



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN

ANALISIS GEOTECNICO DE LA CIMENTACION DE UN EDIFICIO QUE TENDRA DOS SOTANOS Y SEIS NIVELES SUPERIORES DENTRO DE LA ZONA DEL LAGO VIRGEN



T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

JORGE ARTURO OLVERA GARCIA

ASESOR: ING. JUAN VICTOR PADILLA CORREA



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

MARZO, 2002



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

PAGINACIÓN

DISCONTINUA

AGRADECIMIENTOS

A mi Madre, gracias por inculcarme el espíritu de superación y tu siempre buen ejemplo. Eres todo para mí.

A mis hermanos Alicia, José Antonio, Juliana, Rafael, Patricia, Rosita y Luis Fernando. Los quiero mucho y les agradezco la enorme paciencia y tolerancia en todos los momentos de mi vida.

Al Ing. Juan Victor Padilla Correa, gracias por compartir sus conocimientos y su valioso tiempo.

A mis amigos, gracias por su apoyo y por las palabras de ánimo que siempre me han brindado.

ÍNDICE

	PÁGINA
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL SUBSUELO DEL VALLE DE MÉXICO	5
1.1 Geología del Valle de México	5
1.2 Zonificación geotécnica del subsuelo del Valle de México	12
1.3 Características estratigráficas de la Zona del Lago	18
CAPÍTULO 2 INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO Y PRUEBAS DE LABORATORIO	27
2.1 Sondeos	28
2.1.1 <i>Pozos a cielo abierto</i>	28
2.1.2 <i>Sondeos con palas posteadoras</i>	29
2.1.3 <i>Prueba de penetración estándar</i>	31
2.1.4 <i>Sondeos con barrenas de vástago hueco</i>	32
2.1.5 <i>Sondeos con cono eléctrico</i>	36
2.2 Muestreo del suelo	37
2.2.1 <i>Tipos de muestras</i>	37
2.2.2 <i>Muestreadores</i>	38
2.3 Piezometría	43

2.4	Determinación de las propiedades índice y mecánicas de los suelos en laboratorio	46
2.4.1	<i>Propiedades índice</i>	46
2.4.2	<i>Propiedades mecánicas</i>	63
CAPÍTULO 3	CIMENTACIONES	81
3.1	Cimentaciones superficiales	82
3.1.1	<i>Zapatas aisladas</i>	83
3.1.2	<i>Zapatas corridas</i>	83
3.1.3	<i>Losas</i>	85
3.2	Cimentaciones profundas	85
3.2.1	<i>Pilotes de punta</i>	87
3.2.2	<i>Pilotes de fricción</i>	87
3.2.3	<i>Pilotes de punta-fricción</i>	88
3.2.4	<i>Pilas</i>	88
3.2.5	<i>Cilindros</i>	90
3.2.6	<i>Cajones</i>	91
3.3	Capacidad de carga	93
3.3.1	<i>Teoría de Terzaghi</i>	94
3.3.2	<i>Teoría de Skempton</i>	98
3.3.3	<i>Teoría de Meyerhof</i>	100
3.3.4	<i>Fricción negativa</i>	103
3.3.5	<i>Factor de seguridad</i>	103
3.3.6	<i>Hundimientos</i>	105

3.4	Uso de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal para la verificación de la estabilidad de las cimentaciones	105
3.4.1	<i>Acciones de diseño</i>	106
3.4.2	<i>Factores de carga y de resistencia</i>	108
3.4.3	<i>Verificación de la estabilidad de cimentaciones someras (zapatas y losas)</i>	109
3.4.3.1	<i>Estados límite de falla</i>	109
3.4.3.2	<i>Estados límite de servicio</i>	114
3.4.4	<i>Cimentaciones compensadas</i>	115
3.4.4.1	<i>Estados límite de falla</i>	116
3.4.4.2	<i>Estados límite de servicio</i>	116
3.4.5	<i>Cimentaciones con pilotes de fricción</i>	117
3.4.5.1	<i>Estados límite de falla</i>	117
3.4.5.2	<i>Estados límite de servicio</i>	120
3.4.6	<i>Cimentaciones con pilotes de punta o pilas</i>	120
3.4.6.1	<i>Estados límite de falla</i>	121
3.4.6.2	<i>Estados límite de servicio</i>	123
3.4.7	<i>Artículos del R.C.D.F. más empleados en cimentaciones</i>	123
3.4.8	<i>Diseño por sismo</i>	130

CAPÍTULO 4	CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES ÍNDICE Y MECÁNICAS DE LOS DEPÓSITOS DEL SUBSUELO EN EL PREDIO DE INTERES	133
4.1	Antecedentes	133
4.2	Exploración del subsuelo	135

	PÁGINA
4.3 Condiciones hidráulicas	138
4.4 Pruebas de laboratorio	139
4.5 Características estratigráficas y físicas del subsuelo	145
4.6 Condiciones de esfuerzo en el subsuelo	169
CAPÍTULO 5	ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN
	171
5.1 Descripción de la estructura	171
5.2 Alternativas de cimentación	173
5.3 Acciones	178
5.4 Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas	179
5.5 Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas	182
5.6 Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de servicio	183
5.6.1 <i>Expansiones</i>	184
5.6.2 <i>Asentamientos diferidos</i>	188
CAPÍTULO 6	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
	203
6.1 Análisis adicionales	203
6.1.1 <i>Estabilidad de taludes considerando falla por traslación</i>	205
6.1.2 <i>Estabilidad de taludes considerando falla por rotación</i>	206
6.1.3 <i>Falla de fondo por corte</i>	209
6.1.4 <i>Presiones temporales sobre el sistema de ademe y troqueles</i>	211

	PÁGINA
6.1.5 <i>Presiones a largo plazo sobre muros rígidos</i>	213
6.1.6 <i>Revisión por falla de empotramiento de la tablestaca</i>	216
6.1.7 <i>Abatimiento del nivel freático</i>	219
6.1.8 <i>Revisión por subpresión</i>	219
6.2 Recomendaciones generales del procedimiento constructivo	221
6.2.1 <i>Recomendaciones del procedimiento de excavación de los sótanos</i>	228
6.2.2 <i>Recomendaciones del procedimiento de construcción del tablestacado</i>	232
6.2.3 <i>Recomendaciones del procedimiento de construcción de los pilotes</i>	233
6.3 Instrumentación	239
6.3.1 <i>Referencias superficiales</i>	245
6.3.1.1 <i>Criterios de instalación</i>	249
6.3.1.2 <i>Procedimiento de medición</i>	250
6.3.1.3 <i>Información obtenida</i>	251
6.3.2 <i>Bancos de nivel flotante</i>	252
6.3.3 <i>Piezómetros</i>	253
6.3.4 <i>Pozos de alivio</i>	254
 CONCLUSIONES	 257
 BIBLIOGRAFÍA	 261

INTRODUCCIÓN

Dadas las características y composición del subsuelo del Valle de México y en general, de todo el país; se ha generado la necesidad de adecuar y desarrollar una tecnología específica para el diseño y construcción de las cimentaciones de estructuras.

Lo necesario aumenta particularmente en zonas lacustres, donde además de la alta compresibilidad de suelos arcillosos es necesario tomar en cuenta el hundimiento regional inducido por el bombeo de agua de los depósitos profundos y la ocurrencia de eventos sísmicos cuya intensidad alcanza valores extremadamente altos provocando la amplificación resultante de la deformabilidad de las mismas arcillas blandas que constituyen estos depósitos.

En estas condiciones, la tarea de los proyectistas y constructores resulta sumamente difícil ya que gran parte de la experiencia mundial en ingeniería de cimentaciones no es aplicable a características tan especiales como las de la Ciudad de México. Por otra parte, ha sido común en el pasado que cada especialista desarrollara sus propios métodos de análisis y diseño sin que existiera una concertación que permitiera lograr la unificación de los criterios. Es por ello que las autoridades crearon un *Reglamento de Construcciones* para que todas las edificaciones se construyeran dentro de cierto rango de seguridad, lo que fue reforzado tomando en cuenta el macrosismo de 1985 y continuamente se ha actualizado. Lo que se ha corroborado por los sismos ocurridos recientemente en otras partes del mundo.

A raíz de las fallas ocurridas en cimentaciones y en superestructuras ocasionadas por el macrosismo citado, se reforzó el *Reglamento de Construcciones* en los

factores de seguridad y se ha marcado un cambio de actitud y una toma de conciencia en la mayoría de los especialistas en diseño y construcción de estructuras, de que el problema de la concepción de subestructura y superestructura debe ser atacado colectivamente y analizado con un enfoque multidisciplinario para poder compartir metodologías y experiencias, llegando a construir obras más seguras.

La tesis "Análisis geotécnico de la cimentación de un edificio que tendrá dos sótanos y seis niveles superiores dentro de la zona del lago virgen" tiene como objetivo principal determinar el tipo de cimentación más adecuado para soportar la estructura, realizar las revisiones de su estabilidad y servicio que marca el reglamento y proponer su procedimiento constructivo adecuado, con objeto de que sea seguro, económico y que este sirva de base para trabajos con características similares.

El trabajo consta de 6 capítulos los cuales se mencionan a continuación:

En el capítulo 1 se proporcionan los datos generales de la geología del Valle de México y se da a conocer la forma en que se divide el subsuelo de este de acuerdo a sus propiedades geotécnicas incluyendo la información general de la estratigrafía de la Zona del Lago que es el lugar en donde se realizará el proyecto.

En el capítulo 2 se describen los trabajos más comunes que se realizan en el campo para conocer las características de los depósitos del subsuelo y los ensayos de laboratorio que se efectúan para establecer las propiedades físicas y mecánicas de los materiales.

En el capítulo 3 se describen los tipos de cimentaciones más empleados que actualmente se construyen, se describen las teorías de capacidad de carga y se mencionan los principales artículos del *Reglamento de Construcciones para el*

Distrito Federal empleados para las revisiones de las cimentaciones así como de las *Normas Técnicas Complementarias para Cimentaciones* utilizadas en la verificación de la estabilidad de las mismas.

En el capítulo 4 se indican los trabajos realizados en el campo y laboratorio para determinar las características estratigráficas y las propiedades físicas y mecánicas de los materiales del subsuelo en el predio de interés donde se proyecta construir el edificio en estudio.

En el capítulo 5 se mencionan los tipos de cimentaciones factibles a ser considerados para el proyecto y se establece la cimentación que resulta más adecuada, realizando posteriormente las revisiones de estabilidad que establece el *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*.

Por último, en el capítulo 6 se realizan una serie de análisis adicionales para poder establecer las recomendaciones del procedimiento constructivo dentro de los factores de seguridad permisibles. Además se indica la instrumentación que se propone para poder llevar a cabo la construcción de la cimentación dentro de ciertos factores de seguridad dadas las características geotécnicas existentes en el predio.

CAPÍTULO 1

CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL SUBSUELO DEL VALLE DE MÉXICO

En el presente capítulo se expondrá el marco geológico que envuelve al Valle de México, determinando los tipos de suelos que lo componen y mostrando la manera en que se depositaron durante la historia de su formación para dar lugar a la condición que actualmente presenta.

En base a la determinación de las características geológicas del Valle de México, se mostrará el resultado de la zonificación geotécnica de acuerdo a las propiedades ingenieriles del suelo, presentándose en forma general las principales características físicas y mecánicas de cada uno de los depósitos de las zonas.

1.1 Geología del Valle de México

La cuenca del Valle de México asemeja una enorme presa azolvada con una cortina situada en el sur que está constituida por los basaltos de la Sierra de Chichinautzin, mientras que el vaso está constituido en su parte superior por arcillas de origen lacustre y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes (fig. 1.1).

El conjunto de rellenos contiene además capas de ceniza y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores ocurridas durante el último medio millón de años o sea en el Pleistoceno Superior, que es

aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales; estos suelos, hoy transformados en paleosuelos, llevan el sello del clima en que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos, y otras veces cafés y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a cálidos.

Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México. Desde la fundación de Tenochtitlan, hace 600 años aproximadamente, los pobladores del lugar han tenido que enfrentarse a las características difíciles del relleno; hacia la mitad del siglo pasado, sus edificios y obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos por sedimentos transicionales (figs. 1.2 y 1.3), y desde la segunda mitad de la centuria pasada, la urbe se ha extendido aún más, rebasando los límites de la planicie y subiendo a los extensos flancos occidentales de la cuenca, espacio cubierto por los abanicos volcánicos de la Sierra de las Cruces, conocido como Las Lomas. Sus depósitos clásticos difieren en mucho de los depósitos arcillosos superficiales del centro de la cuenca.

A continuación se presenta una breve descripción de los principales acontecimientos geológicos que han ocurrido en el Valle de México, extremo sur de la Mesa Central.

El levantamiento efectuado por el geólogo Federico Mooser¹, ha permitido subdividir el gran número de volcanes y depósitos del mismo origen en tres grupos distintos, los cuales se adscriben al Terciario Medio, al Plioceno y al Pleistoceno, de acuerdo con el orden de aparición estratigráfica y con el grado de erosión sufrida. Por la escasez de fósiles en este tipo de formación

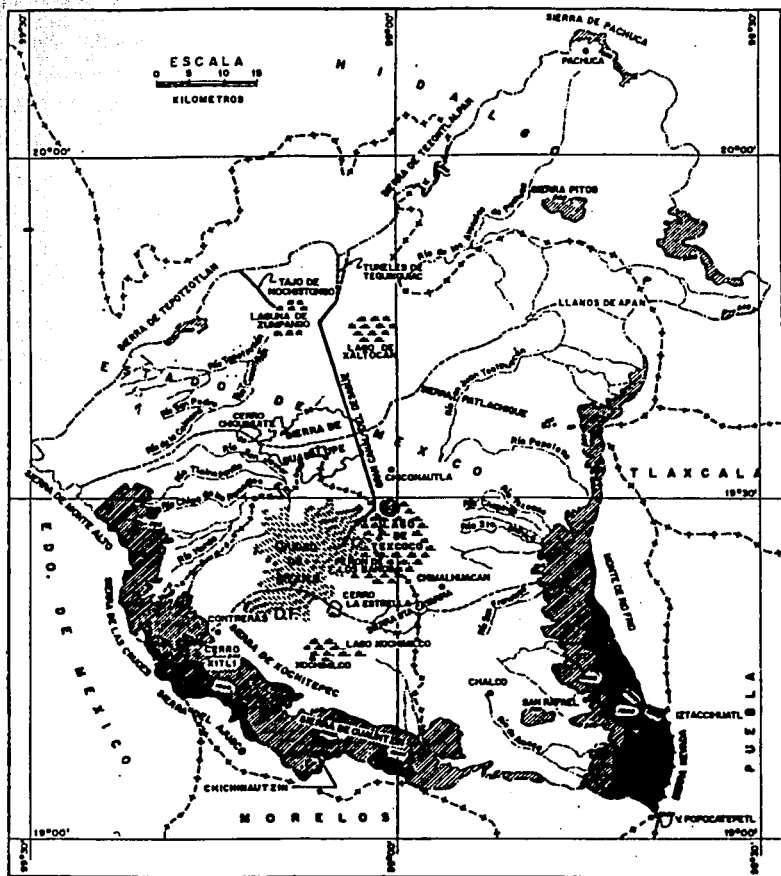
¹ "Los ciclos del vulcanismo que formaron la Cuenca de México", F. Mooser, *XX Congreso Geológico Internacional, México 1956*.

continental, no ha sido posible establecer hasta el presente los límites cronológicos precisos de los diferentes grupos mencionados.

Se supone que, a raíz de los esfuerzos tectónicos que se ejercieron desde el principio del Terciario, se abrieron grietas por las que fluyeron lavas y se formaron grandes aparatos volcánicos. El contenido petrográfico de los materiales desplazados hacia la superficie es muy variado, encontrándose andesitas basálticas, andesitas francas con anfíbolos y piroxenas, dacitas y latitas. La Sierra de Xochitepec, ubicada al oeste de Xochimilco y al pie del Ajusco (fig. 1.4)², se compone enteramente de depósitos típicos del Terciario Medio. Afloramientos de esta especie aparecen en la parte inferior de las sierras que limitan la cuenta al este y al oeste, así como también en el núcleo de la Sierra de Guadalupe. Se estima que su espesor es mayor de 1500 m, siendo visibles unos 800 m en las bases del Iztaccíhuatl y del Ajusco. Parece que la actividad volcánica decreció a fines del Mioceno y fue seguida por un período de erosión intensa que regularizó el relieve abrupto del terreno, a juzgar por la superficie final que se destaca en la Sierra de las Cruces, a una altura de 1000 m sobre el fondo del valle.

Tanto en la región de Pachuca como en la Sierra de Guadalupe, se inicia en el Plioceno una nueva etapa de actividad volcánica caracterizada por la emisión de grandes masas de lavas ácidas, dacíticas y riolíticas, localizadas hoy en la cima de las sierras, particularmente en el cerro del Chiquihuite, que da el nombre a esta serie; a continuación aparecen los derrames andesíticos de la Sierra Nevada y de las Cruces, cubiertos posteriormente por las lavas de la serie andesítica del Iztaccíhuatl y del Ajusco (fig. 1.4). También pertenecen a este grupo pliocénico, los restos visibles de volcanes compuestos de andesitas oscuras, como los cerros del Peñón de los Baños, El Tigre y las prominencias

² "El subsuelo de la ciudad de México". Marsal, R.J. y Mazari, M. *Parte A, Publicación del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., México 1959.*



SIGNOS CONVENCIONALES







- | | | | |
|---|---------------------------|---|---------------------------------|
|  | < 500 m. s.n. Valle |  | Periferico General de la Cuenca |
|  | 500 a 1000 m. s.n. Valle |  | Periferico de las Subcuencas |
|  | 1000 a 2000 m. s.n. Valle | | Fondo del Valle: 2240 m. s.n.m. |
|  | > 2000 m. s.n. Valle | | |

Fig. 1.4 Mapa orográfico e hidrográfico del Valle de México

del sureste de la Sierra de Guadalupe. Al extinguirse estos volcanes, la actividad se manifiesta en la parte septentrional de la cuenca, en donde potentes derrames de andesitas basálticas (Plioceno Superior) interrumpen toda conexión directa con el norte. Entonces cobra importancia un mecanismo tectónico, aparentemente ligado a la falla Clarión, que disloca la corteza en grandes bloques a lo largo de fracturas dirigidas de NNW a SSE; al mismo tiempo se producen fuertes emisiones de nubes ardientes, cuyos testigos son los depósitos de "piedra cantera" que aparecen rodeando al cerro de El Guajolote, al norte del Santuario de los Remedios.

Hacia el Plioceno Superior, en que predominaba un clima semiárido, lluvias torrenciales erosionaron el relieve abrupto, depositando en los flancos poniente y oriente de la cuenca, extensos abanicos aluviales integrados por fragmentos andesíticos angulosos, arenas y limos, producto de la destrucción de los complejos volcánicos del Terciario Medio y Superior. Esta es la formación que Bryan denominó Tarango, cuya característica descollante es la ausencia de lavas; en consecuencia, se le considera posterior al vulcanismo del Plioceno. Probablemente siguieron desarrollándose abanicos aluviales hasta el Pleistoceno Inferior; en ellos no se han descubierto fósiles.

Nuevos impulsos tectónicos ocurridos en el Pleistoceno, iniciaron un último ciclo de vulcanismo, cuyas manifestaciones aún persisten en nuestros días. Las fracturas por las que surgieron las lavas están orientadas de SW a NE. El clima húmedo y frío de este período y la formación de grandes glaciares en el Iztaccíhuatl y en el Popocatepetl, causaron la destrucción de gran parte de los depósitos de la formación Tarango, labrando profundas barrancas y los dos valles principales que desaguaban, por el sur, en el río Amacuzac. Uno de estos valles, el occidental, tenía sus cabeceras en Pachuca, pasaba por el lugar hoy ocupado por la Ciudad de México y llegaba a Cuernavaca, al oeste de la Sierra de El Tepozteco; el segundo, recorría el pie de la Sierra Nevada,

atravesaba Chalco y Amecameca para alcanzar la cuenca del Alto Amacuzac en Cuautla. Son manifestaciones de la erosión ocurrida en el Pleistoceno, los cañones de Contreras y San Rafael.

Contemporáneamente al desarrollo de la red fluvial antes descrita, se iniciaron las erupciones volcánicas en el norte de la cuenca que cubrieron los valles con gruesas capas de basalto y pómez. Poco a poco la actividad se desplazó hacia el sur, se crearon los cerros de Chiconautla, Chimalhuacán y La Estrella (fig. 1.4), hasta que sobrevinieron las potentes efusiones lávicas del Chichinautzín, de unos 2000 m de espesor, que cerraron el drenaje hacia el sur transformando el Valle de México en cuenca cerrada. A consecuencia de esta obstrucción los depósitos fluviales se acumularon en las barrancas y regularizaron rápidamente la topografía abrupta que se había generado por erosión. A estos depósitos se les denomina serie clástica fluvial y aluvial del Pleistoceno; su rasgo saliente es la gran cantidad de elementos redondeados, incluidos en una matriz arenosa. A continuación ocurre una intensa deposición de cenizas volcánicas transportadas por aire o por corrientes de agua hacia los lagos de las regiones bajas. Según algunos autores (Bryan³, Arellano⁴ y De Terra⁵), a este período que llaman Tacubaya, siguió otro de clima seco (Morales), siendo típicos los suelos cementados con caliche.

Posteriormente, la formación Becerra constituida por estratos de aluvión y polvo volcánico con alto contenido de fósiles. Un nuevo período árido que se manifiesta por las capas y vetas de caliche (Barrilaco) precede a la formación Totoltsingo integrada por tierras de color café y negro que tienen materia orgánica en cantidad apreciable, y a la época Arqueológica, subdividida en

³ "Los suelos complejos y fósiles de la altiplanicie de México en relación a los cambios climáticos." K. Bryan. *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana*, tomo 13. 1948.

⁴ "La composición de las rocas volcánicas en la parte sur de la Cuenca de México." A.R.V. Arellano. *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana*, tomo 13. 1948.

⁵ "Historia del Valle de México en las postrimerías del cuaternario en relación con el hombre prehistórico." H. de Terra. *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana*, tomo 13. 1948.

