Acarreo en camión fuera de la o bra del material sobrante de la excavación, tiro libre, incluye: mano de obra, equipo y herra m. (v.m. en b.)	m3	6,730.22	11,893.85	80,048,227.15
				132,986,223.38
2) Cimentación.				
•Plantilla de concreto f'c=100 kg/cm2 de 5 cm. de esp., inclu ye: materiales, fabricación, tendido, acarreos, herra m. y desp.	m3	651.00	10,670.01	6,946,176.51

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
*Cimbra común de contacto en cimentación, incluye: materiales, habilitado, cimbrado, descimbrado, obra falsa, acarreos, herram. y desp. en: trabes de liga y contratrabes.	m2	1,375.13	27,351.42	54,023,369.85
*Acero de refuerzo f'y=4200 kg/cm2 en cimentación, incluye: materiales, habilitado, armado, ganchos, silletas, anclajes, traslapes, acarreos, mano de obra, herram. y desp. del #4 (1/2").	ton	21.90	2,431,547.93	53,250,893.62
*Acero de refuerzo f'y=4200 kg/cm2 en cimentación, incluye: materiales, habilitado, armado, ganchos, silletas, anclajes, traslapes, acarreos, mano de obra, herram. y desp. del #5 (5/8").	ton	28.00	2,380,552.45	66,655,468.00
*Acero de refuerzo f'y=4200 kg/cm2 en cimentación, incluye: materiales, habilitado, armado, ganchos, silletas, anclajes, traslapes, acarreos, mano de obra, herram. y desp. del #10 (1 1/4").	ton	56.97	2,343,120.13	133,829,373.90
*Acero de refuerzo f'y=4200 kg/cm2 en cimentación, incluye: materiales, habilitado, armado, ganchos, silletas, anclajes, traslapes, acarreos, mano de obra, herram. y desp. del # 12 (1 1/2").	ton	80.54	2,343,120.13	189,198,135.40
*Concreto premezclado f'c=350 kg/cm2 clase 1 en cimentación, incluye: suministro, colado, bombeo, curado con agua, acarreo, vibrado, mano de obra, equipo, herram. y desp. en: Losa de fondo.	m3	1,072.03	277,135.80	297,037,891.70

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
°Concreto premezclado f'c=350 kg/cm2 clase 1 en cimentación ; incluye: suministro, colado, bombeo, curado con agua, aca- rreo, vibrado, mano de obra, e- quipo, herram. y desp. en: tra- bes de liga y contratrabes.	m3	603.38	277.135.80	167,384,480.50

968,386,396.10

COSTO DIRECTO : \$ 1,101,374,629.23
 0.00 % COSTO INDIRECTO : \$ 0.00
 TOTAL : \$ 1,101,374,629.23

FORRE LOMAS

Alcanfores y Paseo de los Laurelas
Fracc. Bosques de las Lomas
Alternativa No. 1 Loga de cimentación
con contratrajes

---EXPLOSION DE INSUMOS---

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
varilla f'y=4200 kg/cm2 # 4	ton	23.433	1,567,200.00	36,724,197.60
varilla f'y=4200 kg/cm2 # 5	ton	23.360	1,556,000.00	46,017,760.00
varilla f'y=4200 kg/cm2 # 10	ton	60.958	1,527,024.00	93,084,328.33
varilla f'y=4200 kg/cm2 # 12	ton	46.178	1,527,024.00	131,535,874.30
clavo de 2 1/2"	kg	523.622	2,185.00	1,157,224.07
alambre rec. # 16	kg	2,475.180	1,383.75	4,736,755.22
alambre rec. # 16	kg	1,133.516	1,383.75	2,260,518.83
varilla f'y=4200 kg/cm2 # 4	kg	2,323.266	1,567.20	4,541,342.48
cemento tipo I	ton	3.113	228,000.00	2,077,764.00
calhidra	ton	1.125	148,350.00	18,543.75
arena	m3	21.833	26,086.96	563,713.33
arena	m3	18.061	26,086.96	471,156.51
agua	m3	2,054.135	1,200.00	2,464,962.00
diesel	lt	1,185.108	513.00	607,360.40
bomba estac. hasta 15 m. rev. 18+3.5 cm. n/hombeo	m3	1,753.811	18,360.00	32,310,129.96
concreto f'c=350 kg/cm2	m3	1,753.811	18,360.00	32,310,129.96
polvo pino de 3ra. 4"x4"x8.25'	mt	2,073.333	1,150.00	2,388,473.85
barrote pino 3ra. 2"x4"x8.25'	mt	3,270.500	1,397.25	4,563,734.07
duela pino de 3ra. 1"x4"x8.25'	mt	4,664.661	1,535.25	7,161,420.80
tablón 3ra. 1 1/2"x12"x8.25'	mt	77.023	2,300.00	177,166.70
<u>TOTAL DE MATERIALES</u>				<u>758,343,711.70</u>
Albañil, oficial	jour	164.307	43,834.27	8,138,120.55
Ayudante "B"	jour	2,127.607	37,082.57	78,837,144.02
Garpintero, obra negra	jour	207.271	61,804.28	18,372,621.01
Pierrero, oficial	jour	335.673	52,765.72	42,260,833.42
M. int.	jour			15,287,652.83
Peón	jour	1,633.561	31,386.44	52,443,714.63
Tonógrafo	jour	2.576	84,276.57	217,101.58
<u>TOTAL DE MANO DE OTRA</u>				<u>215,667,188.00</u>
herramienta menor	4			6,470,015.64
<u>TOTAL DE HERRAMIENTA</u>				<u>6,470,015.64</u>