Zacatecano y Azteca, en la que los suelos arenosos encierran un gran número de tepalcates, testigos de las diferentes culturas que se desarrollaron en el valle. Sears y Clisby hicieron recientemente una interpretación paleo-climática de pólenes fósiles extraídos de la Alameda Central de la ciudad, y calculan que los depósitos hasta una profundidad de 70 m corresponden al Wisconsiniano. Sólo en los depósitos de la formación Becerra se han encontrado huesos de mamíferos del Pleistoceno Superior y los restos del hombre de Tepexpan. Las últimas manifestaciones de vulcanismo son las de Xitle, al pie del Ajusco, que apareció hace 2400 años aproximadamente, y la erupción del Popocatepetl en 1920.

1.2 Zonificación geotécnica del subsuelo del Valle de México

Mediante exploraciones recientes, efectuadas en su mayoría con objeto de determinar las cimentaciones de estructuras dentro de la Ciudad de México, se ha logrado una información bastante precisa de las características estratigráficas y mecánicas que presenta el subsuelo en el área urbana. Con estos datos, se ha zonificado el área atendiendo principalmente a las propiedades físicas de los materiales que se encontraron en los sondeos perforados que alcanzaron una profundidad de 100 m en algunos puntos.

Como se vio anteriormente, parte de la ciudad está asentada en las faldas de la serranía de las Cruces, formadas por terrenos compactos, areno-limosos con alto contenido de grava unas veces, y otras, por tobas pumíticas bien cementadas; al sur, la urbe invade el derrame basáltico de El Pedregal. Esta zona que por su altitud relativa se denomina zona de las *Lomas*, presenta generalmente condiciones favorables para cimentar estructuras; la capacidad de carga del terreno es elevada y no existen capas de arcilla compresibles que puedan ser causa de asentamientos diferenciales de gran magnitud. Sin

embargo, debido a la explotación de minas de arena y grava, muchos predios están cruzados por galerías, a diferentes profundidades, las cuales suelen tener un desarrollo muy caprichoso. La localización de dichas galerías puede resultar difícil, porque muchas de ellas, a causa de derrumbes, están rellenas con material arenoso suelto. Los límites de esta zona de las *Lomas* que incluye a El Pedregal, aparecen indicados en la figura 1.5². Otro problema que puede ser característico de esta zona, es la existencia de depósitos eólicos de arena fina y uniforme, hacia el norte de la ciudad, particularmente en las laderas de la Sierra de Guadalupe (fig. 1.4).

Entre las serranías del poniente y el fondo del lago de Texcoco, se presenta una zona de *Transición*, en donde las condiciones estratigráficas del subsuelo varían en forma extraordinaria de un punto a otro del área urbanizada. En general, se tienen superficialmente los depósitos arcillosos o limosos orgánicos de la formación Becerra, cubriendo a estratos de arcilla volcánica muy compresibles y de espesores variables, intercalados con capas de arena limosa compacta o arena limpia, los cuales descansan sobre potentes mantos en los que el material predominante es la grava y la arena, podemos decir que el espesor de suelo compresible es menor de 20 m de profundidad.

Los problemas de capacidad de carga y de asentamientos diferenciales pueden ser muy críticos, sobretudo en construcciones extensas sujetas a condiciones de carga disparejas, esto es frecuente en construcciones industriales; lo anterior es debido a que se pueden encontrar lentes de arena resistente a diferentes profundidades y los espesores de arcilla compresible tienen espesores variables.

Las fronteras interiores de la zona de *Transición*, se han fijado tomando como base la formación típica de la parte centro y oriente de la ciudad construida sobre el fondo del lago de Texcoco, esta se denomina zona del *Lago*. Un

sondeo en ella, exhibe 5 estratos principales, que a continuación se mencionan y que serán descritos en forma más detallada en el subcapítulo 1.3.

- 1.- Depósitos areno-arcillosos o limosos o bien rellenos artificiales de hasta 10 m de espesor.
- 2.- Arcillas volcánicas extraordinariamente compresibles, de variados colores y consistencias comprendidas entre blanda y media, intercaladas con pequeñas capas o lentes de arena.
- 3.- La primera capa dura, constituida por suelos arcillo o limo-arenosos, compactos y rígidos.
- 4.- Arcillas volcánicas de características semejantes a las de la formación superior, aunque más comprimidas y resistentes.
- 5.- Depósitos de arena con grava, separados por estratos de limo o arcilla arenosa. En algunos lugares, se ha encontrado una tercera formación compresible integrada por arcillas volcánicas.

La estratigrafía de esta zona puede sufrir variaciones importantes (fig. 1.6)². Entre las causas principales de estas diferencias debe citarse a la historia de las cargas aplicadas en la superficie del terreno, particularmente, en la zona ocupada por los monumentos Aztecas y de la Colonia; un caso excepcional es el que se muestra en el sondeo Pc4, realizado en el Palacio Nacional, donde la formación arcillosa superior se ha comprimido de tal manera que su espesor actual es de sólo 20 m. Las exploraciones Pc1 y Pc2 son representativas de las regiones poco sobrecargadas de la ciudad, mientras que el Pc3, corresponde a la parte céntrica de la misma. Atendiendo a esas razones, se ha subdividido tentativamente la zona del lago en tres regiones, las cuales aparecen señaladas en la figura 1.5 y también se explicarán en el subcapítulo 1.3.

En algunos cortes estratigráficos bajo el área urbanizada, según dos ejes normales con direcciones NS y WE que se cruzan en el monumento a Colón, dibujados en la figura 1.7², nos dan una idea aproximada de la disposición de los estratos principales ya descritos.

a. Sondeos en la zona "virgen"

b. Sondeos en la zona densamente edificada

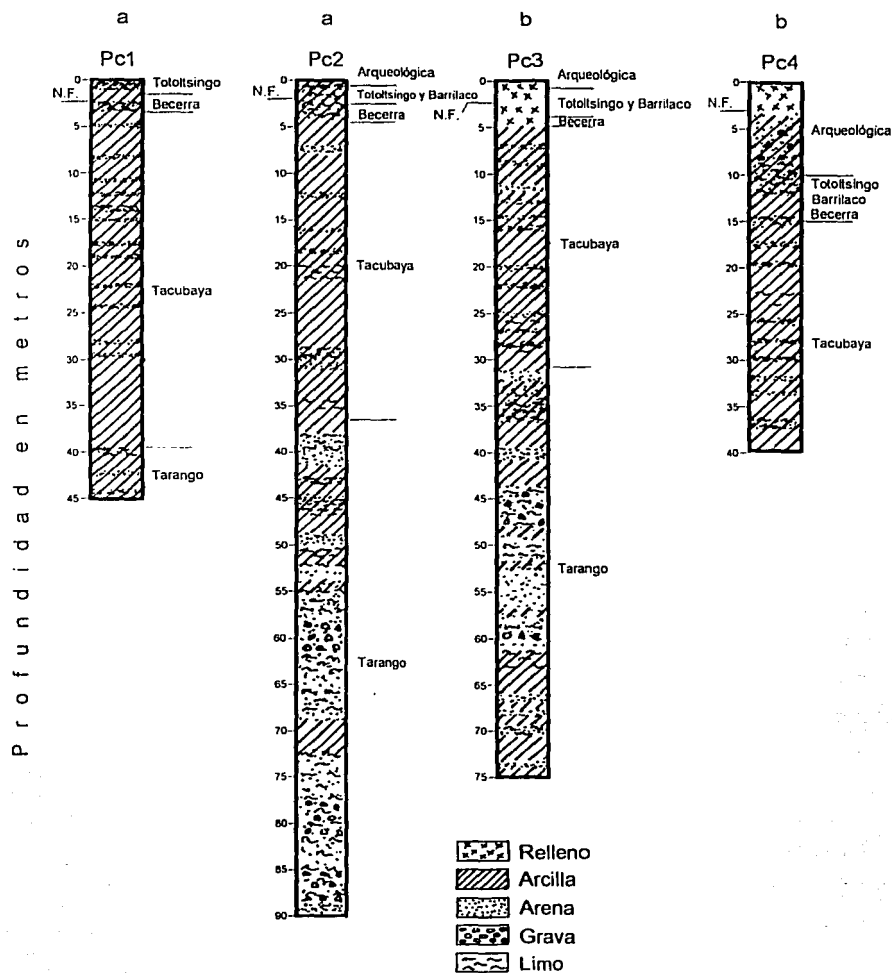


Fig. 1.6 Estratigrafía de la zona del lago

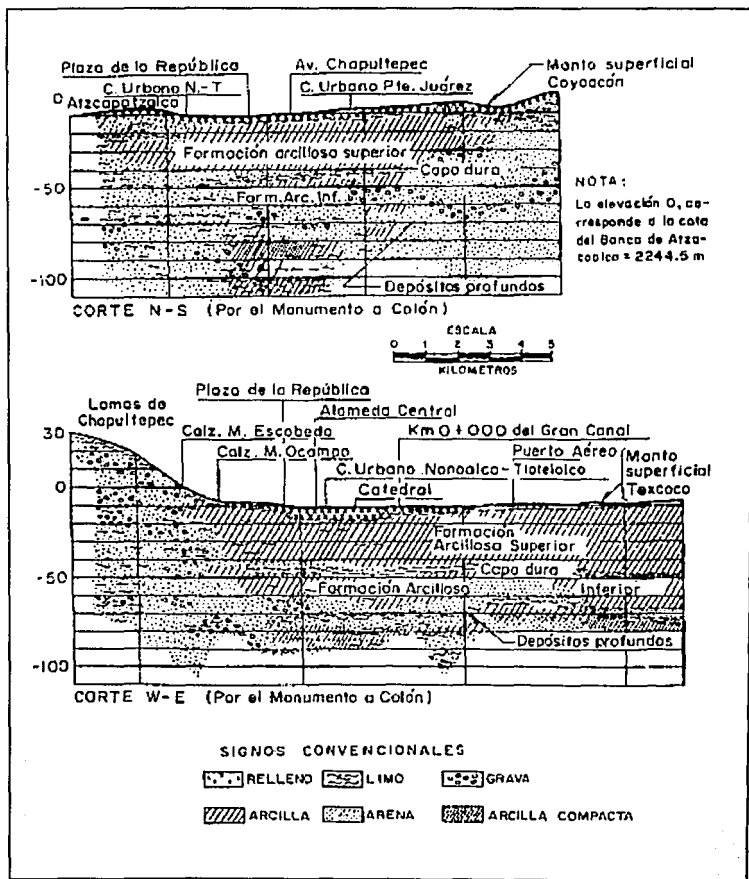


Fig. 1.7 Cortes estratigráficos

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Al oeste, afloran los depósitos clásticos aluviales de la formación Tarango, los que con una pronunciada pendiente penetran profundamente hacia el centro de la ciudad y quedan fuera del alcance de los sondeos realizados en el fondo del lago de Texcoco. Estos restos de los abanicos aluviales están cubiertos por las gravas y arenas del Pleistoceno Superior y los estratos compresibles constituidos por las cenizas volcánicas sedimentadas en agua tranquila, cuyo espesor aumenta apreciablemente hacia el oriente del valle. Tanto al norte como al sur del área urbana, según muestra la figura 1.7, los mantos de arcilla blanda y extraordinariamente plástica se reducen de espesor, descubriéndose en la zona de El Pedregal los depósitos arenosos del Pleistoceno Superior y los derrames de lava basáltica que arrojó el Xitle hace 500 años antes de la era cristiana, aproximadamente.

1.3 Características estratigráficas de la Zona del Lago

Dentro de la *Zona del Lago* podemos identificar 5 formaciones principales las cuales se describirán a continuación partiendo de la superficie.

1) Costra Superficial (CS). Este estrato está integrado por tres substratos, que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo y se encuentran preconsolidados principalmente por desecación:

- Relleno artificial (RA). Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico de espesor variable.
- Relleno blando (SB). Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.
- Costra seca (SS). Se formó como consecuencia de una disminución del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.

2) **Serie Arcillosa Lacustre Superior.** El perfil estratigráfico de los suelos del lago, entre la superficie y la llamada Capa Dura, es muy uniforme; se pueden identificar cuatro estratos principales (costra superficial, arcillas preconsolidadas superficiales, arcillas normalmente consolidadas y arcillas preconsolidadas profundas), acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios (capas de secado solar, lentes de arena volcánica y lentes de vidrio volcánico). A esta parte se le identificará como Serie Arcillosa Lacustre Superior y tiene un espesor que varía entre 25 y 50 m aproximadamente.

En la figura 1.8⁶ se ilustran dos ejemplos de la identificación de estos estratos, excepto los preconsolidados profundos, en dos sitios con diferente nivel de preconsolidación. A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa.

- Arcilla preconsolidada superficial (PCS). En este estrato superficial, las sobrecargas y rellenos provocaron un proceso de consolidación que transformó a los suelos normalmente consolidados en preconsolidados, localizados por debajo de la Costra Superficial CS.
- Arcilla normalmente consolidada (NC). Se localiza por debajo de la profundidad en la que es afectada por las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo, abajo indicados. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, porque aún estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.
- Arcilla preconsolidada profunda (PCP). El bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.

⁶ "Características geológicas y geotécnicas del Valle de México". Mooser, Támez, et. al. *COVITUR. México 1986.*

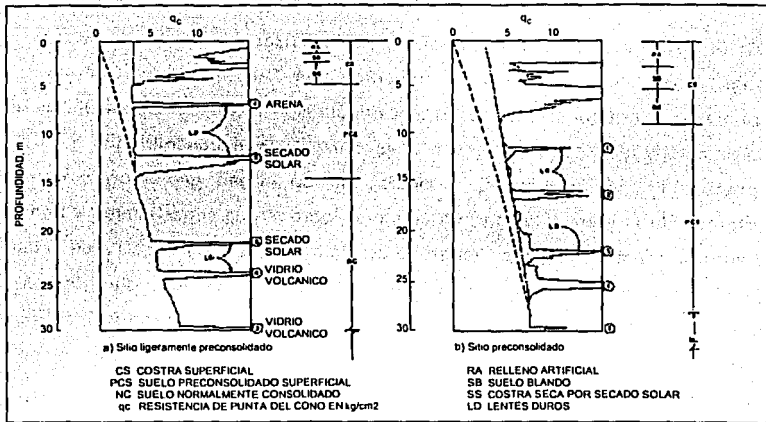


Fig. 1.8 Perfiles tipo de los suelos de la zona del lago, en función de la resistencia al corte determinada con cono

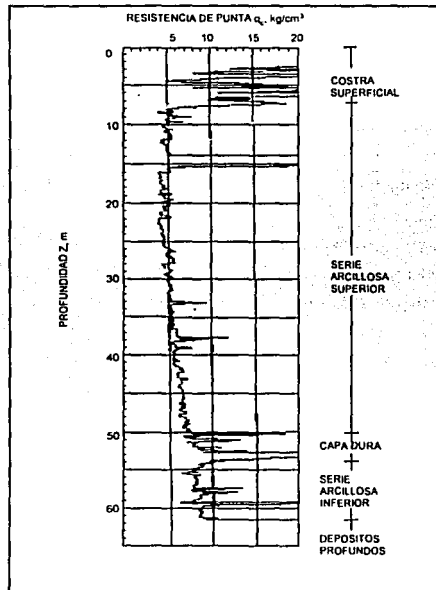


Fig. 1.9 Sondeo de cono eléctrico en la zona del lago

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

- Lentes duros (LD). Los estratos de arcilla están interrumpidos por lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio (pómez) volcánicos; estos lentes se utilizan como "marcadores" de la estratigrafía.

3) **Capa Dura.** La Capa Dura es un depósito de limo arenoso con algo de arcilla y ocasionales gravas, con una cementación muy heterogénea; su espesor es variable, desde casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos cinco metros en lo que fueron orillas del lago.

4) **Serie Arcillosa Lacustre Inferior.** Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la Serie Arcillosa Superior; el espesor de este estrato es de unos 15 m al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas. La información disponible de este estrato es muy reducida como para intentar una descripción más completa.

5) **Depósitos Profundos.** Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio; la parte superior de estos depósitos, de unos cinco metros, está más endurecida, abajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

Por otra parte, esta zona que se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad (fig. 1.9)⁶, subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas.

En investigaciones más recientes se han encontrado depósitos lacustres más profundos, algunos investigadores indican la existencia de un tercer lago.

Por ello, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de 2 factores independientes: a) el espesor y propiedades de la costra superficial y b) la consolidación inducida en cada sitio.

Lago Virgen

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo. La estratigrafía típica de la subzona Lago Virgen arriba de la Capa Dura se ilustra en la figura 1.10⁶; en la tabla 1 se presentan las propiedades medias de los estratos de suelo de esta zona.

Lago Centro I

Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló desde principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre Lago Virgen y Lago Centro II.

Las características estratigráficas propias de esta subzona se presentan en la tabla 2, y en la figura 1.11⁶ la resistencia del cono eléctrico de la Serie Arcillosa Superior; es interesante comparar esta figura con la figura 1.10, para observar el incremento de resistencia originado por las sobrecargas.

RESISTENCIA DE PUNTA qc kg/cm2

RESISTENCIA DE PUNTA qc kg/cm2

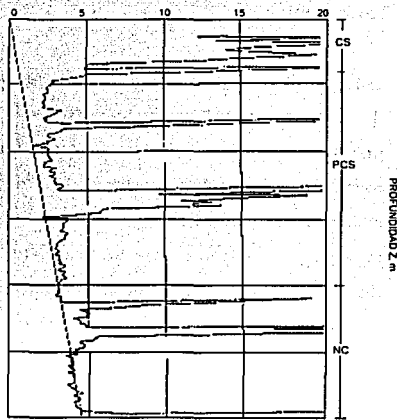
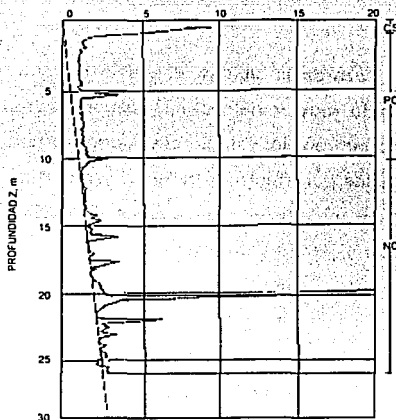


Fig. 1.10 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Virgen

Fig. 1.11 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro

TABLA 1. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

Estrato*	Espesor, en m	γ , en ton/m ³	c, en ton/m ²	ϕ , en Grados
Costra superficial	1,0 a 2,5	1,4	1,0	20
Serie arcillosa superior	39 a 40	1,16	0,8 a 1,0	-
Capa dura**	1 a 2	-	0 a 10	25 a 35
Serie arcillosa inferior	15 a 30	1,25	3 a 4	-

* En orden de aparición a partir de la superficie.

** La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

TABLA 2. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO I

Estrato*	Espesor, En m	γ , en ton/m ³	c, en ton/m ²	ϕ , en Grados
Costra superficial	4 a 6	1,6	4	25
Serie arcillosa superior	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 inferior	8 a 10	1,3 a 1,35	5 a 8	-

* En orden de aparición a partir de la superficie.

** La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

Lago Centro II

Esta subzona corresponde con la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas: a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos períodos de tiempo y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcillas por efecto de la consolidación inducida, como se observa en la figura 1.12⁶, que conviene comparar con las dos anteriores; en la tabla 3 se resume la estratigrafía característica de esta subzona.

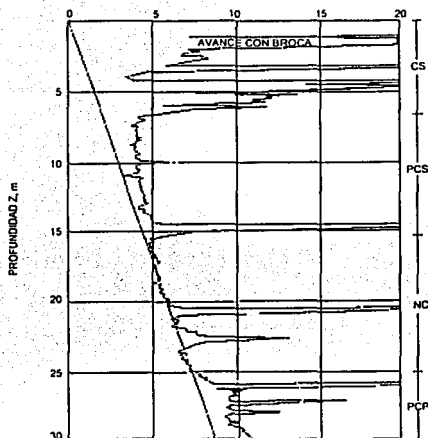
RESISTENCIA DE PUNTA q_c kg/cm²

Fig. 1.12 Sondaje de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro II

TABLA 3. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

Estrato*	Espesor, en m	γ , en ton/m ³	c, en ton/m ²	ϕ , en Grados
Costra superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 25	1.3	3	-
Capa dura**	3 a 6	1.5 a 1.8	0 a 10	25 a 35
Serie arcillosa inferior	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	-

* En orden de aparición a partir de la superficie.

** La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

CAPÍTULO 2

INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO Y PRUEBAS DE LABORATORIO

Antes de construir cualquier obra de ingeniería es necesaria la investigación de las características estratigráficas y físicas de los depósitos del subsuelo bajo el sitio propuesto, con objeto de poder establecer la cimentación más adecuada para la estructura, la cual sea capaz de soportarla adecuadamente y esperar un buen comportamiento, es decir que no sufra hundimientos ni mayores ni diferenciales a los admisibles para su correcto funcionamiento.

La investigación del subsuelo constituye una de las primeras etapas del estudio geotécnico de un sitio, que se realiza para definir la cimentación más apropiada para una obra determinada y para efectuar un diseño adecuado, además de que resulte económica y factible en su construcción. Por lo general, esta investigación se lleva a cabo después de estudiar la información del subsuelo existente en archivos y documentos disponibles de los alrededores del sitio en estudio y de realizar un reconocimiento preliminar del terreno.

Para conocer los depósitos del subsuelo y sus características se realizan sondeos, que pueden ser de varios tipos y los cuales se describen en este capítulo. Las profundidades de los sondeos dependerán del tipo de estructura que se pretenda construir y de la información geotécnica que se tenga de la zona. Posteriormente, en el laboratorio de mecánica de suelos es en donde las muestras de suelo obtenidas durante la investigación del subsuelo son sometidas a diferentes ensayos para determinar sus propiedades índice y

mecánicas y obtener los parámetros que se requieren para el diseño y construcción de cimentaciones.

Así pues, en este capítulo se presentan las diferentes técnicas y procedimientos para la exploración del subsuelo y los ensayos de laboratorio realizados a las muestras para la determinación de sus propiedades.

2.1 Sondeos

Se puede definir como un sondeo a la perforación realizada para la obtención de muestras de suelo a diversas profundidades y en los sitios de interés para posteriormente efectuarles ensayos de laboratorio. Los sondeos en la práctica se llevan a cabo mediante diferentes técnicas de perforación cuya selección depende del tipo de suelo a conocer, del tipo de muestreo obtenido, del diámetro de la perforación empleado, de la profundidad de exploración y de la localización del sitio.

En la actualidad existen varios tipos de sondeos, a continuación se describen algunos de los más empleados.

2.1.1 Pozos a cielo abierto

Siempre que pueda practicarse este método de exploración, debe considerarse como el mejor, ya que con el se pueden observar directamente las diferentes características del suelo a las diferentes profundidades.

Los pozos a cielo abierto por lo general en planta son rectangulares (de 1.2 m x 1.5 m) y su profundidad puede llegar hasta 5 m como

máximo, dicha profundidad está limitada sobretodo por la presencia del nivel freático, al tipo de materiales y a la estabilidad de sus paredes.

Se realizan comúnmente con herramienta manual a base de pico y pala en suelos poco resistentes y con cuña y marro en suelos muy resistentes.

Las muestras de suelo que se obtengan de los pozos a cielo abierto podrán ser alteradas o inalteradas; en el primer caso se toma una porción de suelo de los distintos estratos de interés, se colocan en bolsas y se envían al laboratorio para su análisis. Las extracción de muestras inalteradas consisten en el labrado de pequeños cubos de suelo de aproximadamente 20 cm por lado y con el objeto de protegerlas para su traslado, se cubren con una mezcla de parafina y brea colocadas sobre una manta de cielo o algún otro material (PVC) para evitar la pérdida de humedad. A estas muestras se les puede practicar pruebas mecánicas tanto de resistencia como de deformabilidad. Además el personal especializado puede determinar la estratigrafía del subsuelo mediante la inspección de sus paredes mediante el empleo de técnicas de clasificación visual y al tacto del SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

2.1.2 Sondeos con palas posteadoras

Este método es el más sencillo para efectuar un sondeo. En la figura 2.1 se muestra esta herramienta. Su funcionamiento es simple: 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 le añaden tramos conforme se profundiza el sondeo.

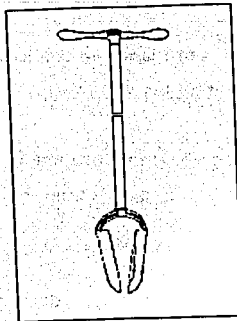


Fig. 2.1 Pala posteadora

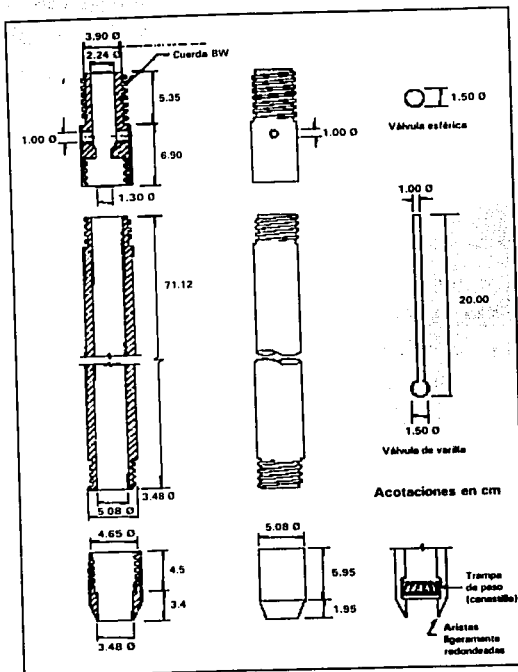


Fig. 2.2 Penetrómetro estándar

En caso de que el sondeo no sea estable puede recurrirse al uso de ademe. El ademe es un tubo metálico o de plástico con un diámetro ligeramente menor que el de la perforación, aunque no puede ser muy conveniente por las molestias debidas a la extracción de la herramienta mientras se hinca el ademe. De ahí que su uso sea escaso en materiales que requieran soporte lateral.

Las palas posteadoras son herramientas que extraen muestras de suelo completamente alteradas, que son representativas de los materiales del subsuelo así como de su contenido medio de agua y a su clasificación, por lo menos en suelos plásticos. En México es muy frecuente su uso.

2.1.3 Prueba de penetración estándar

Este tipo de exploración es el más utilizado en México. Consiste en hincar dentro del terreno un muestreador como el que se indica en la figura 2.2, por medio de golpes que le proporciona un martinete de 63.5 kg. de peso que cae desde una altura de 76 cm.

La prueba de penetración estándar se realiza a cada 60 cm y la resistencia del terreno se interpreta mediante el número de golpes necesarios para avanzar 30 cm intermedios. Las muestras obtenidas son de tipo alterado y nos permite conocer sus propiedades índice. Con este método pueden llegar a explorarse profundidades hasta de 100 m.

Habrà ocasiones en las que se requiera estabilizar las paredes de la perforación para lo cual se puede utilizar ademe o lodo bentonítico.

El lodo bentonítico es una mezcla de agua y bentonita (arcilla) que se coloca dentro de la perforación y forma una costra que mantiene estables las paredes.

En suelos friccionantes la prueba permite conocer la compacidad del manto y su ángulo de fricción interna (ϕ), que es la característica fundamental de su comportamiento mecánico; también la prueba muestra que a un número de golpes corresponden diferentes compacidades relativas, según la presión vertical que actúa sobre la arena (figs. 2.3a y 2.3b).

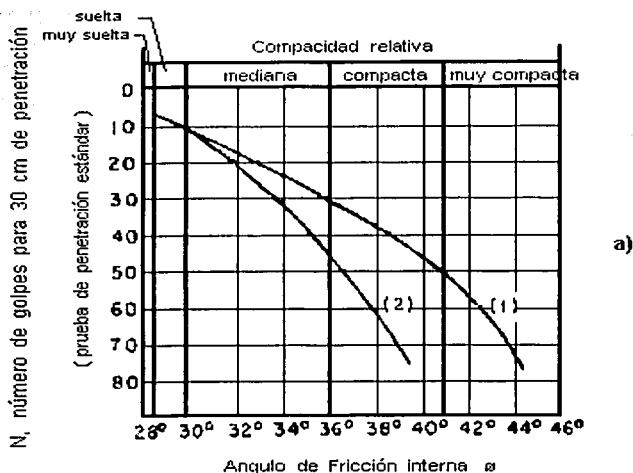
En suelos cohesivos nos da una idea aproximada de su resistencia en compresión simple como se indica en la tabla 4.

TABLA 4

CONSISTENCIA	Nº DE GOLPES (N)	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE, q_u (kg/cm^2)
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2 - 4	0.25 - 0.50
Medía	4 - 8	0.50 - 1.00
Firme	8 - 15	1.00 - 2.00
Muy firme	15 - 30	2.00 - 4.00
Dura	> 30	> 4.00

2.1.4 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



- (1) Relación para arenas de grano angular o redondeado de mediano a grueso.
 (2) Relación para arenas finas y para arenas limosas.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

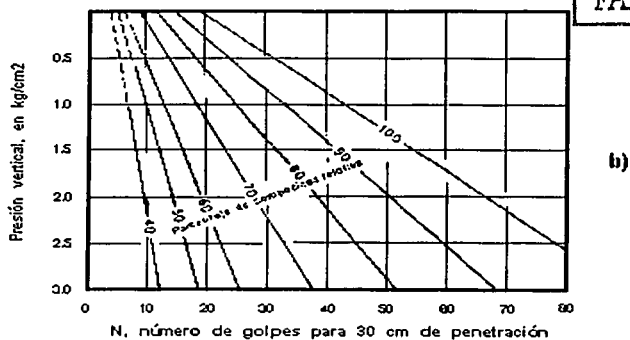


Fig. 2.3 a) Relación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas.
 b) Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compactación relativa para arenas.

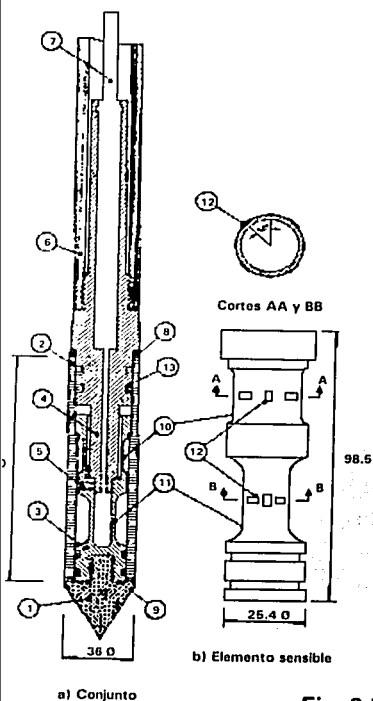
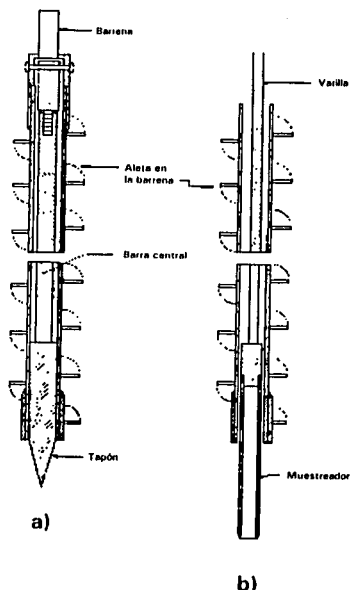
sondeos se hinca una barrena provista de aspas helicoidales continuas con vástago hueco que permite la introducción de las herramientas muestreadoras. Así, a la vez que la barrena avanza, sirve como ademe para la perforación misma. En el extremo inferior la barrena está provista de un tapón unido a una 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 (fig. 2.4). En suelos cohesivos no es necesario el tapón ya que al introducirse la barrena el suelo irá formando un tapón al entrar el material unos 10 ó 15 cm dentro de esta.

En suelos friccionantes abajo del nivel de aguas freáticas 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 haya bajo el vástago se altera a tal grado de que no serán tan 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 correspondiente al 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.

Fig. 2.4 Barrena de vástago hueco

- a) Barrena ciega para avanzar.
 b) Barrena después de haber quitado el tapón y de insertar el muestreador.



- 1 Cono (60°, Ø 36 mm, 10.18 cm²)
- 2 Funda de fricción (Ø 36 mm, 147.02 cm²)
- 3 Elemento sensible (bronce SAE - 64)
- 4 Pieza de empuje
- 5 Perno de sujeción (3 @ 120°)
- 6 Cople conector a la tubería EW
- 7 Cable conductor blindado de 8 hilos
- 8 Sello de silicon blando
- 9 Roldana de bronce
- 10 Celda de fricción
- 11 Celda de punta
- 12 Deformímetros eléctricos
- 13 Aro - sello

Dimensiones en mm

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. 2.5 Corte transversal del penetrómetro eléctrico

2.1.5 Sondeos con cono eléctrico

El penetrómetro cónico de tipo eléctrico se hinc a presión con ayuda de un sistema de carga hidráulica y se empuja por medio de una columna compuesta por una serie de barras de acero de 3.6 cm de diámetro exterior, dentro de este se encuentra el cable que lleva la señal a la superficie hasta llegar al aparato receptor, el cual transforma dicha señal en una impresión numérica o directamente a una gráfica, la velocidad de hincado se recomienda que sea de 1 a 2 cm/seg \pm 25% manteniéndola constante para evitar que se acelere al cruzar una capa semidura o dura (para las arcillas del centro de la ciudad de México se recomienda una velocidad de 1 cm/seg).

Dentro del penetrómetro se tiene instalada una celda de carga de 2.54 cm de diámetro y 9.85 cm de longitud, esta consta de dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos (strain gages), esto permite medir simultáneamente las fuerzas que se necesitan tanto para el hincado de la punta cónica como la funda cilíndrica de fricción; usualmente trabaja para una capacidad de carga de 2 toneladas con resolución de \pm 1 kg, pero puede llegar a alcanzar una capacidad hasta de 5 toneladas con resolución de \pm 2 kg cuando se trate de suelos duros.

Este tipo de penetrómetro (fig. 2.5) permite detectar con precisión los cambios estratigráficos utilizando como indicador la variación de la resistencia de punta, así mismo puede identificar los suelos de manera indirecta mediante correlaciones empíricas.

2.2 Muestreo del suelo

Para obtener en el laboratorio resultados confiables es preciso cubrir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible: la obtención de muestras de suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas.

El muestreo debe cumplir los requerimientos impuestos por el programa de pruebas de laboratorio y, a su vez, el programa de pruebas debe establecerse de acuerdo a los problemas que se suponga puedan resultar del suelo presente en cada obra, el cual no puede conocerse sin efectuar previamente el correspondiente muestreo.

2.2.1 Tipos de muestras

Dependiendo del tipo de exploración que se haya realizado se obtendrán dos tipos de muestras principalmente: alteradas e inalteradas.

Las primeras son aquellas que conservan sus propiedades índice, entre ellas se encuentran la humedad, plasticidad y granulometría; mientras que las segundas son aquellas que conservan la estructura que el suelo tiene en el sitio y por lo tanto todas sus propiedades (se considera que no cambian al extraerse), en estas pueden realizarse pruebas mecánicas como son, ensayos de permeabilidad, consolidación y la resistencia al esfuerzo cortante.

2.2.2 Muestreadores

Para obtener muestras del suelo recurrimos a los muestreadores, que son dispositivos formados por un tubo cilíndrico de extremos abiertos y que dependiendo del tipo de suelo que se vaya a muestrear podemos disponer de alguno en específico.

a) Muestreador Shelby

El tubo de acero o latón de pared delgada o Shelby es el muestreador más empleado para la obtención de muestras inalteradas en suelos muy blandos a firmes. Es un tubo liso terminado en forma afilada o dentada para poder penetrar y cortar el suelo fácilmente y unido en su parte superior a una cabeza muestreadora montada al final de la tubería de perforación con el que se hinca el muestreador desde la superficie.

En la figura 2.6 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 es 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 30 segundos para que la muestra se expanda en su interior y aumente su adherencia para que no se salga, después se corta la base de la muestra girando dos vueltas el muestreador y se lleva a la superficie donde se clasifica la muestra y se protege contra pérdidas de humedad.

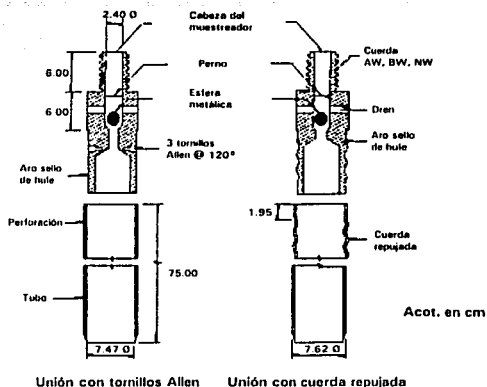
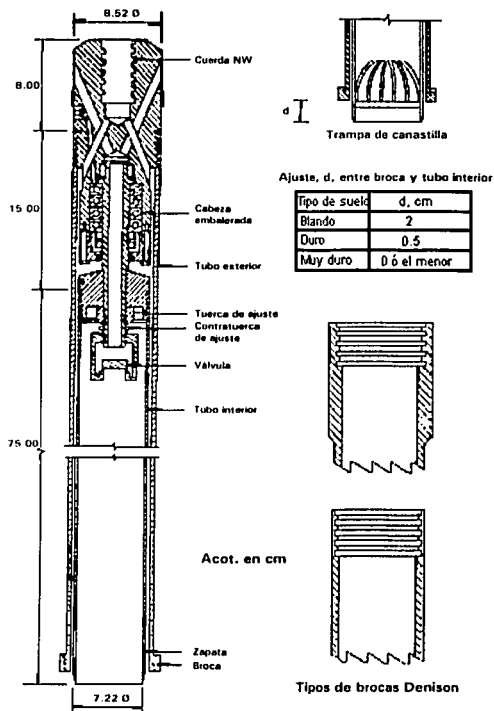


Fig. 2.6 Muestreador Shelby



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. 2.7 Muestreador Denison

b) 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 alrededor de la tubería. Este muestreo requiere un fluido de perforación que se hace circular entre ambos tubos.

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 hinque 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 periférico.

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 (fig. 2.7) antes que la broca. Una vez hincado el muestreador se deja también un lapso de 30 segundos 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 2.7 se muestran los tipos más usuales.

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

c) 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 la inferior soporta al 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 2.8 se presenta un corte de este muestreador con unión tubo-cabeza con tornillo 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 (fig. 2.9) que impide 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.

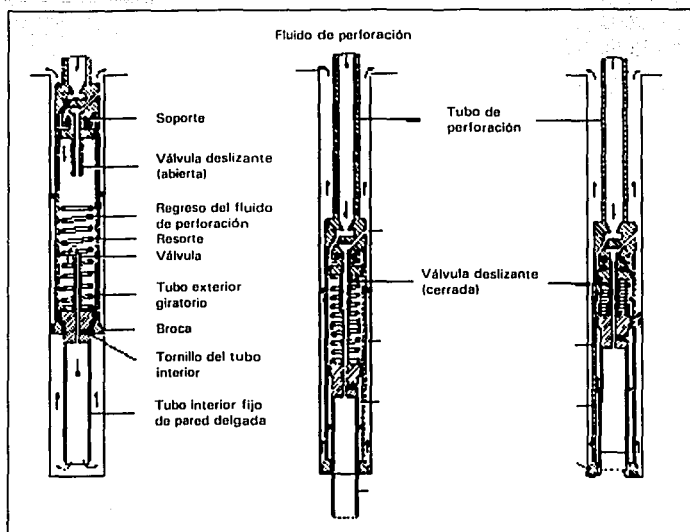


Fig. 2.8 Muestreador Pitcher

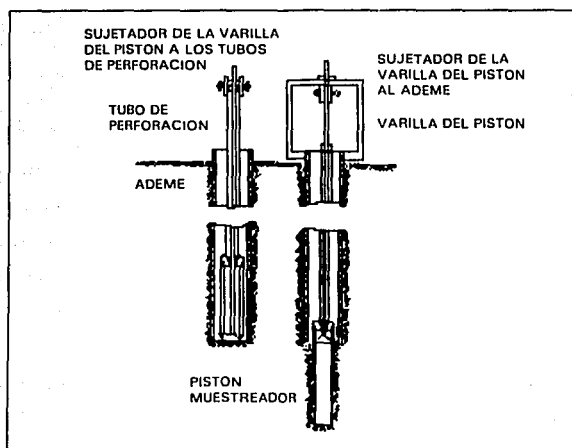


Fig. 2.9 Muestreador de pistón

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 brocas de diamantes o del tipo cáliz. Las brocas de diamante 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 produzcan 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 2.10 se ilustra un muestreador de este tipo.

2.3 Piezometría

Un cambio de presión de agua o de poro "in situ" inducirá cambios opuestos en los valores del esfuerzo efectivo, modificándose la resistencia al corte del suelo y también en las presiones de

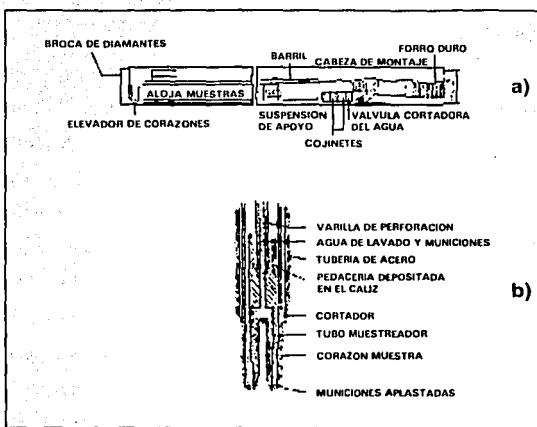


Fig. 2.10 a) Muestreador para broca de diamante
b) Muestreador tipo cáliz

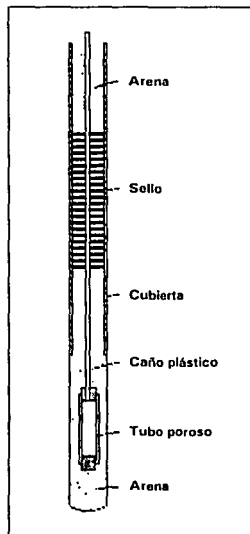


Fig. 2.11 Piezómetro de Casagrande

preconsolidación. La determinación de las presiones de poro "in situ" es un aspecto básico en la mecánica de suelos.

Estas presiones hidráulicas pueden 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, es decir, se tiene un abatimiento o pérdida de presión.

En estos casos la diferencia de presiones estará dada por el desnivel observado en la columna de agua. Todos los piezómetros necesitan que se produzca un pequeño flujo de agua en su interior para poder registrar la verdadera presión del agua. El tiempo que necesita un piezómetro para llegar a la verdadera presión se denomina tiempo de respuesta, el cual depende de la cantidad de flujo que necesita el piezómetro para su funcionamiento y de la permeabilidad del suelo en el sitio. Para medir la presión intersticial de una manera eficiente y confiable, el piezómetro debe funcionar con un flujo mínimo y debe de tener un tiempo de respuesta tan corto como sea posible.

El piezómetro más simple es el piezómetro de tubo abierto tipo Casagrande, que está constituido por un tubo con sección perforada en el

extremo inferior, o también por un tubo conectado con un elemento poroso. La parte de la perforación donde se encuentra la sección perforada o el elemento poroso se llena con arena o grava fina y se sella a un nivel apropiado. El extremo superior del tubo que forma el piezómetro debe ser accesible si se requiere determinar el nivel de agua mediante una plomada y si se sella con un tapón, debe permitirse ventilación para lograr el equilibrio de presiones. En la figura 2.11 se muestra un piezómetro de tubo abierto tipo Casagrande. También existe el piezómetro hidráulico para perforaciones y el piezómetro hidráulico para terraplenes, el primero se utiliza en suelos con una permeabilidad relativamente baja, en los cuales el tiempo de respuesta es bastante largo.

2.4 Determinación de las propiedades índice y mecánicas de los suelos en laboratorio

Como se mencionó anteriormente, es en el laboratorio de mecánica de suelos en donde las muestras de suelo obtenidas de los sondeos se someterán a diferentes ensayos para determinar las propiedades índice y mecánicas y así poder estimar su comportamiento en general.

A continuación se presentan los trabajos que más se llevan a cabo en el laboratorio para la determinación de sus propiedades:

2.4.1 Propiedades índice

Dentro de la mecánica de suelos, así como en otras áreas de la Ingeniería Civil, existen relaciones tan importantes que pueden convertirse en definiciones, aún a pesar de que estas se expresen en forma de fórmulas matemáticas. A continuación se presentarán las

relaciones volumétrico-gravimétricas fundamentales de los suelos, las cuales relacionan el peso de las fases de estos con sus correspondientes volúmenes.