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
Revolvedora 1 saco		17.663	13,737.35	242,642.81
Vibrador para concreto		516.820	7,268.60	5,337,137.85
Traxcavo sobre neumáticos		106.690	9,255.40	15,868,881.89
Nivel K-E		15.006	2,775.64	41,651.25
Tránsito 1' aprox.		15.006	4,040.33	60,638.20
Cortadora acero refuerzo		374.320	1,813.60	679,773.55
Dobladora acero manual		374.320	1,813.60	679,773.55
Tractor S/O DB-K CATER. C/RIP		237.660	189,708.96	46,061,368.90
Camión volteo 6M3 P-600		1,046.330	47,575.41	49,234,050.76
Rodillo Manual PR-8		170.236	12,260.58	2,087,192.10
<u>TOTAL DE EQUIPO</u>				<u>129,893,710.39</u>

COSTO DIRECTO: \$ 1,111,374,626.23

TORRE LOMAS

Alcanfores y Paseo de los Laureles
Tracce. Bonanzas de las Lomas
Alternativa No. 2 Zapatas aisladas.

---PRESUPUESTO---

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
1) Preliminares.				
OTrazo y nivelación del terreno, para desplante de edificio estableciendo ejes de referencia, incluye: crucetas, estacas, hilos, marcas y trazo.	m2	650.53	1,111.13	722,821.18
OExcavación a cielo abierto en material tipo II, con prof. de 1.00 a 11.00 m., incluye: carga a camión, equipo, mano de obra y herram. (v.m. en b.).	m3	7,155.31	12,170.66	87,155,475.94
ORrelleno en zanatas con material producto de la excavación en capas húmedas de 20 cm., con equipo, compactado al 90% o.p.s. incluye: mano de obra, equipo y herram. (v.m. en b.).	m3	435.24	12,560.44	10,111,656.62
OAcarreo en camión fuera de la obra del material sobrante de la excavación, tiro libre, incluye: mano de obra, equipo y herram. (v.m. en b.).	m3	6,359.77	11,843.85	75,535,105.76
				173,525,059.50
2) Cimentación.				
OPlantilla de concreto f'c=100 kg/cm2 de 5 cm. de esp., incluye: materiales, fabricación, tendido, acarreo, herram. y desp.	m3	650.53	10,670.01	6,941,140.26

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
0Cimbra común de contacto en cimentación, incluye: materiales, habilitado, cimbrado, descimbrado, obra falsa, acarreos, herram. y desp. en: zarzetas.	m2	519.08	27,707.08	14,132,825.33
0Cimbra común de contacto en cimentación, incluye: materiales, habilitado, cimbrado, descimbrado, obra falsa, acarreos, herram. y desp. en: trabes de liga y contratrabes.	m2	356.58	27,351.42	9,752,967.32
0Acero de refuerzo f'y=4200 kg/cm2 en cimentación, incluye: materiales, habilitado, armado, ganchos, silletas, anclajes, traslapes, acarreos, mano de obra, herram. y desp. del # 4 (1/2").	ton	27.45	2,431,547.33	66,745,000.02
0Acero de refuerzo f'y=4200 kg/cm2 en cimentación, incluye: materiales, habilitado, armado, ganchos, silletas, anclajes, traslapes, acarreos, mano de obra, herram. y desp. del # 5 (5/4").	ton	8.18	2,380,552.45	19,472,913.06
0Acero de refuerzo f'y=4200 kg/cm2 en cimentación, incluye: materiales, habilitado, armado, ganchos, silletas, anclajes, traslapes, acarreos, mano de obra, herram. y desp. del # 10 (1 1/4").	ton	102.26	2,349,129.13	240,821,024.70
0Concreto premezclado f'c=350 kg/cm2 clase 1 en cimentación, incluye: suministro, colado, bombeo, curado con agua, acarreo, vibrado, mano de obra, equipo, herram. y desp. en: zapatas.	m3	1,231.87	277,135.80	341,395,277.90
0Concreto premezclado f'c=350 kg/cm2 clase 1 en cimentación, incluye: suministro, colado, bombeo, curado con agua, acarreo, vibrado, mano de obra, equipo, herram. y desp. en: zapatas.	m3	117.59	277,135.80	32,588,398.72

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
-------------	--------	----------	-----------------	---------

rreo, vibrado, mano de obra, equipo, herram. y desp. en: losa de fondo.

Concreto premezclado f'c=350 kg/cm2 clase 1 en cimentación, incluye: suministro, colado, bombeo, curado con agua, acarreo, vibrado, mano de obra, equipo, herram. y desp. en: trabes de liga y contratrabes.	m3	106.97	277,135.80	29,645,216.53
--	----	--------	------------	---------------

760,895,761.10

	COSTO DIRECTO	:	\$	334,420,820.50
0.00 %	COSTO INDIRECTO	:	\$	0.00
	TOTAL	:	\$	<u>334,420,820.50</u>

TORRE LAMAS

Alcantares y Paseo de Los Laureles
Fracc. Bosques de Las Lomas
Alternativa No. 2 Zapatas aisladas

—EXPLOSION DE INSUMOS—

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
varilla f'y=4200 kg/cm2 # 4	ton	29.372	1,567,200.00	46,031,798.40
varilla f'y=4200 kg/cm2 # 5	ton	8.753	1,556,000.00	13,619,668.00
varilla f'y=4200 kg/cm2 # 10	ton	109.418	1,527,024.00	167,083,912.00
clavo de 2 1/2"	kg	100.063	2,185.00	218,637.66
clavo de 4"	kg	112.728	2,185.00	246,310.68
alambre rec. # 16	kg	1,849.680	1,938.75	3,568,618.35
alambre rec. # 16	kg	731.898	1,938.75	1,418,367.25
varilla f'y=4200 kg/cm2 # 4	kg	1,501.331	1,567.20	2,353,320.30
cemento tipo I	ton	9.158	228,000.00	2,088,024.00
calhidra	ton	9.174	148,350.00	25,812.90
grava	m3	21.346	26,986.36	572,504.34
arena	m3	18.150	26,986.36	473,476.25
agua	m3	1,917.416	1,300.00	2,300,839.20
diesel	lt	513.336	513.00	266,757.35
bomba estac. hasta 15 m	m3	1,529.251	18,360.00	28,077,348.36
rev. 18+3.5 cm. p/bombeo	m3	1,529.251	18,360.00	28,077,348.36
concreto f'c=350 kg/cm2	m3	1,529.251	189,720.00	290,129,499.70
polin pino 3ra. 4"x4"x8.25"	pt	374.409	1,150.00	430,570.35
barrate pino 3ra. 2"x4"x8.25"	pt	1,521.087	1,397.25	2,129,338.61
duela pino 3ra. 1"x4"x8.25"	pt	2,052.021	1,535.25	3,150,365.24
tablón 3ra. 1 1/2"x12"x8.25"	pt	35.061	2,300.00	218,640.30
TOTAL DE MATERIALES				592,477,820.40
Albañil, oficial	jor	150.296	49,834.28	7,489,802.50
Ayudante "B"	jor	1,497.085	37,082.57	55,515,765.30
Carpintero, obra negra	jor	131.226	61,804.28	8,119,328.84
Pierrero, oficial	jor	661.840	52,765.72	34,922,460.11
M. int.	jor			
Peón	jor	1,550.033	31,386.44	49,501,352.09
Topógrafo	jor	3.587	84,278.565	302,307.21
TOTAL DE MANO DE OBRA				169,326,172.60
herramienta menor				5,079,785.18
TOTAL DE HERRAMIENTA				5,079,785.18

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
Revolvedora 1 suco		17.750	13,737.35	243,857.96
Vibrador para concreto		725.215	7,268.60	5,293,103.55
Traxcavo sobre neumáticos		213.579	92,555.40	19,767,889.78
Nivel K-R		20.897	2,775.64	58,002.55
Tránsito 1' aprox.		20.897	4,040.93	84,443.31
Cortadora acero de refuerzo		275.780	1,813.60	500,154.61
Dobladora acero manual		275.780	1,813.60	500,154.61
Tractor S/O D8-K CATER. C/RIP		262.830	189,708.96	49,860,556.78
Camión volteo 6M3 P-600		1,834.560	47,575.41	87,280,108.22
Rodillo manual PR-8		322.016	12,260.58	3,948,102.93
<u>TOTAL DE EQUIPO</u>				<u>167,536,354.30</u>