La figura 2.12 representa de manera esquemática las proporciones en volumen y en masa de las fases que constituyen a una muestra de suelo.

a) Contenido de agua (w)

Se define como contenido de agua del suelo a la relación entre el peso del agua contenida en una muestra de él y el peso de los sólidos del suelo de la misma.

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

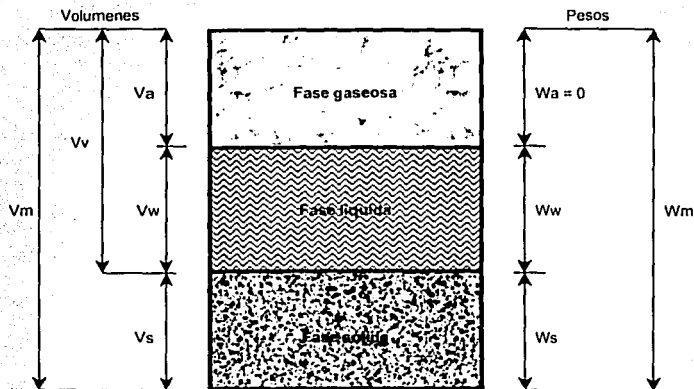
donde: w = Contenido de agua (%) (adimensional)

W_w = Peso de la fase líquida de la muestra (peso del agua)

W_s = Peso de la fase sólida de la muestra (peso de los sólidos)

Obtención del contenido de agua en el laboratorio

- Se pesa la muestra (W_m)
- Se seca la muestra en un horno a 100°C de 18 a 24 hrs
- Se pesa la muestra seca (W_s)
- Se calcula la diferencia entre los pesos húmedo y seco ($W_m - W_s$)
- La diferencia dará el peso del agua que tenía el material (W_w)
- Se divide el peso del agua entre el peso de los sólidos (W_w/W_s)
- Del cociente se obtiene el contenido de agua (w) y se expresa en %



- V_m = Volumen total de la muestra de suelo (volumen de la masa)
- V_s = Volumen de la fase sólida de la muestra (volumen de sólidos)
- V_v = Volumen de los vacíos de la muestra de suelo (volumen de vacíos)
- V_w = Volumen de la fase líquida contenida en la muestra (volumen de agua)
- V_a = Volumen de la fase gaseosa de la muestra (volumen de aire)
- W_m = Peso total de la muestra de suelo (peso de la masa)
- W_s = Peso de la fase sólida de la muestra de suelo (peso de los sólidos)
- W_w = Peso de la fase líquida de la muestra (peso del agua)
- W_a = Peso de la fase gaseosa de la muestra, convencionalmente considerado como nulo en mecánica de suelos

Fig. 2.12 Representación esquemática de las fases que constituyen un elemento de suelo

En la práctica se presentan valores muy variables, pero de acuerdo al contenido de agua nos da una idea general del comportamiento mecánico del suelo.

b) Densidad de sólidos (peso específico relativo de los sólidos) (S_s)

Se define como la relación entre el peso volumétrico de los sólidos, que constituyen las partículas de suelo y el peso volumétrico del agua destilada a 4°C a la presión atmosférica al nivel del mar.

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s V_{A T}}{V_s \gamma_o}$$

- donde: S_s = Densidad de sólidos (adimensional)
 γ_s = Peso específico de la fase sólida del suelo
 γ_o = Peso específico del agua destilada a 4°C
 W_s = Peso de la fase sólida de la muestra (peso de los sólidos)
 V_s = Volumen de la fase sólida de la muestra (volumen de sólidos)

Obtención del peso específico de los sólidos en el laboratorio

- Se tiene un matraz graduado y calibrado para las diferentes temperaturas. La calibración del matraz se explica más adelante
- Se toman 50 gms aproximadamente de material que pasó la malla # 4
- Se ponen alrededor de 300 ml de agua en el matraz calibrado y se vacía en él el material
- Se aplica vacío al matraz para extraer el aire disuelto, se aumenta la temperatura para aligerar el proceso
- Se le añade agua hasta 2 cm abajo de la marca de aforo
- Se agita el matraz y se obtiene la temperatura a tres diferentes puntos y se obtiene la temperatura media
- Se agrega agua hasta la marca de aforo y se limpia el cuello y el exterior del matraz

- Se pesa el matraz con agua y suelo obteniéndose W_{mws}
- Se obtiene el peso del matraz con agua de la curva de calibración con la temperatura media determinada W_{mw}
- Se obtiene el peso específico relativo de los sólidos:

$$S_s = \frac{W'_s}{(W'_s + W_{mw} - W_{mws})}$$

En la tabla 5 se muestran los valores de la densidad de sólidos de algunos suelos comunes.

TABLA 5

<i>SUELO</i>	S_s
Arena	2.5 - 2.8
Grava	2.8 - 3.0
Limo	2.4 - 2.7
Arcillas	2.5 - 2.8
Arcillas volcánicas (Valle de México)	2.0 - 2.4
Suelos orgánicos	1.7 - 1.9

Calibración del matraz

El peso del agua que un matraz puede contener varía con la temperatura; esto se debe, por una parte, a que los cambios de temperatura provocan variaciones en el volumen del recipiente; y por otra parte, se modifica la densidad del agua. Es conveniente formar, para cada uno de los matraces, una gráfica de calibración o sea, una curva que tenga, por ordenadas, los pesos de matraz con agua hasta la marca de aforo y, como abscisas, las temperaturas correspondientes. Teniendo esta gráfica, se puede conocer rápidamente el dato requerido para el ensayo.

- Con amoníaco o alguna solución que disuelva las grasas, se limpia el matraz. A veces es necesario dejar el matraz lleno con la solución durante varias horas. En seguida se enjuaga el matraz varias veces y se deja escurrir colocándolo con la boca hacia abajo. Después se lava con alcohol, se deja escurrir y luego se lava con éter, los vapores del éter se eliminan colocando el matraz con la boca hacia abajo durante unos 15 o 20 minutos.
- Se llena el matraz con agua destilada hasta la marca de aforo y se pone a hervir de 5 a 10 minutos en baño maría, a fin de eliminar el aire.
- Se retira el matraz del baño maría y se toma la temperatura al 0.1 de grado introduciendo el termómetro hasta el centro del matraz. Si la temperatura es elevada, deben promediarse las lecturas del termómetro en tres puntos de la masa de agua.
- Con la ayuda de una pipeta, se hace coincidir perfectamente la parte inferior del menisco con la marca; en seguida se limpia exteriormente el matraz y se pesa al 0.1 g en la balanza de torsión.
- Se deja enfriar el matraz, hasta que la temperatura del agua baje unos 5°; se afora, se toma la temperatura al 0.1° y se vuelve a pesar. Esta operación se repite de 6 a 8 veces, dejando enfriar cada vez el matraz.
- Con los datos de temperatura y los pesos del material más agua hasta la marca de aforo, se construye una gráfica en papel milimétrico.

c) Granulometría

Es la separación del suelo en distintas fracciones, seleccionadas de acuerdo al tamaño de sus partículas y sirve para conocer su distribución.

Para separar el tamaño de las partículas existe el análisis por medio de mallas (se emplea cuando el suelo tiene partículas variables entre 3" y 0.074 mm) y por medio del hidrómetro (sedimentación) cuando el tamaño de las partículas es menor a 0.074 mm.

En la granulometría por mallas, estas se colocan en orden descendente de acuerdo a su abertura.

Malla: 3", 2", 1 1/2", 1", 3/4", 1/2", 1/4", No. 4 Gravas
No. 4, 10, 20, 40, 60, 100, 200 Arenas

Malla No.	Abertura
4	4.76 mm
10	2.00
20	0.84
40	0.42
60	0.25
100	0.149
200	0.074

Procedimiento de prueba

- Se toma una muestra representativa, se seca y posteriormente se pesa, la cantidad depende del tamaño de las partículas sólidas
- Se pesan entre 200 y 300 gms de suelo seco de acuerdo al material del que se trate
- Se deja caer el suelo por la parte superior del juego de mallas
- Se agitan aproximadamente 10 minutos
- Se pesa el material que quedo retenido en cada malla
- Se obtiene el porcentaje retenido en cada una de las mallas (con respecto al peso inicial de la muestra)
- Se calcula el porcentaje que pasa cada malla
- Los resultados del análisis se grafican dibujando en el eje de las ordenadas el porcentaje que pasa en cada malla (escala natural) y en el eje de las abscisas el tamaño de los granos (escala logarítmica)

La forma que tenga la curva nos dará idea de las características del suelo analizado. Si la curva es prácticamente vertical es un suelo uniforme y si es tendida es un suelo bien graduado.

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo se da el coeficiente de uniformidad (C_u):

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

D_{60} : Diámetro que corresponde al 60% del material que pasa en peso y se obtiene de la curva granulométrica.

D_{10} : Diámetro efectivo, y es aquel al que corresponde el 10% del material que pasa en peso y también se obtiene de la curva granulométrica.

Los suelos que son más uniformes tienen un coeficiente de uniformidad que varía entre 2 y 3.

Como dato complementario, necesario para definir la graduación, se define el coeficiente de curvatura (C_c):

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

D_{30} : Diámetro que corresponde al 30% del suelo que pasa en peso obtenido de la curva granulométrica.

C_u y C_c se utilizan como criterios en el sistema unificado de clasificación de suelos que se describe más adelante. En general, en cuanto más alto sea el valor de C_u , más amplio será el rango de tamaños de partículas en el suelo. Los suelos se clasifican como bien graduados si $C_u > 4$ para gravas ó $C_u > 6$ para arenas, y $1 < C_c < 3$ para ambos.

d) Límites de consistencia

La plasticidad es la propiedad de un material por la cual, al someterlo a la acción de solicitaciones o cargas, es capaz de soportar deformaciones rápidas sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Atterberg hizo ver que la plasticidad de un material como arcilla, por ejemplo, no es una propiedad permanente, sino circunstancial y que depende de su contenido de agua. Según su contenido de agua, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia:

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión
2. Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso
3. Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente
4. Estado semisólido, en que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado
5. Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras. Atterberg estableció las primeras convenciones para determinar esas fronteras a las que llamo "límites de consistencia".

Estas fronteras son las siguientes:

1. Límite líquido: frontera entre los estados líquido y plástico
2. Límite plástico: frontera entre los estados plástico y semisólido o no plástico
3. Límite de contracción: frontera entre los estados de consistencia semisólido y sólido

A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico de un suelo se les denominan límites de plasticidad. Para definir la plasticidad de un material, además de estos parámetros, Atterberg introdujo la utilización de un tercer término denominado índice plástico, que es igual a la diferencia entre los valores de los límites de plasticidad:

$$I_p = LL - LP$$

Procedimiento de prueba

Límite líquido que es el cambio del estado plástico al estado semifluido

- Se remolda material que pase la malla # 40, hasta obtener una pasta uniforme
- Se preparan fracciones de aproximadamente 100 gms cada una, con diferentes contenidos de agua alrededor del límite líquido, partiendo de su contenido natural de agua. Si el contenido de agua es tal que se tenga que agregar agua se deberá homogeneizar un tiempo aproximado de 24 horas
- Una vez hecho lo anterior la prueba se aboca a lo siguiente para cada fracción de suelo preparado
- Colocar en la copa de Casagrande (fig. 2.13) entre 50 y 75 gms de la muestra preparada. Mezclar cuidadosamente el suelo para asegurar uniformidad en el contenido de agua y evitar burbujas. Enrasar la superficie del suelo en la copa con una espátula
- Labrar una ranura con la herramienta cuidando los siguientes detalles: Al cortar la ranura, la copa debe mantenerse con su soporte en la parte superior. La herramienta de ranuración se mantiene perpendicular a la superficie del fondo de la copa y se baja cortando el suelo a lo largo del meridiano central

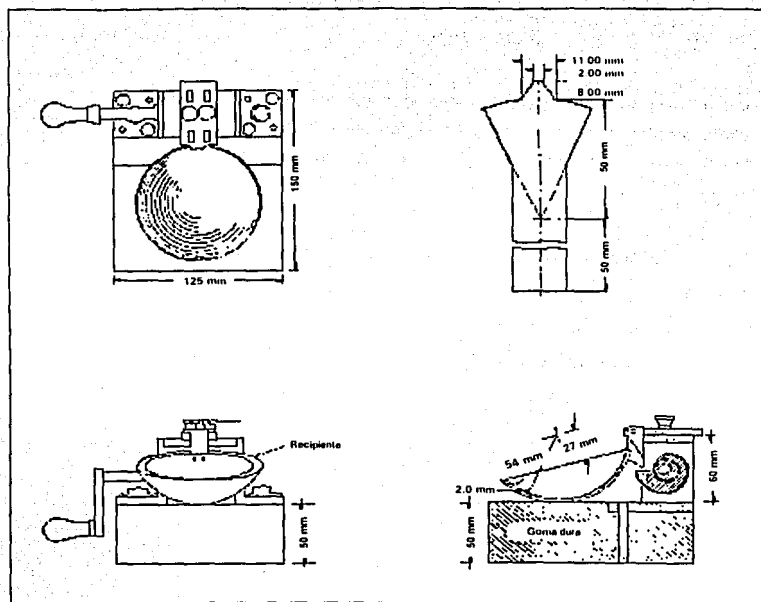


Fig. 2.13 Cápsula de Casagrande

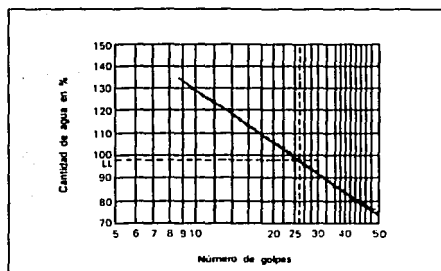


Fig. 2.14 Determinación del límite líquido en la curva de flujo

perpendicularmente al eje de rotación de la copa, la parte redondeada del escantillón deberá estar dirigida hacia el operador. Si se ha colocado en la copa la cantidad correcta de suelo, los hombros de la herramienta de ranuración deben remover el suelo en una longitud de aproximadamente 38 mm en la vecindad de la parte superior de la ranura

- Limpiar las partes golpeantes del aparato
- Dar vuelta a la manija (con una frecuencia de dos revoluciones por segundo) hasta que la ranura se cierre en una longitud de aproximadamente 1.3 cm (1/2"). Anotar el número de golpes para el cerrado de la ranura. Si el cierre de la ranura es irregular debido a burbujas de aire o granos de arena, descartar el resultado obtenido y repetir la prueba
- Mezclando cuidadosamente el mismo material del punto anterior, hacer dos determinaciones más, registrando el número de golpes para cada determinación
- Después de la última determinación, quitar con la espátula aproximadamente 5 gms de material de la zona de cierre de la ranura para determinar su contenido de agua
- Repetir los 6 pasos anteriores para las otras porciones del material preparado, para obtener cuando menos dos puntos en la curva de fluidez entre 5 y 25 golpes y cuando menos dos entre 25 y 50 golpes
- Se dibuja en una gráfica que tiene en el eje de las ordenadas los contenidos de agua en escala natural y en el eje de las abscisas el número de golpes en escala logarítmica de los resultados obtenidos
- Se unen los puntos y se obtiene lo que se denomina curva de fluidez (recta)
- La ordenada correspondiente a 25 golpes será el límite líquido del suelo analizado (fig. 2.14)

Límite plástico que es el cambio entre el estado semisólido al estado plástico

- Tomar aproximadamente un centímetro cúbico de la muestra preparada para la muestra de límite líquido
- Reducir el contenido de agua de la muestra, rodándola repetidamente sobre una placa de vidrio hasta formar rollitos de suelo de 3 mm de o. Plegar entre los dedos el cilindro de suelo, comprimiéndolo para que tome una forma elipsoidal. Rodar nuevamente el cilindro repitiendo varias veces el proceso hasta que el cilindro de suelo se rompa en segmentos con longitud entre 6 y 10 mm, con un diámetro de 3.2 mm (1/8")

- Determinar inmediatamente el contenido de agua de suelo de los segmentos de cilindro del punto anterior
- Hacer dos determinaciones más en otras porciones de suelo con el mismo procedimiento anterior, para obtener el promedio que será el límite plástico
- Las determinaciones del límite plástico deberán coincidir con una precisión de $\pm 2\%$. Si no coinciden deberán hacerse determinaciones adicionales

Límite de contracción que es el cambio del estado sólido al estado semisólido

- La muestra preparada deberá tener un contenido de agua próximo al límite líquido. Si se tiene que agregar agua, dejar homogeneizar 24 horas
- Cubrir la superficie del recipiente (generalmente es una cápsula de volumen conocido) con una capa delgada de aceite de silicón o vaselina
- Colocar la muestra de suelo con el contenido de agua indicado en el primer punto, llenar por capas el recipiente y enrasar cuidadosamente la superficie con una espátula, evitando la presencia de burbujas de aire atrapado
- Permitir al espécimen permanecer descubierto en el cuarto húmedo por varios días. Posteriormente, secar al aire en el laboratorio por varios días, hasta observar un cambio de color en el suelo y secar al horno de 18 a 24 horas
- Determinar el volumen de la muestra seca utilizando el procedimiento de Terzaghi
- Pesarse la muestra de suelo para obtener su peso seco

e) Peso volumétrico (γ_m)

Se define como la relación entre el peso de la muestra del suelo y el volumen de ella.

Se obtiene de la relación:

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

El peso de la muestra (W_m) es igual al peso de los sólidos y el agua intersticial:

$$W_m = W_s + W_w$$

Obtención del peso volumétrico

- De la muestra de suelo se obtiene el peso (W_m) y el volumen (V_m) por cualquier método:
 - a) Haciendo una muestra cúbica y midiendo sus dimensiones
 - b) Sumergiendo la muestra en Hg y por medio del Hg desalojado se obtiene su volumen
- Con los datos del paso anterior se pueden obtener el peso volumétrico de la muestra de suelo

f) Relación de vacíos (e)

El cociente que resulta de dividir el volumen de vacíos entre el volumen de sólidos (en una muestra de suelo), se le llama relación de vacíos (e). Permite juzgar cualitativamente el acomodo de las partículas en los suelos granulares y la deformabilidad en suelos finos.

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

La relación de vacíos varía con el acomodo, forma y dimensión de las porciones sólidas del suelo. Las relaciones de vacíos máximas y mínimas en suelos más comunes (con diferentes tamaños de granos) que se han encontrado se muestran en la tabla 6.

TABLA 6

SUELO	e
Arena muy compacta	0.25
Arena limosa	0.85
Arena fina uniforme	1.00
Limo uniforme	1.20
Arcilla muy compresible	8.00
Arcilla totalmente compresible	11.00

Obtención de la relación de vacíos

- Se mide el volumen total de la muestra (V_t)
- Se seca la muestra al horno a 100°C durante 24 horas
- Se pesa la muestra seca y se obtiene el peso de los materiales sólidos (W_s)
- El peso de los materiales sólidos se divide entre el peso volumétrico de los sólidos y se obtiene el volumen de los sólidos: $V_s = W_s/\gamma_s$
- La diferencia entre el volumen total y el volumen de los sólidos es el volumen de vacíos: $V_v = V_t - V_s$
- El volumen de vacíos se divide entre el volumen de sólidos, el cociente es la relación de vacíos

Clasificación de los suelos

La clasificación de los suelos se basa en las propiedades índice (granulometría y plasticidad) y es con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) el método con el cual se realiza dicha clasificación.

Este método define a la malla No. 200 como la frontera entre los suelos finos y los suelos gruesos.

Los suelos gruesos se dividen en gravas y arenas y la frontera entre ellos es la malla No. 4. Un suelo será grueso si más del 50% queda retenido en la malla No. 200 y será un suelo fino en caso contrario. Estos grupos se dividen a su vez en subgrupos, a cada grupo se le asigna un símbolo formado por una letra prefijo y una sufijo.

Los suelos gruesos se designan con el siguiente grupo de símbolos:

Letras prefijo:

G - grava (gravel), si el 50% o más de la fracción granular es retenida por la malla No. 4.

S - arena (sand), si más del 50% de la fracción granular pasa por la malla No. 4

Letras sufijo:

W - bien graduado (well graded) }
P - mal graduado (poorly graded) } La selección depende de los valores de C_u y C_c .

Gravas bien graduadas: $C_u > 4$, $1 < C_c < 3$ si alguna de las dos condiciones o las dos no se cumplen el suelo está mal graduado.

Arenas bien graduadas: $C_u > 6$, $1 < C_c < 3$ si alguna de las dos condiciones o las dos no se cumplen el suelo está mal graduado.

M - limoso (mo y mjala) }
C - arcilloso (clay) } La selección depende de los valores de LL e I_p .

Si menos del 5% del material pasa por la malla No. 200 los sufijos que se utilizan son W o P dependiendo de los valores de C_u y C_c , si más del 12% pasa por la malla No. 200 los sufijos que se utilizan son M o C dependiendo de los valores de LL e I_p . Si el porcentaje de finos está

entre el 5 y el 12%, se utiliza una clasificación intermedia con símbolos dobles.

Los suelos finos se designan con el siguiente grupo de símbolos:

Letras prefijo: M - limo, C - arcilla, O - (organic) suelo orgánico

Letras sufijo: L - baja plasticidad (low compressibility) (LL < 50%)

H - alta plasticidad (high compressibility) (LL > 50%)

La clasificación se basa en los límites de Atterberg y se obtiene con la carta de plasticidad (fig. 2.15). Por lo tanto los grupos son los siguientes:

Grava (Grave)

GP - Grava mal graduadas con menos del 5% de finos

GW - Grava bien graduadas con menos del 5% de finos

GM - Grava con finos limosos (el porcentaje de finos es mayor al 12%)

GC - Grava con finos arcillosos (el porcentaje de finos es mayor al 12%)

GP-GM - Grava mal graduadas limosas (el porcentaje de finos 5-12%)

GP-GC - Grava mal graduadas arcillosas (el porcentaje de finos 5-12%)

GW-GM - Grava bien graduadas limosas (el porcentaje de finos 5-12%)

GW-GC - Grava bien graduadas arcillosas (el porcentaje de finos 5-12%)

Arena (Sand)

SP - Arena mal graduadas con menos del 5% de finos

SW - Arena bien graduadas con menos del 5% de finos

SM - Arena con finos limosos (el porcentaje de finos es mayor al 12%)

SC - Arena con finos arcillosos (el porcentaje de finos es mayor al 12%)

SP-SM - Arena mal graduadas limosas (el porcentaje de finos 5-12%)
SP-SC - Arena mal graduadas arcillosas (el porcentaje de finos 5-12%)
SW-SM - Arena bien graduadas limosas (el porcentaje de finos 5-12%)
SW-SC - Arena bien graduadas arcillosas (el porcentaje de finos 5-12%)

Suelos finos:

ML - Limo de baja compresibilidad
MH - Limo de alta compresibilidad
CL - Arcilla de baja compresibilidad
CH - Arcilla de alta compresibilidad
OL - Suelo orgánico (puede ser limo o arcilla) de baja compresibilidad
OH - Suelo orgánico de alta compresibilidad

Algunas consideraciones importantes:

- a) Cuando un suelo grueso tenga más del 12% de finos, no es necesario calcular C_u y C_c .
- b) Si un suelo grueso no se define claramente, se debe entonces asignar símbolo doble. ($G = 42\%$, $A = 42\%$ y $F = 16\%$ \Rightarrow GC-SC, GM-SM).
- c) En los suelos finos puede suceder que alguno se sitúe sobre la línea A o muy cerca de ella, en ese caso se deberá asignar símbolo doble. (CH-MH, CL-ML) (fig. 2.16a).
- d) Si un suelo fino queda ubicado sobre la línea B, se le deberá asignar símbolo doble. (CL-CH, ML-MH) (fig. 2.16b).