COSTO DIRECTO : \$ 934,420,132.40

TORRE LOMAS

Alcanfores y Paseo de los Laureles
Fracc. Boaque de las Lomas
Alternativa No. 3 Pilas

--- PRESUPUESTO ---

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
1) Preliminares.				
• Trazo y nivelación del terreno, para desplante de edificio estableciendo ejes de referencia, incluye: crucetas, estacas, hilos, marcas y trazo.	m2	650.53	1,111.13	722,821.18
• Excavación a cielo abierto en material tipo II, con prof. de 9.00 a 11.00 m., incluye: carga a camión, equipo, mano de obra y herram. (v.m. en b.).	m3	3,005.81	12,179.68	44,648,302.18
• Relleno en mesetas con material producto de la excavación en capas húmedas de 20 cm., con equipo, compactado al 90% p.p.s. incluye: mano de obra, equipo y herram. (v.m. en b.).	m3	216.20	12,560.44	2,715,567.13
• Acarreo en camión fuera de la obra del material sobrante de la excavación, tiro libre, incluye: mano de obra, equipo y herram. (v.m. en b.)	m3	3,449.61	11,893.85	41,029,143.90
				89,115,834.39

2) Cimentación.

• Plantilla de concreto f'c=100 kg/cm2 de 5 cm. de esp., incluye: materiales, fabricación, tendido, acarreos, herram. y desp.	m2	650.53	10,670.01	6,941,140.26
---	----	--------	-----------	--------------

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
*Cimbra común de contacto en cimentación, incluye: materiales, habilitado, cimbrado, descimbrado, obra falsa, acarreos, herram. y desp. en: trabes de liga y contratrabes.	m2	772.43	27,351.42	21,127,024.26
*Cimbra común de contacto en cimentación, incluye: materiales, habilitado, cimbrado, descimbrado, obra falsa, acarreos, herram. y desp. en: dados.	m2	302.50	25,859.44	7,822,480.75
*Acero de refuerzo f'y=4200 kg/cm2 en cimentación, incluye: materiales, habilitado, armado, ganchos, silletas, anclajes, traslapes, acarreos, mano de obra, herram. y desp. del # 4 (1/2").	ton	23.58	2,431,547.93	57,335,900.14
*Acero de refuerzo f'y=4200 kg/cm2 en cimentación, incluye: materiales, habilitado, armado, ganchos, silletas, anclajes, traslapes, acarreos, mano de obra, herram. y desp. del # 3 (1").	ton	4.21	2,349,120.13	9,889,795.76
*Acero de refuerzo f'y=4200 kg/cm2 en cimentación, incluye: materiales, habilitado, armado, ganchos, silletas, anclajes, traslapes, acarreos, mano de obra, herram. y desp. del # 10 (1 1/4").	ton	10.16	2,349,120.13	23,867,060.54
*Concreto premezclado f'c=350 kg/cm2 clase 1 en cimentación, incluye: suministro, colado, bombeo, curado con agua, acarreos, vibrado, mano de obra, equipo, herram. y desp. en: losa de fondo.	m3	119.73	277,135.80	33,181,469.33
*Concreto premezclado f'c=350 kg/cm2 clase 1 en cimentación, incluye: suministro, colado, bombeo, curado con agua, acarreos, vibrado, mano de obra, e-	m3	143.74	277,135.80	39,835,439.69

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
equipo, herram. y desp. en: trabes de liga y contratraves.				
• Concreto premesclado f'c=350 kg/cm2 clase 1 en cimentación, incluye: suministro, colado, bombeo, curado con agua, acarreo, vibrado, mano de obra, equipo, herram. y desp. en: dados.	m3	172.08	277,135.80	47,689,528.46
• Pilas de concreto f'c=350 kg/cm2 clase 1, según esp. en planos, incluye: suministro, excavación, equipo, herram. y desp. de long. 22.00 m tipo P-1 2.30 m. de O.	pza.	4.00	78,787,200.00	315,148,300.00
• Pilas de concreto f'c=350 kg/cm2 clase 1, según esp. en planos, incluye: suministro, excavación, equipo, herram. y desp. de long. 22.00 m tipo P-2 2.00 m. de O.	pza.	4.00	58,682,400.00	234,729,600.00
• Pilas de concreto f'c=350 kg/cm2 clase 1, según esp. en planos, incluye: suministro, excavación, equipo, herram. y desp. de long. 22.00 m tipo P-3 1.80 m. de O.	pza.	4.00	48,240,000.00	192,960,000.00
• Pilas de concreto f'c=350 kg/cm2 clase 1, según esp. en planos, incluye: suministro, excavación, equipo, herram. y desp. de long. 22.00 m tipo P-4 1.30 m. de O.	pza.	8.00	24,838,800.00	198,710,400.00