2.4.2 Propiedades mecánicas

La deformabilidad y la resistencia al esfuerzo cortante son las propiedades mecánicas fundamentales de los suelos. Para obtener los valores de estos parámetros existen dos pruebas: La prueba de

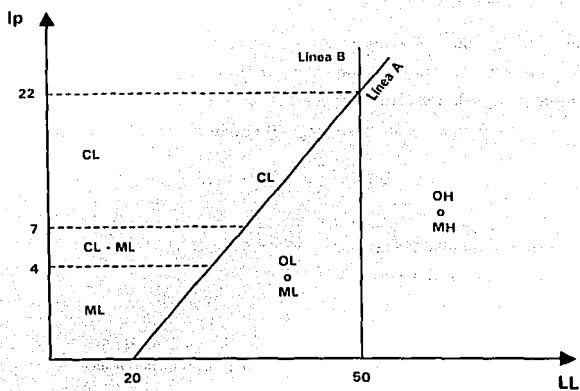


Fig. 2.15 Carta de plasticidad

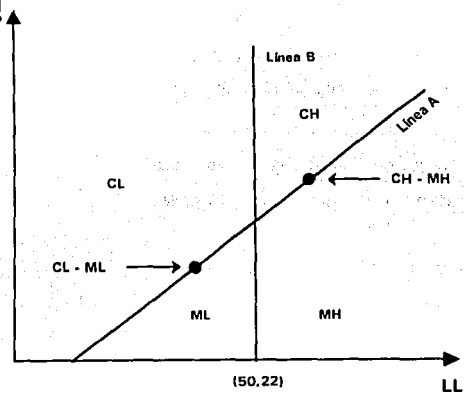


Fig. 2.16a Simbolo doble

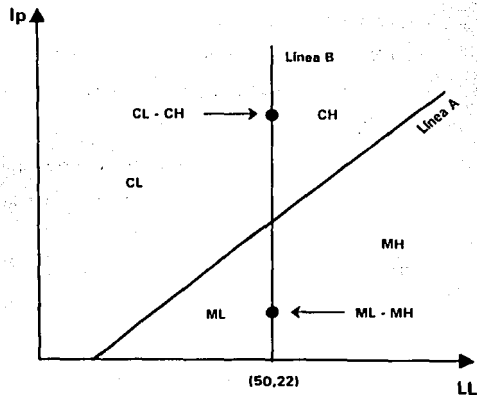


Fig. 2.16b Simbolo doble

GA

consolidación unidimensional y las pruebas de resistencia al corte respectivamente.

La permeabilidad es una característica que tiene en muchos casos prácticos una influencia fundamental en el comportamiento ingenieril de un depósito de suelo. Sin embargo, la velocidad a la cual el agua fluye a través del suelo se debe a factores como son la relación de vacíos, la estructura y la estratificación, la existencia de agujeros y fisuras, así como a la temperatura del agua; también depende del tamaño de sus poros y esta lo hace más fácil en el caso de gravas y arenas por tener poros relativamente grandes, mientras que para suelos arcillosos su flujo es mucho más lento por tener poros muy pequeños. El término "permeable" se aplica a suelos en sentido relativo; arenas y gravas (suelos gruesos) se describen como permeables y los suelos arcillosos (suelos finos) como impermeables.

Así pues, el tiempo de consolidación en un suelo tendrá mucho que ver con su permeabilidad, es decir, si el agua tarda demasiado tiempo en salir de la masa de suelo, la consolidación se dará en un lapso grande y en caso contrario esta se dará rápidamente. La tabla 7 presenta un resumen del orden de magnitud del coeficiente de permeabilidad de varios depósitos naturales de suelo.

TABLA 7

SUELO	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (m/s)
Arcilla	$< 10^9$
Arcilla arenosa	10^9 a 10^8
Limo	10^8 a 10^7
Turba	10^9 a 10^6
Arena fina	10^6 a 10^4
Arena gruesa	10^4 a 10^3
Arena gravosa	10^3 a 10^2
Grava	$> 10^2$

El coeficiente de permeabilidad (k), depende fundamentalmente del tamaño promedio de los poros del suelo y se puede definir como la velocidad del agua a través del mismo, cuando está sujeta a un gradiente hidráulico unitario (i): $v = ki$

a) Consolidación

La deformación en los suelos puede tardar varios años en dejar de producirse y puede no ser inmediata a la aplicación de alguna carga.

La consolidación es el proceso de deformación que sufre un suelo cuando se cambian los esfuerzos efectivos en el interior de él y que puede producirse en un lapso específico de tiempo.

Prueba de consolidación unidimensional

Se utiliza una muestra de suelo inalterada formando una pastilla que se coloca en un consolidómetro como se muestra en la figura 2.17 y se somete a una serie de presiones midiéndose las deformaciones

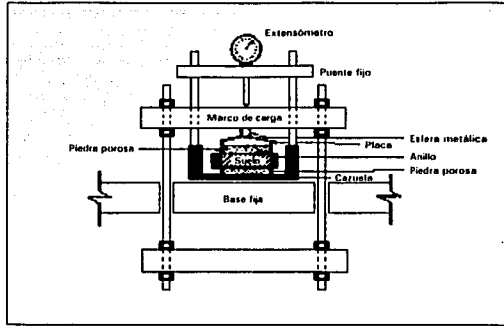


Fig. 2.17 Detalle de la colocación de la muestra en el consolidómetro de anillo flotante

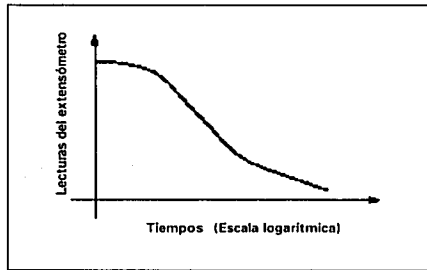


Fig. 2.18a Forma típica de la curva de consolidación en arcilla (fuera de escala)

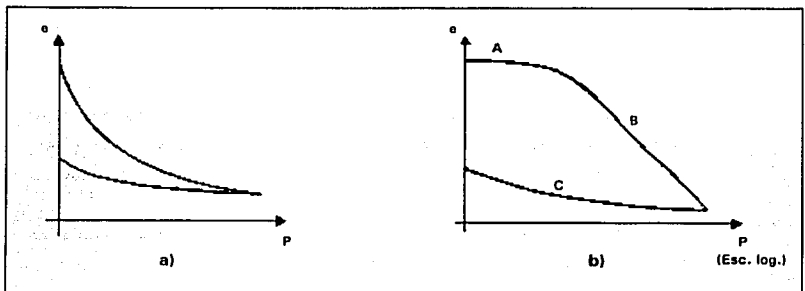


Fig. 2.18b Forma típica de la curva de compresibilidad
 a) Representación aritmética
 b) Representación semilogarítmica

que experimenta a través del tiempo. Esta pastilla se deforma sólo verticalmente ya que al estar confinada no existen deformaciones horizontales.

Procedimiento de prueba

- Las presiones pueden ser las siguientes: 0.125, 0.25, 0.50, 1.0, 2.0, 4.0 y 8.0 kg/cm²
- Los tiempos en los que se mide la deformación suelen ser: 5, 10, 15 y 30 segundos; 1, 2, 4, 8, 15 y 30 minutos; y 1, 2, 4, 8 y 24 horas
- En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos
- Con los datos obtenidos se constituyen las llamadas curvas de consolidación (fig. 2.18a), en cuya gráfica las abscisas corresponden a los valores de los tiempos transcurridos (escala logarítmica) y las ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro (escala natural)
- El siguiente incremento de carga o de presión (Δ), se efectúa a las 24 horas después del primero y antes o después si ya no existe deformación en el suelo
- Una vez que se ha terminado el ciclo de carga, la muestra de suelo es sometida a un ciclo de descarga, es decir, se retira la carga hasta que no exista presión sobre la pastilla
- El tiempo entre los decrementos de carga varía entre 30 minutos y 1 hora
- En cada decremento de carga también se hacen lecturas en el extensómetro para conocer las deformaciones a través del tiempo
- Se tendrán tantas curvas de consolidación como presiones que hayan actuado sobre la pastilla de suelo
- Las curvas de consolidación me permitirán calcular la rapidez de la misma
- Cuando la muestra de suelo es sometida a diversas presiones, su relación de vacíos va disminuyendo; las diferentes relaciones de vacíos (e) pueden obtenerse a partir de los datos iniciales de la probeta de suelo y de las lecturas del micrómetro
- Una vez concluida la prueba se puede construir la llamada curva de compresibilidad (fig. 2.18b), y en cuya gráfica las abscisas corresponden a los valores de la presión actuante (escala natural o logarítmica) y las ordenadas corresponden a los valores de e (escala natural)

- La curva de compresibilidad nos sirve para estimar el valor de la deformación en el suelo cuando se somete a cargas
- La presión de preconsolidación representa la máxima presión que el suelo (en el sitio) ha soportado en toda su historia geológica
- Un suelo será normalmente consolidado, si las presiones efectivas que soporta actualmente son iguales a la presión de preconsolidación
- Un suelo es preconsolidado, si las presiones efectivas que soporta actualmente son menores que la presión de preconsolidación

Generalmente en una curva de compresibilidad se definen tres tramos diferentes. El A (fig. 2.18b) es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo B. El tramo B es generalmente un tramo recto muy aproximadamente y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga, al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto es común en la prueba de consolidación someter el espécimen a una segunda etapa, ahora de descarga, en la que se sujeta al espécimen a cargas decrecientes, permaneciendo en cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero; en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, si bien éste nunca llega de nuevo a su relación de vacíos inicial; el tramo C de la figura 2.18b corresponde a esta segunda etapa, con el espécimen llevado a carga final nula, como es usual.

El tramo A de la curva de compresibilidad suele llamarse "tramo de recompresión", el tramo B, "tramo virgen" y el C "tramo de descarga".

Presión de preconsolidación

Casagrande propuso un procedimiento empírico para obtener, de la curva de compresibilidad para una arcilla preconsolidada, el esfuerzo vertical efectivo máximo que ha actuado en el pasado en la arcilla, que se denomina presión de preconsolidación (σ'_c). La figura 2.19 muestra una típica curva de compresibilidad para una muestra de arcilla, inicialmente preconsolidada. La curva inicial indica que la arcilla está sufriendo recompresión, habiendo, en alguna etapa de su historia previa, sufrido expansión. El procedimiento para calcular la presión de preconsolidación es el siguiente:

- Localizar el punto de mayor curvatura entre la rama de recompresión y la rama virgen (AB)
- Por ese punto se traza una horizontal y una tangente
- Se obtiene la bisectriz del ángulo formado por las dos líneas anteriores
- Se prolonga hacia arriba la rama virgen y en el punto donde corta a la bisectriz se obtiene el valor aproximado de la presión de preconsolidación

b) Resistencia al corte

La determinación de la resistencia al corte en los suelos es un punto fundamental en la mecánica de los suelos, ya que con esta se determina la estabilidad de algunas obras de ingeniería civil.

Si en un punto de cualquier plano dentro de una masa de suelo, el esfuerzo de corte se hace igual a la resistencia al corte del suelo, en ese punto se ha de producir una rotura. La resistencia al corte (s) de un suelo, en un punto determinado de un plano dado, fue expresado originalmente por Coulomb, como función lineal del esfuerzo normal (σ) en ese plano en el mismo punto:

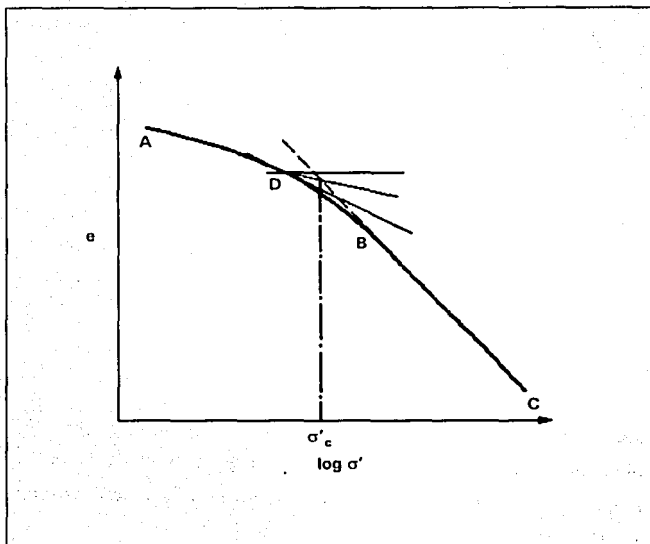


Fig. 2.19 Determinación de la presión de preconsolidación

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

donde c y ϕ son los parámetros de resistencia al corte. De acuerdo con Terzaghi la resistencia al corte se expresa como una función del esfuerzo normal efectivo:

$$s = c + (\sigma - \mu_n) \tan \phi$$

$$\sigma - \mu_n \Rightarrow \text{Presión efectiva}$$

donde: σ = Esfuerzo normal

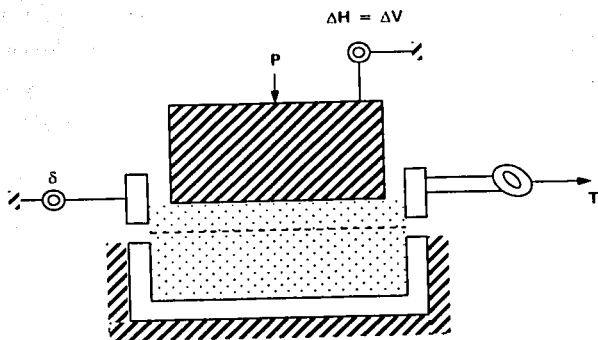
μ_n = Presión neutral o de poro

Se pueden determinar los parámetros de resistencia al corte para un suelo determinado, a través de pruebas de laboratorio, las cuales se mencionarán a continuación.

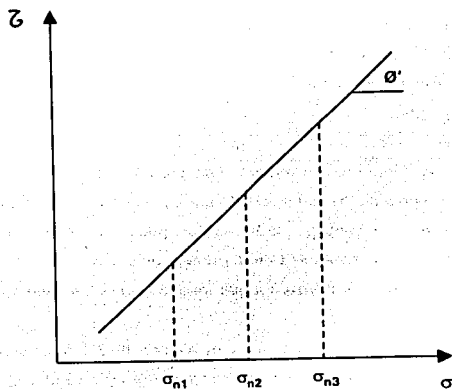
i) Prueba de corte directo

Durante muchos años fue una prueba muy practicada para conocer la resistencia de los suelos, se llega a utilizar hoy en día por su sencillez pero ya ha sido sustituida por las pruebas triaxiales.

En la figura 2.20 se muestra un croquis del equipo que se usaba para esta prueba. Se muestran también los tipos de resultados que arroja, obtenidos en probetas de arena con la misma compacidad relativa. Cuando se grafican estos resultados en el plano coordenado $\sqrt{s} - \sigma$, o plano de Mohr, se puede obtener el ángulo de fricción interna.



Aparato de corte directo



Datos en el plano de Mohr

Fig. 2.20 Aparato de corte directo

La prueba de corte directo se puede utilizar en arcillas usando las mismas pruebas definidas por las condiciones de drenaje en la prueba triaxial consolidada con drenaje o lenta (CD), consolidada sin drenaje o rápida consolidada (CU) y no consolidada sin drenaje o rápida (UU).

Procedimiento de prueba

- Secar en el horno una cantidad suficiente de arena para realizar la prueba. Previamente se deben haber obtenido los pesos específicos secos, para las condiciones más suelta y más compacta de esa arena. Se debe decidir, que compactación se le dará a la arena, ya que el ángulo de fricción interna de las arenas depende de ésta
- Armar la caja de corte y con un vernier obtener las medidas interiores de ésta, para conocer el área transversal que se va a considerar
- Vaciar la arena a volteo, conociendo el peso que debe tener la probeta de arena, para que alcance la compactación deseada. Al compactar, deberá quedar la arena aproximadamente a 5 mm del borde. Se colocará después un émbolo rígido que transmitirá la carga. Se deberá cuidar que esta placa quede lo más horizontal posible
- Aplicar la carga vertical, de modo que se logre el esfuerzo vertical deseado. Colocar el extensómetro que medirá el desplazamiento vertical
- Separar por medio de los tornillos del equipo, las dos placas que componen la caja de corte. La separación debe ser un poco mayor que la mitad de la partícula más grande contenida en la probeta de suelo
- Ajustar el extensómetro horizontal que medirá el desplazamiento entre las dos partes de la caja de corte
- Aplicar la primera carga horizontal y medir con el cronómetro un minuto, a partir del inicio. Para lo anterior se debe haber programado la prueba, de tal modo que se llegue a la falla, en por lo menos diez incrementos
- Repetir los pasos anteriores, para esfuerzos verticales diferentes al anterior, para tener por lo menos tres puntos en el plano de Mohr. Se recomienda doblar los esfuerzos. En arena seca, la línea de resistencia debe apuntar al origen del plano de Mohr

La prueba de corte directo se puede utilizar en arcillas usando las mismas pruebas definidas por las condiciones de drenaje en la prueba triaxial consolidada con drenaje o lenta (CD), consolidada sin drenaje o rápida consolidada (CU) y no consolidada sin drenaje o rápida (UU).

Procedimiento de prueba

- Secar en el horno una cantidad suficiente de arena para realizar la prueba. Previamente se deben haber obtenido los pesos específicos secos, para las condiciones más suelta y más compacta de esa arena. Se debe decidir, que compactación se le dará a la arena, ya que el ángulo de fricción interna de las arenas depende de ésta
- Armar la caja de corte y con un vernier obtener las medidas interiores de ésta, para conocer el área transversal que se va a considerar
- Vaciar la arena a volteo, conociendo el peso que debe tener la probeta de arena, para que alcance la compactación deseada. Al compactar, deberá quedar la arena aproximadamente a 5 mm del borde. Se colocará después un émbolo rígido que transmitirá la carga. Se deberá cuidar que esta placa quede lo más horizontal posible
- Aplicar la carga vertical, de modo que se logre el esfuerzo vertical deseado. Colocar el extensómetro que medirá el desplazamiento vertical
- Separar por medio de los tornillos del equipo, las dos placas que componen la caja de corte. La separación debe ser un poco mayor que la mitad de la partícula más grande contenida en la probeta de suelo
- Ajustar el extensómetro horizontal que medirá el desplazamiento entre las dos partes de la caja de corte
- Aplicar la primera carga horizontal y medir con el cronómetro un minuto, a partir del inicio. Para lo anterior se debe haber programado la prueba, de tal modo que se llegue a la falla, en por lo menos diez incrementos
- Repetir los pasos anteriores, para esfuerzos verticales diferentes al anterior, para tener por lo menos tres puntos en el plano de Mohr. Se recomienda doblar los esfuerzos. En arena seca, la línea de resistencia debe apuntar al origen del plano de Mohr

ii) Prueba de compresión simple

No es realmente una prueba de compresión triaxial, pero se parece mucho a la prueba triaxial rápida. Esta prueba se realiza aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión de confinamiento. Prácticamente sólo existe la etapa de carga, que conduce el suelo a la falla; sin embargo podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores. En esta etapa (fig. 2.21) los esfuerzos totales son nulos y el agua adquiere una tensión de magnitud igual a la presión de preconsolidación (γz) que el suelo tuviera en la naturaleza.

En la segunda etapa la muestra se lleva a la falla con la aplicación del esfuerzo axial (q_v), el cual mide su resistencia, originando a la vez una presión neutral adicional u_2 . Los esfuerzos efectivos aparecen al final de la prueba, en el instante de falla.

iii) Pruebas de compresión triaxial

Actualmente las pruebas triaxiales son más populares que la de corte directo. No obstante ser una prueba más complicada, permite una gran variedad de condiciones de drenaje.

Teóricamente son pruebas en las que se pueden variar los esfuerzos ortogonales a voluntad, por sencillez se trabaja con esfuerzos en dos direcciones a voluntad.

En la figura 2.22 se presenta esquemáticamente una cámara triaxial y algunos de sus principios. A la probeta de suelo se le

C: Resistencia al
esfuerzo cortante

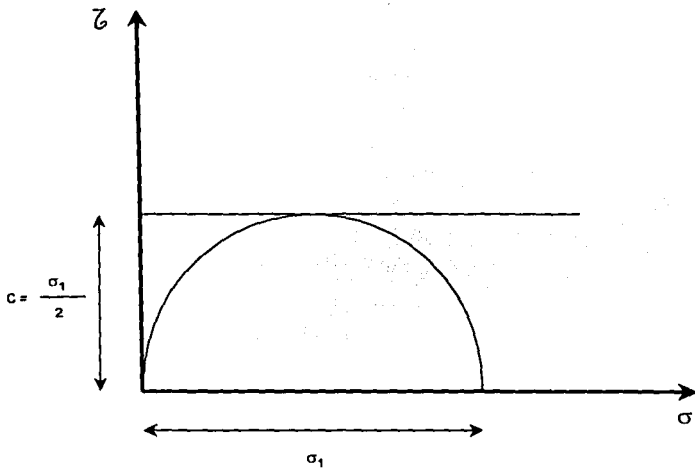


Fig. 2.21 Prueba de compresión simple

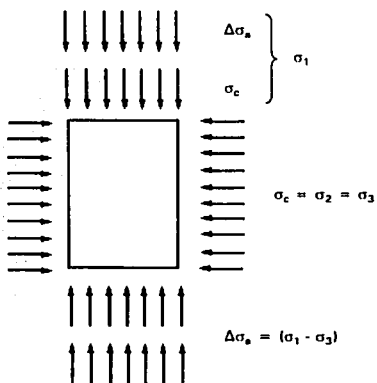
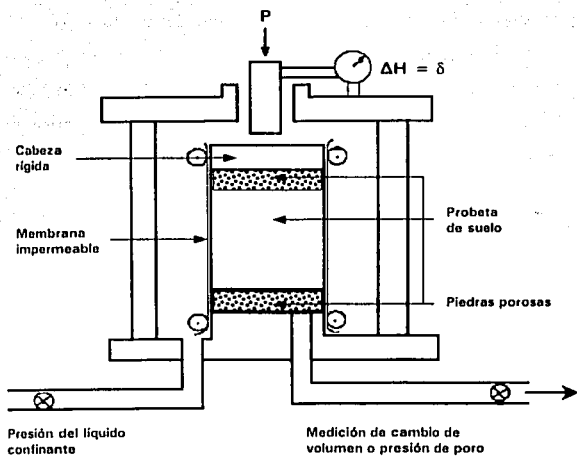


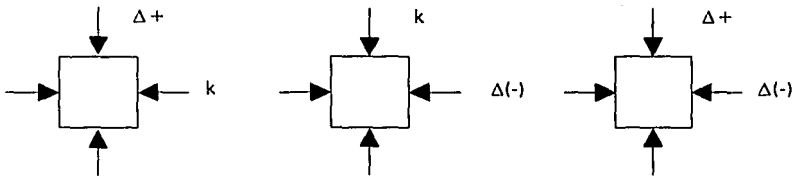
Fig. 2.22 Cámara triaxial y esfuerzos que aplica

aísla, por medio de una membrana impermeable, la cual impide que el fluido confinante (comúnmente agua), penetre en los poros del suelo. La carga axial se aplica por medio de un vástago de acero, el cual debe tener muy poca fricción con la abertura de la cámara por la cual pasa.

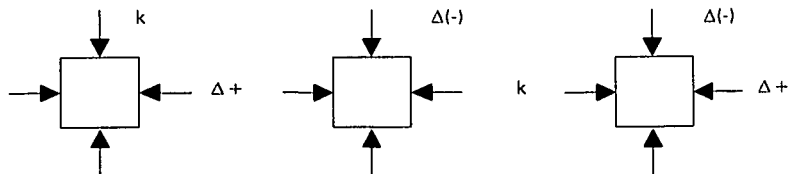
Durante la prueba primeramente se aplica una presión de confinamiento (σ_c) con el agua y después se aplica la carga axial P , donde el esfuerzo axial actuante es $\sigma_a = \sigma_c + P$.

Las pruebas triaxiales las podemos clasificar en dos grandes grupos: Compresión, en donde la dimensión original axial disminuye y Extensión, en donde la dimensión original axial aumenta.

Dentro de las pruebas de compresión se pueden tener varias modalidades:



Dentro de las pruebas de extensión también se pueden tener las siguientes modalidades:



Las pruebas triaxiales también se auxilian del plano de Mohr, en donde se tienen los esfuerzos principales mayor, intermedio y menor; σ_1 , σ_2 y σ_3 respectivamente.

En las pruebas de compresión el esfuerzo principal mayor siempre es el vertical, mientras que en las pruebas de extensión el esfuerzo principal mayor siempre es el horizontal.

Debería de existir un tipo de prueba para cada problema que se tenga, pero no es posible y en la práctica profesional sólo se practican las siguientes pruebas:

- 1.- Prueba consolidada con drenaje (CD) (Prueba lenta)
- 2.- Prueba consolidada sin drenaje (CU) (Prueba rápida consolidada)
- 3.- Prueba no consolidada sin drenaje (UU) (Prueba rápida)

Las pruebas triaxiales tienen dos etapas:

- 1a. Se aplica a la cámara σ_c y se puede o no permitir el drenaje de las muestras con las válvulas
- 2a. La de carga propiamente dicho, se somete a esfuerzos cortantes la muestra $\sigma_1 \neq \sigma_3$, en este caso se puede o no permitir el drenaje.

Prueba Lenta (CD)

En esta prueba, en la primera etapa se dejan abiertas las válvulas hasta que se consolide la muestra con la presión actuante. La segunda etapa es con la aplicación de pequeños incrementos de carga dando tiempo a que se consolide. Es importante resaltar que en esta prueba se trabaja con esfuerzos efectivos ($\sigma = \bar{\sigma} + \mu$).

Prueba Rápida Consolidada (CU)

La primera etapa es igual que la anterior, en la segunda etapa la muestra se lleva a la falla incrementando rápidamente la carga axial con las válvulas cerradas.

Prueba Rápida (UU)

En ninguna etapa se permite la consolidación, o sea, se realiza con las válvulas cerradas, en la segunda etapa se aplica el esfuerzo axial, siempre con las válvulas cerradas.

CAPÍTULO 3

CIMENTACIONES

Algunas veces se define a la cimentación como la parte de la estructura que está generalmente enterrada y que transmite las acciones a que se encuentra sujeta al suelo de apoyo.

El objetivo de las cimentaciones es el de transmitir de manera adecuada y segura las cargas de la superestructura hacia el suelo en que se apoya.

Al igual que en la estructura, un buen diseño de la cimentación, requiere satisfacer requisitos de funcionamiento, seguridad y economía.

Para alcanzar tales requisitos, se describen a continuación las fases principales que intervienen en la determinación del tipo de cimentación más adecuado para apoyar un edificio o una obra civil:

Investigación del subsuelo, es la parte inicial, la cual consiste en conocer las propiedades estratigráficas físicas y mecánicas de los depósitos del subsuelo en el sitio donde se proyecta construir la estructura, con el fin de estimar el posible comportamiento de la cimentación, así como la forma de construirla.

Selección de la cimentación, con base en el conocimiento de las diferentes propiedades del suelo y de las características estructurales y arquitectónicas de estructura proyectada que se apoyará sobre el suelo, se procederá a seleccionar el tipo de cimentación más conveniente.

Diseño estructural, este punto generalmente lo realiza el ingeniero estructurista y corresponde al dimensionamiento de los diferentes elementos de que consta la cimentación.

Procedimiento de construcción, una vez determinada la sección estructural de la cimentación, se procede a establecer el procedimiento constructivo más adecuado de la cimentación, cuidando que sea rápido, seguro y económico.

En la determinación de las cimentaciones, se emplean comúnmente dos términos para estas: las poco profundas o superficiales y las profundas.

No existe un criterio establecido para diferenciar las cimentaciones superficiales de las profundas, sin embargo, se acepta por lo general que cuando la relación entre la profundidad y el ancho del cimiento es del orden de 2 o más se denominan como cimentaciones profundas.

En el presente capítulo se describen los tipos de cimentaciones más comúnmente empleadas en nuestro país, se describen las teorías de capacidad de carga más usuales y también se hace mención de las Normas Técnicas Complementarias y de los artículos del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal que se relacionan directamente con cimentaciones.

3.1 Cimentaciones superficiales

Los tipos más frecuentes de cimentaciones superficiales son las zapatas aisladas, las zapatas corridas y las losas de cimentación, las cuales se describen a continuación en forma muy breve:

3.1.1 Zapatas aisladas

Soportan generalmente una columna, son por lo general de planta cuadrada, pero en la proximidad de los linderos del terreno suelen hacerse rectangulares. Pueden construirse de mampostería o bien de concreto reforzado cuando las solicitaciones de la obra provocan flexiones. Su área de apoyo estará en función de la descarga de la estructura y de la capacidad de carga del suelo. En la figura 3.1 se muestra este tipo de zapata.

Se usan principalmente cuando el suelo presenta alta capacidad de carga. En este tipo de cimientos se deberá poner especial atención en la estimación de los asentamientos diferenciales, ya que estos son los que más dañan a las estructuras.

3.1.2 Zapatas corridas

Son elementos análogos a los anteriores, en los que la longitud supera en mucho al ancho (fig. 3.2). Este tipo de zapata puede soportar una o varias columnas o un muro y se emplea cuando se pretende un trabajo en conjunto de la cimentación, ya sea para reducir los asentamientos diferenciales o cuando el empleo de zapatas aisladas no sea satisfactorio debido a la capacidad de carga del suelo que obliga a usar mayores áreas de distribución de las cargas.

Con el fin de aumentar la rigidez de estas zapatas, se acostumbra colocar una trabe que una a las columnas y que desarrolle por flexión, el trabajo en la dirección longitudinal.

Uno de los aspectos fundamentales para el correcto funcionamiento de una zapata corrida, consiste en lograr coincidencia entre la resultante de las

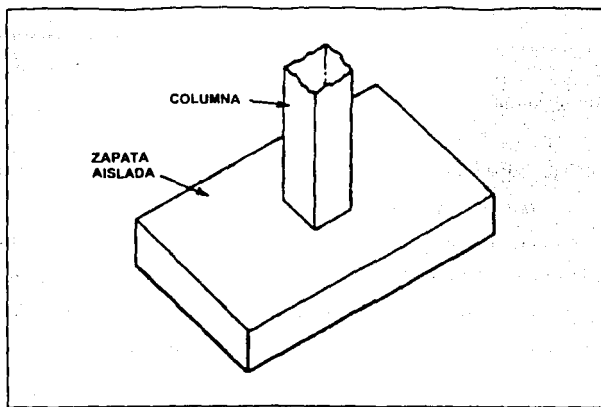


Fig. 3.1 Zapata aislada

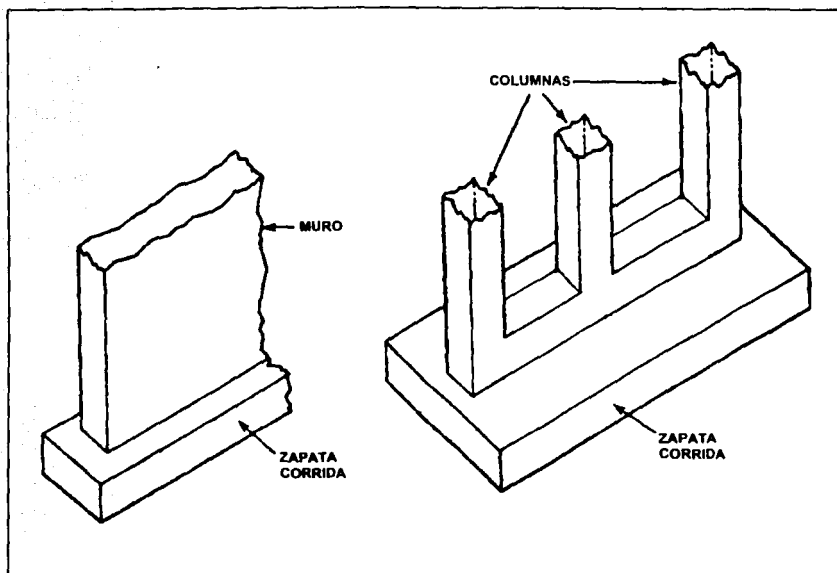


Fig. 3.2 Zapatas corridas

cargas de las columnas y el centroide geométrico del área de la zapata, especialmente en suelos compresibles, ya que en esta forma, los posibles asentamientos serán uniformes.

3.1.3 Losas

Cuando las cargas de un edificio son altas o la presión admisible en el suelo es tan pequeña que las zapatas corridas van a cubrir más de la mitad del área del edificio, es probable que la losa corrida proporcione una solución más económica (fig. 3.3).

La solución estructural consiste en un sistema de losa generalmente rigidizado por una retícula de travesaños coladas por encima o por debajo de la losa, que disminuyen los asentamientos diferenciales.

3.2 Cimentaciones profundas

Cuando las condiciones del suelo superficial no son apropiadas para permitir el uso de una cimentación poco profunda (suelo deformable, suelo con baja capacidad de carga, etc.) será preciso buscar terrenos de apoyo más resistentes a mayores profundidades por medio de cimentaciones profundas.

De acuerdo con su sección transversal, las cimentaciones profundas generalmente se dividen en pilotes ($\phi < 60$ cm), pilas ($60 \text{ cm} < \phi < 2$ m) y cuando se requieren elementos de mayor sección que los anteriores se cuenta con los cilindros ($\phi > 2$ m) y con los cajones de cimentación que son de forma paralelepípeda.

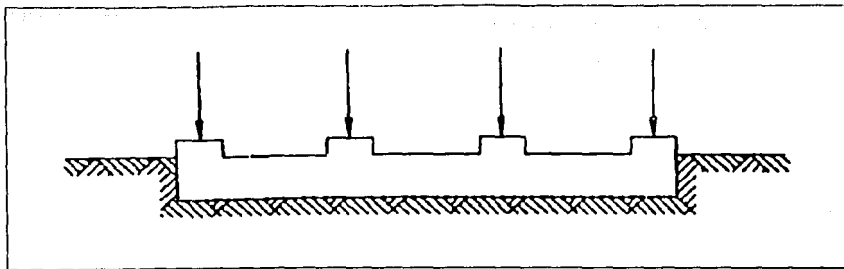


Fig. 3.3 Losa de cimentación

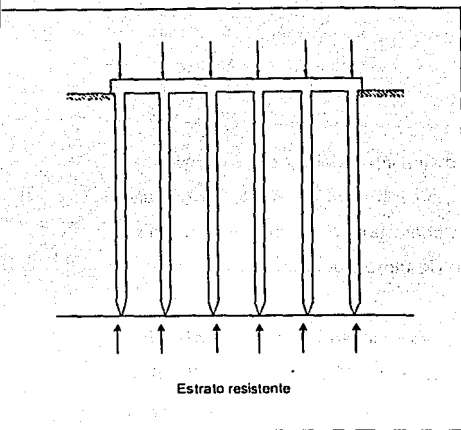


Fig. 3.4 Pilotes de punta

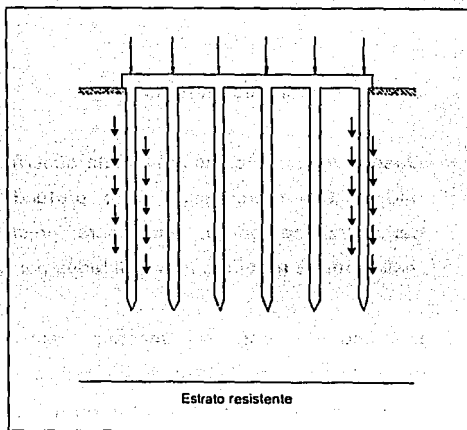


Fig. 3.5 Pilotes de fricción

Desde el punto de vista de su forma de trabajo, los pilotes se clasifican en de *punta, de fricción y mixtos.*

3.2.1 Pilotes de punta

Los pilotes que trabajan en apoyo de su punta obtienen su capacidad de carga del suelo en el que se encuentran alojadas sus puntas (fig. 3.4).

Estos tipos de pilotes aplicados en zonas como la ciudad de México presentan varios inconvenientes: es ya famoso el hundimiento regional debido principalmente a la extracción de agua del subsuelo para fines de abastecimiento, lo cual origina una sobrecarga por fricción negativa en el fuste del pilote. Si estas cargas no han sido tomadas en cuenta en el diseño, pueden llegar a producir el colapso del pilote por penetración en el estrato resistente.

Otro fenómeno que se observa cuando se consolida el suelo arcilloso localizado sobre su cabeza, es que las estructuras apoyadas sobre pilotes de punta parecen que emergen de la superficie, provocando daños a las estructuras vecinas.

Para salvar estos inconvenientes, se han desarrollado los pilotes de control, pilotes de punta telescopiada y los pilotes entrelazados, los cuales permiten que el edificio siga en forma aproximada los hundimientos regionales.

3.2.2 Pilotes de fricción

Estos pilotes quedan totalmente embebidos en estratos cuya resistencia se supone no es suficiente para soportar la carga ejercida en la punta y

transmiten su carga a dichos estratos por los esfuerzos de fricción que se desarrollan entre el suelo y la superficie lateral del pilote (fuste) (fig. 3.5). Es común denominar adherencia a la fricción que se desarrolla entre el fuste del pilote y un suelo arcilloso. En cualquier pilote existen esfuerzos de fricción entre su fuste y el suelo que los rodea; así, en todos los pilotes se desarrollará una cierta capacidad de carga por fricción lateral.

3.2.3 Pilotes de punta-fricción

Un caso mixto, lo constituyen los pilotes de sección variable de concreto, cuya parte extrema inferior presenta una dimensión menor, con el propósito de que al incrementarse el esfuerzo ceda el terreno y el pilote penetre.

El cambio de sección lo hace vulnerable durante su hincado y es muy común que ésta se fracture desde que se instala.

El estrato donde se proyecta que la punta se aloje, dada su heterogeneidad, hace que los pilotes penetren en forma diferente unos de otros, con lo que habrá pilotes sobrefatigados expuestos a un colapso al fallar.

Como se puede ver, existen varias incertidumbres que obligan a profundizar sobre la conveniencia de recomendar en algún proyecto el uso de este tipo de pilote.

3.2.4 Pilas

Son elementos de cimentación colados dentro de una perforación previamente realizada, generalmente cilíndrica, que puede construirse con o sin refuerzo, con o sin campana y que se utilizan cuando las cargas de la superestructura son importantes (fig. 3.6).

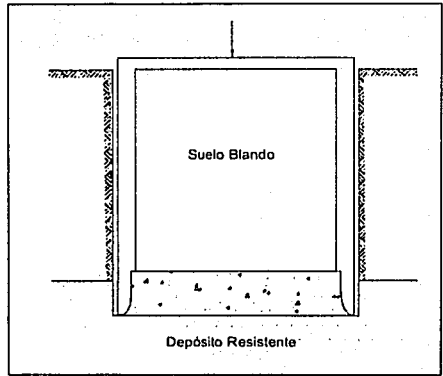
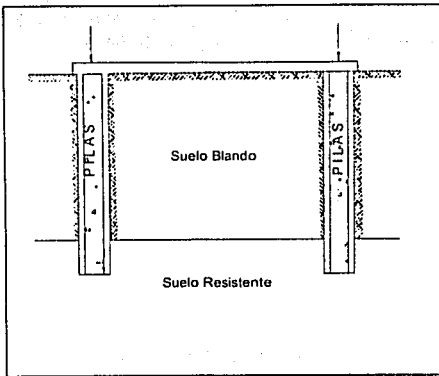


Fig. 3.6 Pilas

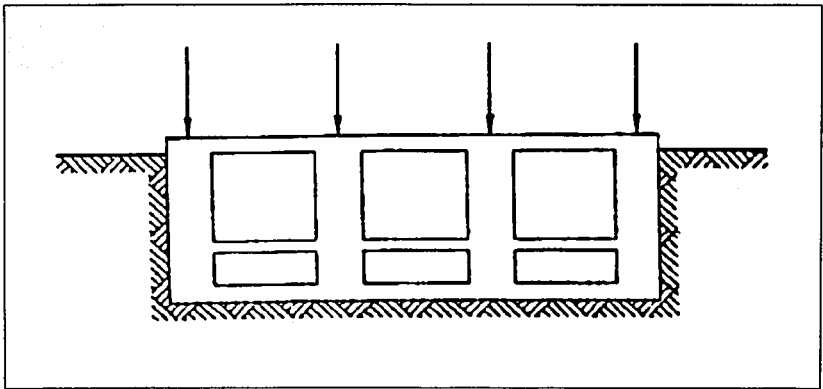


Fig. 3.7 Cajón de cimentación

A continuación se enumeran algunas ventajas y limitaciones de las pilas comparándolas con pilotes.

Ventajas:

- Una pila sustituye a muchos pilotes y se elimina la necesidad de dados o zapatas sobre pilotes
- En las cimentaciones a base de pilas se evita el ruido que causan los martinetes, así como las vibraciones y desplazamientos que sufre el suelo por el hincado de pilotes, que en algunas obras es un factor muy importante
- En la construcción de pilas puede perforarse a través de gravas y pequeñas piedras, lo que en el caso de pilotes los desviarían y causarían numerosos problemas tales como: sustituir pilotes, recortarlos, etc.

Desventajas:

- No todos los suelos son adecuados para construir pilas en forma eficiente y económica
- Es indispensable una buena supervisión técnica, especialmente antes y durante el colado de cada pila
- La falta de una pila tiene consecuencias más críticas que la de un pilote

3.2.5 Cilindros

Son elementos voluminosos de sección circular de concreto reforzado, cuyo diámetro y capacidad de carga son usualmente mayores que en las pilas. Se construyen por tramos, colando cada sección sobre la superficie, monóticamente unida a la parte que se haya hincado con anterioridad.

El cilindro va descendiendo a medida que se retira el material excavado en su interior con un cucharón de almeja. Una vez alcanzada la profundidad deseada, se cuela un tapón en la parte inferior y una tapa en la superior, quedando el interior hueco.

3.2.6 Cajones

El principio en el que se basan estas cimentaciones es muy sencillo, se trata de que el peso de la estructura iguale al peso de la tierra excavada.

Las cimentaciones compensadas han sido particularmente utilizadas para evitar asentamientos en suelos altamente compresibles, pues teóricamente, los eliminan por no dar al terreno ninguna sobrecarga. Sin embargo, como el proceso de carga no es simultáneo con el de descarga resultado de la excavación, se presentan expansiones en el fondo de ésta, que se traducen en asentamientos cuando, por efecto de la carga de la estructura, dicho fondo regrese a su posición original.

Cuando el peso de la estructura, incluyendo su cimentación es igual al peso del suelo desalojado, la cimentación se denomina de "compensación total". También existe la "compensación parcial", en donde el peso de la tierra excavada compensa únicamente una parte del peso de la estructura y el resto se toma con pilotes o descansando sobre el terreno, si es que la capacidad de carga y la compresibilidad de éste lo permiten.

Finalmente, la situación inversa produce "sobrecompensación". En la figura 3.7 se muestra este tipo de cimentación.

A continuación, se exponen algunas normas que han de ser tomadas en cuenta para el proyecto de cualquier cimentación. Lo que más adelante se

dice, es aplicable tanto para cimentaciones poco profundas o superficiales, como para otras desplantadas a mayor profundidad ya que se trata de comentarios de orden general que debe presidir cualquier proyecto de cualquier cimentación.