1,169,238,730.00

GOSTO DIRECTO : \$ 1,278,354,564.00
0.00 % GOSTO INDIRECTO : \$ 0.00
TOTAL : \$ 1,278,354,564.00

FORRT LOMAS

Alcanfores y Paseo de los Laureles
Fracc. Bosques de las Lomas
Alternativa No. 3 Pilas

-EXPLOSION DE INSUMOS-

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
varilla f'ly=4200 kg/cm ² # 4	ton	25.231	1,567,200.00	39,542,023.20
varilla f'ly=4200 kg/cm ² # 8	ton	4.505	1,556,000.00	7,009,730.00
varilla f'ly=4200 kg/cm ² # 10	ton	10.971	1,527,034.00	16,600,277.90
clavo de 2 1/2"	kg	206.342	2,135.00	452,163.27
clavo de 4"	kg	136.545	2,165.00	302,720.33
alambre rec. #16	kg	182.830	1,933.75	354,550.60
alambre rec. #18	kg	654.473	1,933.75	1,263,035.03
varilla f'ly=4200 kg/cm ² # 4	kg	1,143.100	1,567.20	1,791,016.77
cemento tipo I	ton	8.725	323,000.00	2,839,300.00
calhidra	ton	3.127	143,350.00	450,000.45
grava	m ³	20.000	26,926.00	545,452.16
arena	m ³	17.232	26,286.36	451,950.64
agua	m ³	574.131	1,200.00	693,317.20
diesel	lt	644.354	513.00	330,963.45
bomba estac. hasta 15 m	m ³	457.323	18,360.00	8,396,542.08
rev. 18x3.5 cm. s/bombas	m ³	457.323	18,360.00	8,396,542.08
concreto f'lc=350 kg/cm ²	m ³	457.323	183,720.00	86,764,260.16
colón cmo de bra. 4"x4"x8.25'	nt	811.052	1,150.00	932,770.00
barrote pino bra. 2"x4"x8.25'	nt	1,858.631	1,337.25	2,590,172.17
cuera cmo bra. 1"x4"x8.25'	nt	2,762.313	1,535.25	4,241,762.13
tablón bra. 1 1/2"x12"x8.25'	nt	26.006	2,300.00	61,833.80
<u>TOTAL DE MATERIALES</u>				<u>152,736,021.60</u>
Albañil, oficial	for	67.929	43,634.26	3,343,341.75
Ayudante "B"	for	571.632	37,032.57	21,193,610.90
Carretero, obra negra	for	161.586	61,604.28	9,986,708.87
Pierrero, oficial	for	166.154	52,765.72	8,762,761.46
M. int.	for			6,623,680.00
Colón	for	524.317	31,346.44	16,471,032.63
Touógrafo	for	2.613	84,273.50	221,725.50
<u>TOTAL DE MANO DE OBRA</u>				<u>67,370,265.24</u>
herramienta menor	¢			2,339,107.96
<u>TOTAL DE HERRAMIENTA</u>				<u>2,339,107.96</u>

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	IMPORTE
Revolvedora 1 saco		16.912	13,737.35	232,326.06
Vibrador para concreto		217.775	7,268.60	1,582,019.37
Traxcavo sobre neumáticos		93.749	32,555.40	8,676,976.20
Nivel K-5		15.259	2,775.64	42,353.49
Tránsito 1' aprox.		15.259	4,040.93	61,660.55
Cortadora acero de refuerzo		75.900	1,813.60	137,652.24
Dobladora acero manual		75.900	1,813.60	137,652.24
Tractor S/O DM-K CATERPILLAR/RIE		118.332	183,708.96	22,448,640.65
Camión Volteo cm3 B-600		1,071.960	47,575.41	49,678,371.25
Rodillo manual PR-8		66.480	12,260.58	1,060,294.96
TOTAL DE EQUIPO				84,058,546.97

pilas de concreto f'c=350 kg/cm2 según esp. (P-1)	mza.	4.000	78,787,200.00	315,148,800.00
pilas de concreto f'c=350 kg/cm2 según esp. (P-2)	mza.	4.000	58,632,400.00	234,729,600.00
pilas de concreto f'c=350 kg/cm2 según esp. (P-3)	mza.	4.000	46,240,000.00	192,960,000.00
pilas de concreto f'c=350	mza.	8.000	24,833,800.00	198,710,400.00
				941,548,800.00

COSTO DIRECTO : \$ 1,278,355,050.00
 0.00 \$ COSTO INDIRECTO : \$ 0.00
 TOTAL : \$ 1,278,355,050.00

6.7 Recomendaciones sobre Instrumentación.

Con objeto de garantizar el buen comportamiento de la cimentación, es de gran importancia que durante su construcción y después de ella, se lleve a cabo un control adecuado de los factores que intervienen en su comportamiento, mediante el empleo de algunos instrumentos.

Del control adecuado de la instrumentación dependerá el éxito del comportamiento adecuado de la cimentación, ya que podrán detectarse y corregirse a tiempo, en su caso procesos que pueden llevar a fallas sencillas o catastróficas.

Los controles mencionados a continuación se recomiendan para conocer el estado del funcionamiento de las cimentaciones en el caso en estudio.

6.7.1 Movimientos.

Es fundamental llevar un adecuado control de los movimientos que tienen lugar las cimentaciones durante su construcción y aún a largo plazo, para lo cual se recomiendan los siguientes controles.

A. Bancos de nivel en el fondo de la excavación.

Los bancos de nivel en el fondo de la excavación se instalan con objeto de conocer los asentamientos y/o expansiones que ocurren antes, durante y después de la excavación.

La instalación de estos bancos debe efectuarse antes de iniciar cualquier excavación, para tener una información más confiable de los movimientos del subsuelo. Para instalar estos bancos pueden excavarlos pozos de pequeño diámetro hasta la profundidad de proyecto y colarse en su punto inferior un tapón de concreto con una varilla.

Las lecturas de estos bancos pueden tomarse una vez por día antes de la excavación, dos veces por día durante la excavación y una vez por día después de la excavación. Con los datos obtenidos se elaborarán gráficas movimiento-tiempo.

También es conveniente llevar en forma gráfica el avance de la excavación y construcción de la zona de influencia que corresponda a cada uno de estos bancos.

B. Líneas de colimación.

Se llevará un control de los desplazamientos horizontales producidos por medio de líneas de colimación localizadas paralelas y superficiales a las fronteras de la excavación.

Referencias superficiales

Las referencias superficiales son puntos fijos en la superficie del terreno. Servirán para medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurren en la superficie del terreno circundante a la excavación. Estas mediciones permiten detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad o bien de deformaciones inadmisibles.

Estas referencias se instalan definiendo líneas de colimación paralelas al borde de la excavación. Observando las líneas de colimación con un tránsito, se detectan los desplazamientos horizontales, mientras que con un nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales.

Las características de las referencias superficiales se describen a continuación.

Testigo superficial

Es un cilindro de concreto simple (Figura 6.11) de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, con un perno convencional empotrado en su extremo superior; el perno es de cabeza esférica de $5/8 \times 4$ " y tiene una línea graduada en dirección perpendicular a la ranura para desarmador. La ranura sirve de guía a la regla de medición, que está graduada en milímetros y cuenta con un nivel de burbuja y mira para enfocar el tránsito.

Instalación

Se instalarán definiendo líneas de colimación, apoyados en dos puntos de referencia fijos, alejados de los extremos de la excavación para evitar que sufran desplazamientos. Las líneas de colimación serán paralelas al borde de la excavación, señalando una a cada lado de ella; la separación entre los testigos superficiales será de 6 m .

Todas las referencias deberán instalarse antes de la excavación de acuerdo al siguiente procedimiento:

- Se trazan las líneas de colimación paralelas a la excavación y a las distancias recomendadas
- Se perforarán los sitios que alojarán los testigos
- Se colocarán los testigos en las perforaciones, confinándolos con mortero; inmediatamente se comprueba con un tránsito la alineación de la línea grabada
- Se marcan los testigos con su clave de identificación y se protegen hasta que haya fraguado el mortero

Procedimiento de medición

El tránsito que se utilice deberá tener plomada óptica de centrado y precisión de 15 seg ; las mediciones se harán dos veces en cada posición del aparato. El nivel topográfico deberá ser de precisión con un radio de curvatura de 20 m y amplificación de 25 diámetros.