En general los factores que influyen en la correcta selección de una cimentación, pueden agruparse en tres clases principales:

- 1.- Los relativos a la superestructura, que engloban su función a cargas que se transmiten al suelo, materiales que la constituyen, etc.
- 2.- Los relativos al suelo, que se refieren a sus propiedades mecánicas, especialmente a su resistencia y compresibilidad, condiciones hidráulicas, etc.
- 3.- Los factores económicos, que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y aún el costo de la superestructura.

Debe observarse que al balancear los factores anteriores, adoptando un punto de vista estrictamente ingenieril, debe estudiarse no solo la necesidad de proyectar una cimentación que se sostenga en el suelo disponible sin falla o colapso, sino también que no tenga durante su vida útil asentamientos o expansiones que interfieran con la función de la estructura.

Se llega así, a la contribución fundamental de la mecánica de suelos al problema de las cimentaciones, contribución de doble aspecto que involucra dos problemas de la misma importancia para garantizar el éxito final. Por un lado, abordando un problema de capacidad de carga, se trata de conocer el nivel de esfuerzo que la cimentación puede transmitir al suelo sin provocar un colapso o falla brusca generalmente por esfuerzo cortante, por el otro lado, será necesario calcular los asentamientos o expansiones que el suelo

va a sufrir con tales esfuerzos, cuidando que estos queden siempre a niveles tolerables para la estructura de que se trate.

No puede decirse que uno de los aspectos anteriores tenga mayor importancia que otro en el proyecto de una cimentación, ambos deberán ser tomados en cuenta simultáneamente, y de su apreciación dependerá el éxito o fracaso de la obra.

3.3 Capacidad de carga

Todas las capacidades de carga que se mencionan corresponden a valores en la falla, es decir, a valores tales que si esos esfuerzos fueran comunicados por el cimiento al suelo, éste quedaría en estado de falla incipiente. La capacidad de carga admisible o de trabajo, será siempre menor que la de falla y deberá quedar lo suficientemente lejos de ella como para dar los márgenes de seguridad necesarios, que cubran todas las incertidumbres referentes a las propiedades de los suelos y su determinación, a las magnitudes de las cargas actuantes, a la teoría específica de capacidad de carga que se use y a los problemas y desviaciones de la construcción.

En la práctica se ha generalizado la costumbre de expresar la capacidad de carga admisible como una fracción de la falla, obtenida dividiendo ésta entre un número mayor que 1, al que se denomina factor de seguridad (F_s). Sin embargo, por lo menos para los suelos cohesivos, el anterior criterio resulta poco defendible, tanto desde el punto de vista conceptual, como del valor numérico de la capacidad de carga que al usarlo se obtiene.

En términos generales, la capacidad de carga última de una cimentación en un suelo puramente cohesivo se da por la expresión del tipo:

$$q_c = CN_c + \gamma D_f$$

donde: q_c = capacidad de carga última del cimiento

C = cohesión del suelo (ton/m^2)

N_c = factor de capacidad de carga debido a la cohesión

γ = peso específico del suelo (ton/m^3)

D_f = profundidad de desplante del cimiento (m)

En el caso de aplicar un factor de seguridad (F_s), éste deberá actuar sólo sobre la parte q_c que exceda a γD_f , es decir sobre CN_c . De esta manera, resulta para la capacidad de carga admisible la expresión:

$$q_{adm} = \frac{CN_c}{F_s} + \gamma D_f$$

Para suelos friccionantes la capacidad de carga admisible suele expresarse como:

$$q_{adm} = \frac{q_c}{F_s}$$

En seguida se expondrán brevemente tres de las teorías más usadas en el análisis de la capacidad de carga de un suelo.

3.3.1 Teoría de Terzaghi

La Teoría de Terzaghi¹ cubre el caso más general de suelos cohesivo-friccionantes y hasta hoy, es posiblemente la teoría más usada para el cálculo de capacidad de carga en los proyectos prácticos.

Se emplea en cimentaciones superficiales como zapatas aisladas, zapatas corridas, losas, etc. ($B \geq D_1$). Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimiento, considerándola sólo de dicho nivel hacia abajo. El terreno sobre la base del cimiento se supone que sólo produce un efecto que puede representarse por una sobrecarga, $q = \gamma D_1$, actuante precisamente en un plano horizontal que pase por la base del cimiento, en donde γ es el peso específico del suelo (fig. 3.8a), en base a esto propuso el mecanismo de falla que aparece en la figura 3.8b, el cual está formado por 3 zonas. La zona I es una cuña que se mueve como un cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo. La zona II es de deformación tangencial radial; la frontera AC de esta zona forma con la horizontal el ángulo θ , cuando la base del cimiento es rugosa; si fuera idealmente lisa, dicho ángulo sería $45 + \theta/2$. La frontera AD forma un ángulo $45 - \theta/2$ con la horizontal, en cualquiera de los dos casos. La zona III es una zona de estado plástico pasivo de Rankine.

Finalmente llegó a la siguiente expresión:

$$q_c = CN_c + \gamma D_1 N_q + \frac{1}{2} \gamma B \gamma$$

donde: q_c = capacidad de carga última del cimiento

N_c , N_q y N_γ (factores de capacidad de carga) = coeficientes adimensionales que dependen del valor de θ (ángulo de fricción interna del suelo)

B = ancho del cimiento

La representación gráfica de dichos factores se muestra en la figura 3.9. Como se observa se tienen 6 curvas, de las cuales las tres líneas continuas proporcionan los valores de N_c , N_q y N_γ en función del ángulo de fricción interna (θ) y las otras tres líneas discontinuas los valores modificados de

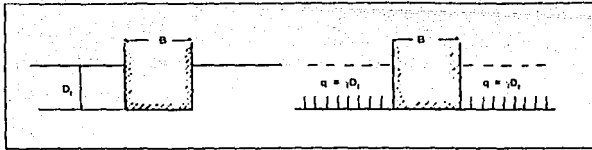


Fig. 3.8a Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento con una sobrecarga debida a su peso

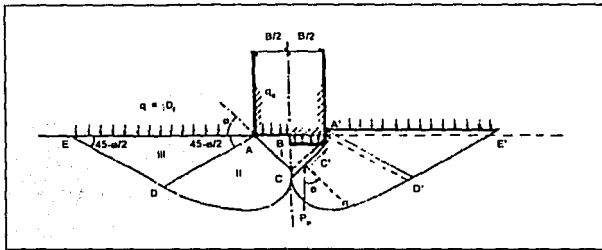


Fig. 3.8b Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo según Terzaghi

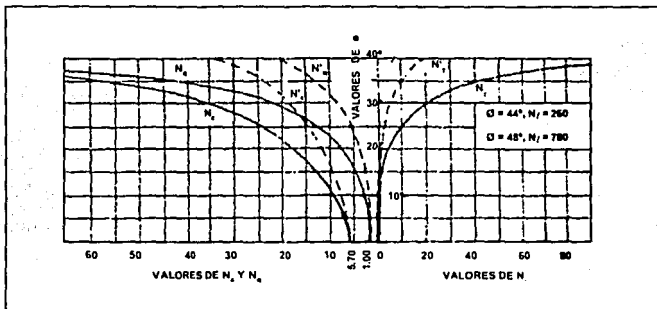


Fig. 3.9 Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi

esos factores N'_c , N'_q y N'_γ . La razón de las líneas discontinuas es la siguiente: el mecanismo de falla de la figura 3.8b, supone que al ir penetrando el cimientto en el suelo se va produciendo cierto desplazamiento lateral de modo que los estados plásticos desarrollados incipientemente bajo la carga se amplían hasta los puntos E y E', en tal forma que, en el instante de la falla, toda la longitud de la superficie de falla trabaja al esfuerzo límite. Sin embargo, en materiales arenosos sueltos o arcillosos blandos, Terzaghi considera que al penetrar el cimientto no logra desarrollarse el estado plástico hasta puntos tan lejanos como el E y E', sino que la falla ocurre antes, a carga menor, por haberse alcanzado un nivel de asentamiento en el cimientto que, para fines prácticos, equivale a la falla del mismo. Este último tipo de falla se denomina local, en contraposición de la falla en desarrollo completo del mecanismo anterior, denominado general.

Para obtener la capacidad de carga última con respecto a la falla local de un modo sencillo y para fines prácticos Terzaghi introdujo nuevos valores de "c" y "ø":

$$C' = \frac{2}{3} C$$

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi$$

de esta manera estableció la siguiente ecuación:

$$q_c = \frac{2}{3} CN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

Ecuaciones para calcular la capacidad de carga en cimientos cuadrados y circulares apoyados en suelos cohesivo-friccionantes, al presentarse una falla de tipo general:

$$q_c = 1.3CN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma BN_c$$

$$q_c = 1.3CN_c + \gamma D_f N_q + 0.6RBN_c$$

R es el radio del cimiento.

3.3.2 Teoría de Skempton

Skempton² se basó en la teoría de Terzaghi para determinar la capacidad de carga en cimientos superficiales apoyados en suelos puramente cohesivos, por lo cual adoptó la siguiente expresión:

$$q_c = CN_c + \gamma D_f$$

establecida por el mismo Terzaghi. Debido a sus experiencias, Skempton encontró que el factor de capacidad de carga N_c actúa a lo largo de una superficie de deslizamiento y crece conforme aumenta la profundidad de desplante del cimiento, permaneciendo constante hasta una cierta profundidad en adelante. En casos prácticos (fig. 3.10a), Terzaghi considera la misma capacidad de carga en ambos casos en lo referente a la influencia de la cohesión, pero en cuanto a la presión del suelo (γD_f) esta varía; mientras que Skempton, toma en cuenta la diferencia de resistencias del suelo que se encuentra en el nivel de desplante considerando la influencia del valor N_c , el cual está en función de la relación D/B, donde D representa la profundidad de apoyo en el estrato resistente y B el ancho del cimiento.

Los valores de N_c según Skempton se muestran en la figura 3.10b, donde se observan dos curvas, una para cimientos circulares y cuadrados y otra para cimientos largos.

² Skempton, A.W.-The Bearing Capacity of Clays-Building Research Congress-Londres-1951.

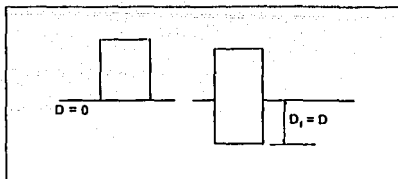


Fig. 3.10a Influencia de la profundidad de desplante en el valor de N_c , en suelos puramente cohesivos

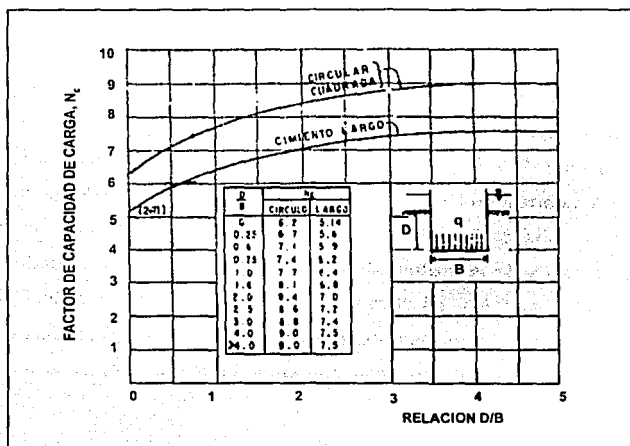


Fig. 3.10b Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos

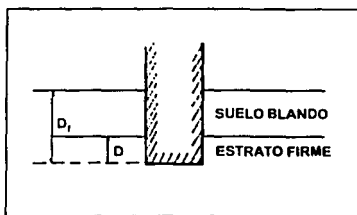


Fig. 3.10c Distinción entre D y D_1 para aplicar la teoría de Skempton

Por otra parte, en caso que se presente un suelo heterogéneo se deberán tomar en cuenta los espesores y pesos volumétricos respectivos para el cálculo de la presión del suelo que influye en la capacidad de carga del cimiento (fig. 3.10c).

3.3.3 Teoría de Meyerhof

Meyerhof³ supuso un mecanismo de falla como el que se muestra en la figura 3.11a. La cuña ABB' es una zona de esfuerzos uniformes, a la que se puede considerar en estado activo de Rankine; la cuña ABC, limitada por un arco de espiral logarítmica, es una zona de esfuerzo cortante radial y, finalmente, la cuña BCDE es una zona de transición en que los esfuerzos varían desde los correspondientes al estado de corte radial, hasta los de una zona en estado plástico pasivo. La extensión del estado plástico en esta última zona depende de la profundidad del cimiento y de la rugosidad de la cimentación. La línea BD es llamada por Meyerhof la superficie libre equivalente y en ella actúan los esfuerzos normales, p_0 , y tangenciales, s_0 , correspondientes al efecto del material contenido en la cuña BDE.

La expresión a la que se llega es la siguiente:

$$q_c = CN_c + p_0 N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_r$$

Para cimientos superficiales:

$$q_c = CN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_r$$

³ Meyerhof, G.G.-The Ultimate Bearing Capacity of Foundations-Geotechnique-Diciembre-1951.

Para determinar los valores de los factores de carga Meyerhof se basó en las teorías establecidas por Prandtl y Reissner para evaluar N_c y N_q con la suposición de que el material está desprovisto de peso propio considerando:

$$N_c = (N_q - 1)c \lg \phi$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} N_\phi$$

donde
$$N_\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Para el coeficiente N_γ considera la siguiente expresión:

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

Así en función del ángulo de fricción interna, logró tabular y graficar la figura 3.11 b en donde aparecen con líneas continuas para el caso de cimientos superficiales largos; y para el caso de cimientos circulares o cuadrados ($B = L$) son los mostrados con líneas discontinuas largas.

Para el caso de cimientos superficiales rectangulares, con relación largo a ancho igual a B/L no se han obtenido factores de capacidad de carga por métodos teóricos, y se propone que para ese caso se obtengan por interpolación de los dos tratados en la figura (cimientos largos, $B/L = 0$ y cuadrados $B = L$). Alternativamente, dichos factores pueden obtenerse multiplicando los factores de capacidad de carga correspondientes a cimientos superficiales muy largos, por los denominados factores de forma, que son:

$$S_c = 1 + 0.2 N_c \frac{B}{L}$$

$$S_q = S_\gamma = 1, \text{ para } \phi = 0$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 N_\phi B/L, \text{ para } \phi > 10^\circ$$

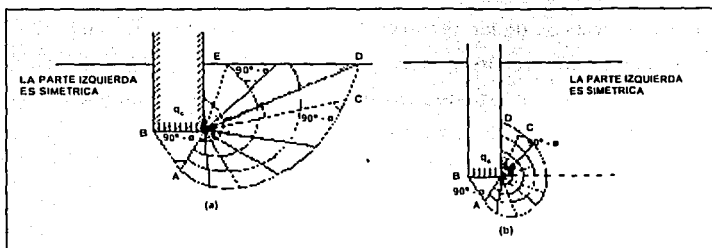


Fig. 3.11a Mecanismos de falla propuestos por Meyerhof

- a) A poca profundidad
b) A gran profundidad

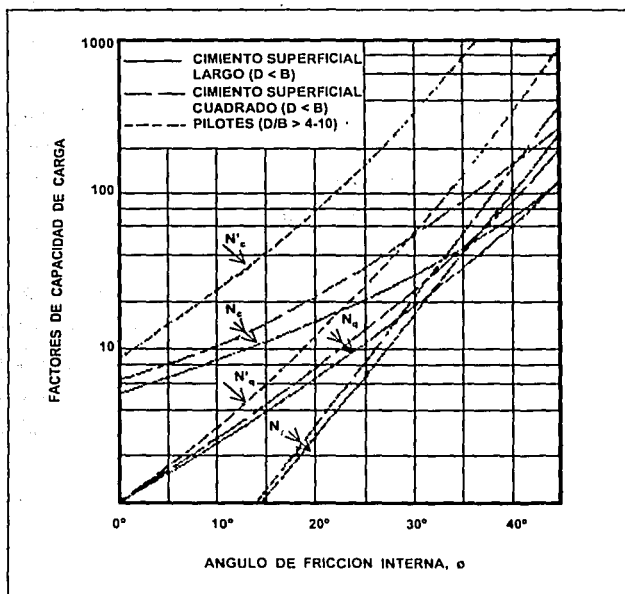


Fig. 3.11b Factores de capacidad de carga para cimientos superficiales y pilote

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.3.4 Fricción negativa

Al cimentar una estructura con pilotes de punta en una estratigrafía básicamente formada por un cierto espesor compresible, sobre el estrato resistente de apoyo y cuando dicho manto compresible tiende a disminuir de espesor por algún proceso de consolidación provoca la inducción de esfuerzos de fricción en sentido descendente a todo lo largo del fuste, sobrecargándose el elemento al colgarse el suelo circundante.

Por lo que al no tomarse en cuenta el fenómeno de fricción negativa en el diseño podría ocasionar el colapso del elemento por penetración en el estrato resistente o en el menor de los casos al soportar la sobrecarga se presentaría la emersión de la estructura produciendo daños a construcciones vecinas (fig. 3.12).

3.3.5 Factor de seguridad

Los valores de F_s a usar en un caso dado deberán variar algo según sea la importancia de la obra y el orden de las incertidumbres que se manejen; en rigor debería de ser diferente en cada caso y producto de un estudio particular de ese caso.

En el caso de cimentaciones superficiales, si el análisis de las cargas actuantes toma en cuenta sólo las permanentes, es recomendable usar un F_s mínimo de 3. Si se toman en cuenta cargas permanentes y cargas vivas eventuales, el valor anterior puede reducirse a 2 ó 2.5. Si se realiza un análisis de cargas muy detallado, que incluya efectos de sismo, en regiones de tal naturaleza, el factor de seguridad puede llegar a valores tan bajos como 1.5. En el caso de cimentaciones profundas, las incertidumbres que se manejan suelen ser mayores, por la contribución de la heterogeneidad del

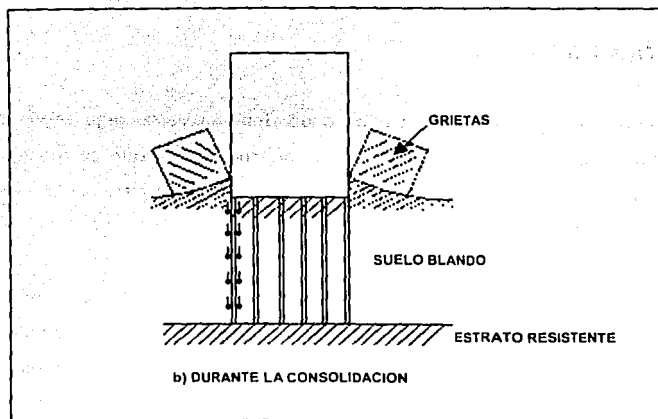
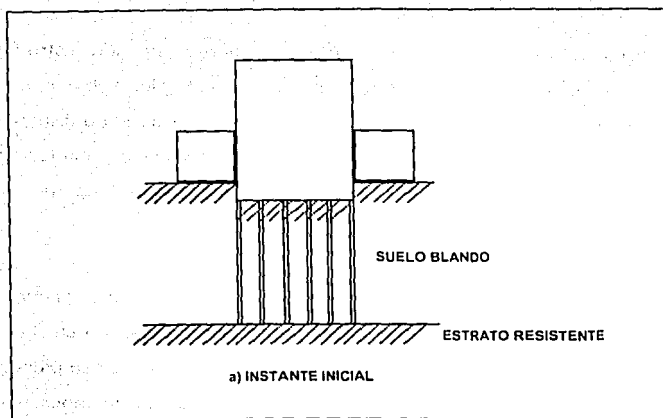


Fig. 3.12 Inducción de la fricción negativa a lo largo del fuste de pilotes de punta por consolidación de los estratos blandos

subsuelo y de los métodos constructivos. Es costumbre utilizar un F_s de 3, cuando la cimentación se calcula en un análisis de carga muerta y carga viva permanente.

3.3.6 Hundimientos

Se dice que las arcillas son normalmente consolidadas cuando nunca han estado sometidas a una presión mayor que la que corresponde a la que soportan por efecto de las capas de suelo sobre las mismas. Si sobre este tipo de arcilla se coloca una estructura, es posible que sufra un fuerte asentamiento debido a la carga que se le agrega y debido a la expulsión del agua contenida en sus poros. Mas como este tipo de suelo presenta un coeficiente de permeabilidad muy bajo, el asentamiento ocurre muy lentamente. Si la arcilla tiene una alta resistencia al corte y baja compresibilidad, el asentamiento puede ser muy pequeño.

3.4 Uso de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal para la verificación de la estabilidad de las cimentaciones

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá, de acuerdo con los artículos 193, 223 y 224 del Reglamento (los cuales se mencionan más adelante), en comparar para cada elemento de la cimentación y para ésta en su conjunto 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 revisión de la cimentación ante estados límite de servicio corresponde a la determinación de las deformaciones del suelo provocadas por la estructura y se hará tomando en cuenta y no rebasando los límites indicados en la Tabla II.

3.4.1 Acciones de diseño

De acuerdo al artículo 188 del Reglamento, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

- a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima. Estas cargas incluyen el incremento de peso debido a la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.4 y se considerarán en los análisis de los estados límite de falla en condiciones estáticas.
- b) Combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea, más la acción accidental más crítica (efecto sísmico). Las cargas indicadas incluyen el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1 y se emplearán en los análisis de los estados límite de falla en condiciones dinámicas.
- c) Combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media, incluyendo el peso de la cimentación. Estas cargas son afectadas por un factor de carga de 1.0 y se emplearán en el análisis del estado límite de servicio.

Además de la acciones anteriores, se considerarán las acciones señaladas en el artículo 225 del Reglamento de Construcciones.

En el caso de cimentaciones profundas en las zonas de transición y del lago (II y III respectivamente), se incluirá entre las acciones la fricción negativa que puede desarrollarse sobre el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno circundante. Para estimar esta acción, se considerará que el

TABLA II*

LÍMITES MÁXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES ORIGINADOS EN LA CIMENTACION*

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)

Concepto	Límite
Valor medio en el predio	
Asentamiento	Construcciones aisladas 30 cm**
	Construcciones colindantes 15 cm
Velocidad del componente diferido	
Emersión	30 cm** 1 cm/semana

b) Inclinación media

Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	100/(100+3h) por ciento	h = altura de la construcción, en m
Mal funcionamiento de gruas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal

c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas

Tipo de estructura	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Muros de carga de ladrillo recocido o bloque de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

* Comprende la suma de movimientos debido a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y en las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el Artículo 224 del Reglamento.