Los desplazamientos horizontales se registrarán con la ayuda del tránsito y una regla metálica, colocándola en cada una de las ranuras de las cabezas de los tornillos, deslizándola horizontalmente hasta que la mira coincida con la línea de colimación (Figura 6.11). En la escala posterior de la regla, el cadenero medirá el desplazamiento horizontal entre la marca del perno y la mira; la medición se realizará con aproximación de ± 0.5 mm .

Los desplazamientos verticales se determinarán mediante nivelaciones diferenciales entre los testigos, con el aparato equidistante a los puntos de medición y lecturas máximas a 100 m , utilizando estadales con nivel de burbuja y graduados en milímetros. La precisión de las nivelaciones deberá ser de 1 a 2 mm en 100 m de distancia.

La supervisión de las mediciones deberá apoyarse en brigadas topográficas.

Información obtenida

Después de colocadas las referencias y antes de iniciar la excavación, deberán tomarse las lecturas de nivelaciones y alineaciones correspondientes a las condiciones iniciales, que definirán el origen de las mediciones desplazamientos-tiempo.

Evolución de desplazamientos.- Desde el inicio de la excavación se tomarán lecturas periódicas de nivelación y alineación de las referencias, anotando los datos en hojas de registro que incluyan el cálculo de desplazamientos. Es necesario que los cálculos de desplazamientos se realicen el mismo día en que se tomen las lecturas, para contar oportunamente con la información del control de la obra. La frecuencia con que se deba efectuar las mediciones será diaria durante la ejecución de la excavación y cada tercer día al término de la misma.

6.7.2 Compactación.

Para efectuar el relleno de los espacios adyacentes a los sótanos y a la cimentación, es importante llevar un control adecuado en la compactación de estos rellenos mediante culas volumétricas.

Es conveniente además para prevenir asentamientos en estos rellenos, compactar por capas de espesores que no excedan de 20 cm (inciso 6.2), que el material de relleno no sea cohesivo, que se elaboren pruebas triaxiales de laboratorio y que se utilicen pisones y compactadores adecuados.

6.7.3 Referencias en la estructura.

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, es obligatorio realizar todas las mediciones necesarias para conocer si ocurre cualquier movimiento imprevisto del suelo que pueda ocasionar daños a la propia estructura, a las edificaciones vecinas y a los servicios públicos.

En las edificaciones con peso unitario medio mayor de 5 t/m² o que requieran una excavación de más de 2.5 m de profundidad (como en el caso de interés), será obligatorio efectuar nivelaciones semanalmente durante la construcción de la cimentación, quincenalmente durante la construcción de la estructura y mensualmente una vez terminada esta durante los primeros meses. Posteriormente las nivelaciones se harán semestralmente por un período mínimo de cinco años para verificar el comportamiento previsto de la cimentación. Después de este período, las nivelaciones se harán cada cinco años por lo menos o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular a raíz de un sismo.

Las nivelaciones de referencias en cimentación deberán trasladarse por cierto período con las referencias en planta baja para no perder continuidad y confiabilidad en los registros.

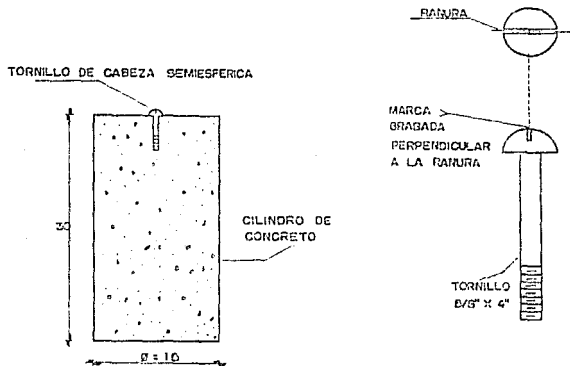


FIGURA 6.11 REFERENCIA SUPERFICIAL

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.

La Ingeniería Civil aplicada al diseño de cimentaciones constituye un campo en el que el buen juicio del ingeniero juega un papel importante tanto en la ejecución e interpretación de los estudios geotécnicos como en la aplicación de métodos y teorías empleados en los procesos de cálculo y revisión de los estados límite de falla y de servicio.

La realización de este trabajo permitió corroborar esta visión. Aún los lineamientos marcados por el Reglamento de Construcciones exigen que el panorama de su empleo no se remita al solo uso directo de fórmulas y expresiones, sino que debe haber un complemento amplio basado en las observaciones y experiencias de casos similares al de estudio.

Los resultados de la exploración, muestreo y pruebas de laboratorio en el sitio de interés pusieron de manifiesto las propiedades de los depósitos característicos de la Zona de Lomas: alta capacidad de carga y poca susceptibilidad a las deformaciones mayores. Puesto que hasta la máxima profundidad explorada no se interceptó el nivel de aguas freáticas no hubo problemas por lo que pudiera respectar a su control o abatimiento, así como en la determinación de presiones y esfuerzos efectivos.

Quizá las alternativas de solución para cimentar la estructura en cuestión pudieran parecer un tanto exageradas, tanto por sus dimensiones como por sus costos de construcción, sin embargo, si se toma en cuenta la magnitud de las cargas impartidas por la estructura (50 377 ton en condiciones estáticas y 80 989 ton en condiciones dinámicas), esto no es de ningún modo exagerado, máxime considerando las características de toda obra de Ingeniería Civil: seguridad, fun

cionalidad y economía.

Por otra parte la revisión de los estados límite de falla y de servicio para cada una de las cimentaciones propuestas permitió hacer algunas consideraciones que si en particular se observaron para este caso, bien pueden ser tomadas en cuenta en alguna otra ocasión.

La determinación de la capacidad de carga de los materiales bajo la losa de cimentación consideró dos condiciones posibles de falla, optándose por trabajar con la más crítica. La revisión de la estabilidad de esta cimentación bajo solicitaciones sísmicas exigió la participación de la longitud existente entre la profundidad de desplante de la cimentación y la capa dura más próxima. Como las condiciones del suelo son prácticamente homogéneas no hay realmente una marcada variación estratigráfica, por lo que hubo de juzgarse un valor de condiciones no tan extremas como las que señala el Reglamento; el ancho reducido de la losa o los 20 a que pudieran ser para condiciones propias de la Zona del Lago o de la Zona de Transición.

Para determinar la capacidad de carga de las pilas se utilizó un ángulo de fricción interna de los materiales de apoyo de 42° que es de notable consideración, pero también estos materiales presentan índices de resistencia a la penetración estándar muy elevados, por lo que la correlación establecida es correcta.

La capacidad de carga de las pilas se determinó en base a la pila de mayor diámetro que según las expresiones del Reglamento dió la capacidad menor pero admisible para la revisión del estado límite de falla. Cabe señalar que el factor de reducción por efecto de escala disminuye de una manera tremenda la capacidad de carga de las pilas, tanto por considerar el diámetro de la base como por el exponente n , función del material de apoyo que entre más denso sea mayor es dicho exponente.

En la revisión de las cimentaciones ante estado límite de servicio no hubo ningún problema; todas las deformaciones son aceptables y se hallan dentro de los límites marcados por el Reglamento. Incluso los asentamientos de las pilas, más que deberse a la deformación del suelo bajo su base, la mayor parte de la deformación es debida a

la deformación propia de la pila (concreto).

Por otra parte en este tipo de materiales no son necesarios los taludes muy tendidos. En el análisis de estabilidad del talud pudo comprobarse que el talud propuesto para la excavación que alojará los sótanos de 0.25:1 (horizontal:vertical) es aceptable, aunque esto mucho habrá de depender de la profundidad de excavación.

Por último, es conveniente insistir nuevamente en el control que debe llevarse sobre el comportamiento de la cimentación, a fin de corregir o evitar las posibles fallas que pudieran presentarse si este fuera el caso.

BIBLIOGRAFIA

- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México.", Simposio, México, 1973.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Cimentaciones en áreas urbanas de México.", V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, México, 1970.
- Mooser, Tómez, et.al., "Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México", COVITUR, México, 1986.
- Marzal Raúl J. y Mazari Marcos, "El Subsuelo de la Ciudad de México.", Publicación 505, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1987.
- Juárez Badillo y Rico Rodríguez, "Mecánica de Suelos. Vols. I y II.", Segunda edición, LIMUSA, México, 1984.
- Peck, Hanson y Thornburn, "Ingeniería de Cimentaciones.", Segunda edición, LIMUSA, México, 1983.
- Comisión Federal de Electricidad, "Manual de Diseño de Obras Civiles.", Vol. B.2.1 Exploración y muestreo de Suelos., C.F.E., México, 1981.
- Comisión Federal de Electricidad, "Manual de Diseño de Obras Civiles.", Vol. B.2.2 Propiedades Físicas y Mecánicas de los Suelos., C.F.E., México, 1981.
- Facultad de Ingeniería, "Diseño y Construcción de Cimentaciones.", Vols. I y II, Notas de Curso, UNAM, México, 1990.

- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Generación, Propagación y Efectos de Temblores.", Memorias Simposio Interdisciplinario, México, 1987.
- Departamento del Distrito Federal, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.", Primera edición, México, 1987.
- Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones.", México, 1987.