** En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.

máximo esfuerzo cortante que puede desarrollarse en el contacto suelo-pilote es igual a la cohesión del suelo determinada en prueba triaxial no consolidada - no drenada bajo presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo.

Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño el cortante en la base de la estructura y los momentos de volteo debidos tanto a excentricidad de cargas verticales respecto al centroide del área de cimentación como a solicitaciones horizontales.

3.4.2 Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en el artículo 194 del Reglamento. Para estados límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicarán factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo, a los empujes laterales de éste y a la aceleración de las masas de suelo deslizantes bajo acción sísmica.

Los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

- 1) 0.35 para la capacidad de carga en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, las zapatas de colindancia 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) 0.7 ($1 - s/2$), en que s es la relación entre los máximos de la solicitación sísmica y la solicitación total que actúan sobre el pilote, para la capacidad

de carga por adherencia de los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluya las solicitaciones sísmicas.

3) 0.70 para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

3.4.3 Verificación de la estabilidad de cimentaciones someras (zapatas y losas)

3.4.3.1 Estados límite de falla

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente uniformes, se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\sum \frac{QF_c}{A} < C_u N_c F_R + p_r \quad (1)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\sum \frac{QF_c}{A} < \left[p_r (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_r \quad (2)$$

donde: ΣQF_c , suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga, ton
A, área del cimiento, m²

- p_v , presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, ton/m²
- p_v' , presión vertical efectiva a la misma profundidad, ton/m²
- γ , peso volumétrico del suelo, ton/m³
- C_u , cohesión aparente, ton/m², determinada en ensayo triaxial UU
- B , ancho de la cimentación, m
- N_c , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14(1 + 0.25D_f/B + 0.25B/L),$$
 para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$
 donde D_f es la profundidad de desplante en m y L la longitud del cimiento en m
 En caso de que D_f/B y B/L no cumplan las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.
- N_q , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \exp[\pi \tan \phi] \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$
 donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante.
 El coeficiente N_q se multiplicará por $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para zapatas circulares o cuadradas.
- N_r , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_r = 2(N_q + 1) \tan \phi$$
 El coeficiente N_r se multiplicará por $1 - 0.4(B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.
- F_n , factor de resistencia especificado en el inciso 3.4.2 de las presentes normas.

También podrá utilizarse como alternativa a las ecuaciones 1 ó 2 una expresión basada en la resistencia a la penetración de cono o a la de penetración estándar o en resultados de pruebas presiométricas y respaldada por evidencias experimentales.

Además, al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

a) El parámetro ϕ está dado por:

$$\phi = \text{Ar}g \tan(\alpha \tan \phi') \quad (3)$$

donde ϕ' es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo.

Para suelos arenosos con compactación relativa menor de 70%, el coeficiente α será igual a 0.67. En cualquier otro caso, será igual a 1.

b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del nivel freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ec. 2 será:

$$\gamma = \gamma' + \frac{Z}{B}(\gamma_m - \gamma') \quad (4)$$

donde: γ' , peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades Z y $(B/2) \tan(45 + \phi/2)$, ton/m^3

γ_m , peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático, ton/m^3

c) En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e$$

(5)

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva. Cuando se presente doble excentricidad (alrededor de los ejes X y Y), se tomarán las dimensiones reducidas en forma simultánea, y el área efectiva del cimiento será $A' = B'L'$.

Para tomar en cuenta, en su caso, la fuerza cortante al nivel de la cimentación se multiplicarán los coeficientes N_q y N_c de las ecs. 1 y 2 por $(1 - \tan \delta)^2$ donde δ es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical.

d) En el caso de cimentaciones sobre un estrato de suelo uniforme de espesor h bajo el nivel de desplante y apoyado sobre un estrato blando, se seguirá el criterio siguiente:

- Si $h > 3.5B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga.
- Si $3.5B > h > 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B + h$.
- Si $h < 1.5B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual :

$$B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{h}{B} \right)^2 \right]$$

- En el caso de cimientos rectangulares, se aplicará a la dimensión longitudinal un criterio análogo al anterior.

- e) En el caso de cimentaciones sobre taludes, se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite, considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes serán afectados por el factor de resistencia especificado en el apartado 1 del inciso 3.4.2.
- f) En el caso de cimentaciones desplantadas en un subsuelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla implícito en las ecs. 1 y 2, se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimientto, y la posible extrusión de estratos muy blandos. En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistentes serán afectados por el factor de resistencia que señala el apartado 1 del inciso 3.4.2.
- g) No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por licuación o deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia ocasionadas por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecs. 1 y 2 deberá tomarse igual a la mitad del admisible para condiciones estáticas, a menos que se demuestre a satisfacción del Departamento que es aplicable otro valor.

h) En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, éstas se considerarán en el cálculo de capacidad de carga. En su caso, deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas:

- Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.
- Demolición o refuerzo de bóvedas.
- Desplante bajo el piso de las cavidades.

3.4.3.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá desprestigiar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo generados por la segunda combinación de acciones se calcularán cuando proceda, como se indica en el artículo 203 del capítulo de diseño sísmico. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^n \left[\frac{\Delta e}{(1 + e_n)} \right] \Delta z \quad (6)$$

- donde: ΔH , asentamiento de un estrato de espesor H
 e_0 , relación de vacíos inicial
 Δe , variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad
 Δz , espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes

Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en distintos puntos dentro y fuera del área cargada.

Los asentamientos esperados de una cimentación se podrán valorar por procedimientos distintos al enunciado, bajo la responsabilidad del Director Responsable de Obra y del Corresponsable en Seguridad Estructural.

3.4.4 Cimentaciones compensadas

Se entiende por cimentaciones compensadas aquellas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina

parcialmente compensada, compensada o sobrecompensada, respectivamente.

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta, incluyendo el peso de la subestructura, más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada con un factor de carga unitario.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de ésta deberá sumarse al de la subestructura, a menos que dicho espacio se rellene con material ligero no saturable que garantice la permanencia del efecto de flotación.

3.4.4.1 Estados límite de falla

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala el inciso 3.4.3.1. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. Para esto, se adoptará una posición conservadora de nivel freático.

Se prestará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el sismo.

3.4.4.2 Estados límite de servicio

Para este tipo de cimentación se calcularán:

- a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación.
- b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo la segunda combinación de acciones.
- c) Los movimientos diferidos debidos al incremento o decremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada en 3.4.3.2. El cálculo de los movimientos diferidos se llevará a cabo en la forma indicada en dicho inciso tomando en cuenta, además, la interacción con el hundimiento regional. En la zona III y en presencia de consolidación regional la sobrecompensación no será superior a 1.5 ton/m^2 , a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

3.4.5 Cimentaciones con pilotes de fricción

Los pilotes de fricción son aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral y generalmente actúan como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensada para reducir asentamientos transfiriendo parte de la carga a la cimentación a estratos más profundos.

3.4.5.1 Estados límite de falla

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\sum QF_c < R \quad (7)$$

donde : $\sum QF_c$ suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio de la subestructura y 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 capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación, que se considerará igual al mayor de los dos valores siguientes:

- a) Capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación, despreciando el efecto de los pilotes. Si este es el valor que rige, la losa o zapatas y las contr trabas deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ec. 8 con $F_R = 1.0$. En este caso la capacidad de carga suelo-losa o suelo-zapata se calculará como lo señala el inciso 3.4.3.
- b) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción que se considerará igual a la combinación de las capacidades de carga de punta de los pilotes individuales más el menor de los siguientes valores:
 - Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales.
 - Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.
 - Suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

La capacidad de carga por punta de una cimentación o de un grupo de pilotes de fricción siempre se considerará igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes, calculadas con la ec. 9.

Cuando la capacidad de carga de la cimentación se considere igual a la del sistema de los pilotes de fricción sin contribución de la losa, estos deberán tener la capacidad de absorber la fuerza cortante por sismo al nivel de la cabeza de los pilotes sin tomar en cuenta la adherencia suelo-losa o suelo-zapatas.

En la estimación de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas se despreciará la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión se calculará como:

$$C_l = A_l f F_R \quad (8)$$

- donde: F_R 0.7(1 - s/5), factor de resistencia, adimensional
s relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote
 C_l capacidad por adherencia, ton
 A_l área lateral del pilote, m²
f adherencia lateral media pilote-suelo, ton/m²

Para los suelos cohesivos blandos de las zonas II y III la adherencia pilote-suelo se considerará igual a la cohesión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas.

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo de pilotes, o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la ec. 8 considerando el grupo o los subgrupos como pilas de diámetro igual al de la envolvente del grupo o subgrupo.

3.4.5.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán explícitamente en cuenta las excentricidades de carga.

Como se indica en el Art. 203, deberá revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorio máximos de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos no resulten excesivos. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno. Para el cálculo de estas deformaciones, se considerará que la carga máxima soportada por los pilotes en condiciones sísmicas es la definida por la ec. 8

3.4.6 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas

Los pilotes de punta son los que transmiten la mayor parte de la carga a un estrato resistente por medio de su punta. Generalmente, se llaman pilas a los elementos de más de 80 cm de diámetro colados en perforación previa.

3.4.6.1 Estados límite de falla

Se verificará el cumplimiento de la desigualdad 7, siendo R la suma de las capacidades de carga individuales o de grupos o la global del conjunto de pilotes, cual sea menor.

La capacidad de carga de un pilote de punta o pila se calculará como sigue:

- Para suelos cohesivos

$$C_p = [C_u N^* F_R + p_v] A_p \quad (9)$$

- Para suelos friccionantes

$$C_p = [\overline{p_v} N_q^* F_R + p_v] A_p \quad (10)$$

- 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, ton/m²
 $\overline{p_v}$ presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, ton/m²
 C_u cohesión aparente, (ton/m²), determinada en ensaye triaxial UU
 N_c^* coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente:

α_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

- α_u ángulo de fricción aparente, en grados
 N^* coeficiente de capacidad de carga definido por:
 $N^* = N_{\min} + L_u(N_{\max} - N_{\min}) / [4B \tan(45^\circ + \alpha/2)]$
 cuando $L_u/B \leq 4 \tan(45^\circ + \alpha/2)$, o bien
 $N^* = N_{\max}$

cuando $L_p/B > 4 \tan (45^\circ + \phi/2)$

- L_p longitud empotrada del pilote o pila en el estrato resistente, m
 B ancho o diámetro equivalente de los pilotes, m

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°
$N_{máx}$	12.5	26	55	132	350
$N_{mín}$	7	11.5	20	39	78

ϕ ángulo de fricción interna, en grados, con la definición del apartado (a) del subinciso 3.4.3

F_R factor de resistencia igual a 0.35

También podrá utilizarse como alternativa a las ecuaciones 9 ó 10 una expresión basada en la penetración estándar o en resultados de pruebas presiométricas.

En el caso de pilotes o pilas de más de 0.5 m de diámetro, la capacidad calculada mediante las ecuaciones 9 ó 10 o sus alternativas, deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

- Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor:

$$F_{re} = \left[\frac{(B + 0.5)}{2B} \right]^n \quad (11)$$

donde: B diámetro de la base del pilote o pila en metros (>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 multiplicará por el mismo factor de la ec. 11 con exponente $n = 1$. Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo se multiplicará por:

$$F_{ic} = \frac{B+1}{2B+1} \quad (12)$$

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación a base de pilotes de punta deberá despreciarse en todos los casos.

Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para resistir los esfuerzos inducidos por los pilotes sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de los pilotes para transmitir dichas solicitaciones horizontales.

3.4.6.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes o pilas bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidas, incluyendo la fricción negativa, y la de los estratos localizados abajo el nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

3.4.7 Artículos del R.C.D.F. más empleados en cimentaciones

ART. 183 Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

$$F_{cr} = \frac{B+1}{2B+1} \quad (12)$$

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación a base de pilotes de punta deberá despreciarse en todos los casos.

Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para resistir los esfuerzos inducidos por los pilotes sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de los pilotes para transmitir dichas solicitaciones horizontales.

3.4.6.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes o pilas bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidas, incluyendo la fricción negativa, y la de los estratos localizados abajo el nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

3.4.7 Artículos del R.C.D.F. más empleados en cimentaciones

ART. 183 Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Las Normas Técnicas Complementarias establecerán los estados límite de falla más importantes para cada material y tipo de estructura.

ART. 184 Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

En las construcciones comunes, la revisión de los estados límite de deformaciones se considerará cumplida si se comprueba que no exceden los valores siguientes:

I. Una flecha vertical, incluyendo los efectos a largo plazo, igual al claro entre 240, más 0.5 cm. Además, para miembros cuyas deformaciones afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables, se considerará como estado límite una flecha, medida después de la colocación de los elementos no estructurales, igual al claro entre 480, más 0.3 cm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se multiplicarán por dos, y

II. Una deflexión horizontal entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura de entrepiso entre 500 para estructuras que tengan ligados elementos no estructurales que puedan dañarse con pequeñas deformaciones e igual a la altura de entrepiso entre 250 para otros casos; para diseño sísmico se observará lo dispuesto en los artículos 209 a 211 de este Reglamento.

Se observará además lo que dispongan las Normas Técnicas Complementarias relativas a los distintos tipos de estructuras.

Adicionalmente se respetarán los estados límite de servicio de la cimentación y los relativos a diseño sísmico, especificados en los Capítulos respectivos de este Título.

ART. 186 Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

I. Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de tierras y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos;

II. Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje, y

III. Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos de viento; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en la estructuración y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso que ocurran estas acciones.

ART. 188 La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

I. Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva del artículo 199 de este Reglamento, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en el mencionado artículo, y

II. Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con el artículo 194 de este capítulo.

ART. 193 Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en el artículo 188 de este Reglamento y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes, según lo especificado en el artículo 194 de este Reglamento.

También se revisará que bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones sin multiplicar por factores de carga, no se rebase algún estado límite de servicio.

ART. 194 El factor de carga se tomará igual a alguno de los valores siguientes:

I. Para combinaciones de acciones clasificadas en la fracción I del artículo 188, se aplicará un factor de carga de 1.4.

Cuando se trate de estructuras que soporten pisos en los que pueda haber normalmente aglomeración de personas, tales como centros de reunión, escuelas, salas de espectáculos, locales para espectáculos deportivos y templos, o de construcciones que contengan material o equipo sumamente valioso, el factor de carga para este tipo de combinación se tomará igual a 1.5;

II. Para combinaciones de acciones clasificadas en la fracción II del artículo 188 se considerará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación;

III. Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9; además se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con el artículo 187 de este Reglamento, y

IV. Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

ART. 218 Toda construcción se soportará por medio de una cimentación apropiada.

Las construcciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, suelos o rellenos sueltos o desechos. Sólo será aceptable cimentar sobre terreno natural competente o rellenos artificiales que no incluyan materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados.

El suelo de cimentación deberá protegerse contra deterioro por intemperismo, arrastre por flujo de aguas superficiales o subterráneas y secado local por la operación de calderas o equipos similares.

ART. 219 (Zonificación del Distrito Federal).

ART. 220 La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de construcción. Además deberá ser tal que permita definir:

- I. En la zona I a que se refiere el artículo 219 del Reglamento, si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas, y en caso afirmativo su apropiado tratamiento, y
- II. En las zonas II y III del artículo mencionado en la fracción anterior, la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas, variaciones fuertes de estratigrafía, historia de carga del predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño.

ART. 221 Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la construcción no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

ART. 222 En las zonas II y III señaladas en el artículo 219 de este Reglamento, se tomará en cuenta la evolución futura del proceso de

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

hundimiento regional que afecta a gran parte del Distrito Federal y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto.

ART. 223 La revisión de la seguridad de las cimentaciones, consistirá, de acuerdo con el artículo 193 de este Reglamento, en comparar la resistencia y las deformaciones máximas aceptables del suelo con las fuerzas y deformaciones inducidas por las acciones de diseño.

Las acciones serán afectadas por los factores de carga y las resistencias por los factores de resistencia especificados en las Normas Técnicas Complementarias.

ART. 224 En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

I. De falla:

- a) Flotación;
- b) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación, y
- c) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

II. De servicio:

- a) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión, con respecto al nivel del terreno circundante;
- b) Inclinación media, y
- c) Deformación diferencial.

En cada uno de estos movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado

de cada uno de tales movimientos deberá ajustarse a lo dispuesto por las Normas Técnicas Complementarias, para no causar daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las construcciones vecinas ni a los servicios públicos.

ART. 225 En el diseño de las cimentaciones se considerarán las acciones señaladas en los capítulos IV a VII de este Reglamento, así como el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, las descargas por excavación, los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, incluyendo la fricción negativa, los pesos y empujes laterales de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, la aceleración de la masa de suelo deslizando cuando se incluya sismo, y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura será el resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la cimentación, la fijación de todas las acciones pertinentes será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la superestructura y de la cimentación.

En el análisis de los estados límite de falla o servicio, se tomará en cuenta la subpresión del agua, que debe cuantificarse conservadoramente atendiendo a la evolución de la misma durante la vida útil de la estructura. La acción de dicha subpresión se tomará con un factor de carga unitario.

3.4.8 Diseño por sismo

ART. 202 Es necesario cumplir con bases y requisitos generales mínimos de diseño para que las estructuras tengan seguridad adecuada ante los efectos de sismos.

ART. 203 Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifiquen las Normas Técnicas Complementarias, y se combinarán con los efectos de fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establece el Reglamento.

Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos que describan las Normas Técnicas Complementarias, con las limitaciones que ahí se establezcan.

Se verificará que la estructura y su cimentación no alcance ningún estado límite de falla o de servicio a que se refiere el Reglamento.

ART. 206 El coeficiente sísmico, c , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, entre el peso de ésta sobre dicho nivel.

Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan.

El coeficiente sísmico para las Edificaciones clasificadas como del grupo B se tomará igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II y 0.40 en la III, a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los coeficientes que fijen las Normas Técnicas Complementarias, y a excepción de las zonas especiales en las que dichas Normas especifiquen otros valores de c . Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

ART. 207 Cuando se aplique el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, podrán reducirse con fines de diseño las fuerzas sísmicas

calculadas, empleando para ello los criterios que fijen las Normas Técnicas Complementarias, en función de las características estructurales y del terreno. Los desplazamientos calculados de acuerdo con estos métodos, empleando las fuerzas sísmicas reducidas, deben multiplicarse por el factor de comportamiento sísmico que marquen dichas Normas.

Los coeficientes que especifiquen las Normas Técnicas Complementarias para la aplicación del método simplificado de análisis tomarán en cuenta todas las reducciones que procedan por los conceptos mencionados. Por ello las fuerzas sísmicas calculadas por este método no deben sufrir reducciones adicionales.

ART. 208 Se verificará que tanto la estructura como su cimentación resistan las fuerzas cortantes, momentos torsionantes de entrepiso y momentos de volteo inducidos por sismo combinados con los que correspondan a otras solicitaciones, y afectados del correspondiente factor de carga.

CAPÍTULO 4

CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES ÍNDICE Y MECÁNICAS DE LOS DEPÓSITOS DEL SUBSUELO EN EL PREDIO DE INTERES

En este capítulo se presenta la localización del predio de interés dentro de la ciudad de México, se describen los trabajos de muestreo y exploración de los depósitos del subsuelo y las pruebas de laboratorio que se realizaron para determinar las características y propiedades físicas y mecánicas de los materiales del subsuelo, las que se determinaron siguiendo los lineamientos establecidos en los artículos 220 a 223 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; con los resultados obtenidos se definieron los parámetros que sirvieron para el diseño y construcción de la cimentación del edificio proyectado.

4.1 Antecedentes

Se proyecta llevar a cabo la construcción de una edificación que albergará un hotel, en el predio que se encuentra ubicado en la Calzada de Guadalupe No. 54, colonia Ex-Hipódromo de Peralvillo, de la Delegación Cuauhtémoc, en el Distrito Federal, en la figura 4.1 se muestra un croquis de su ubicación.

De acuerdo a un recorrido por el predio se observa que se encontraba baldío en su mayor parte, porque se encontraron partes de la demolición de las

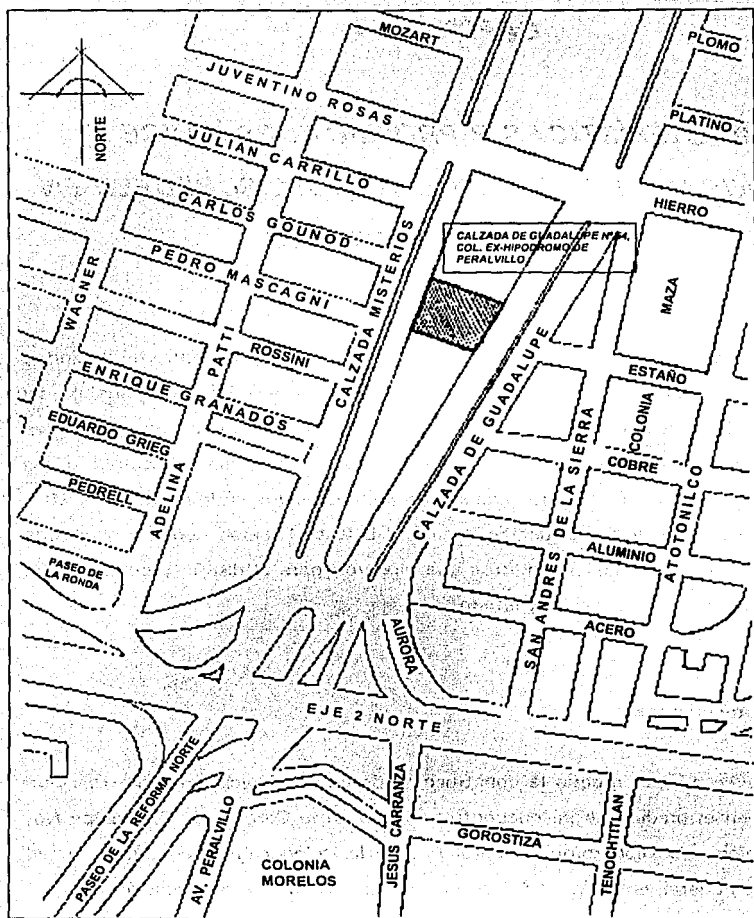


Fig. 4.1 Localización del predio

construcciones antiguas existentes dentro del mismo, se considera que estas construcciones eran de un nivel de acuerdo a lo observado en el predio.

El predio en estudio, se localiza en la parte baja del Valle de México, correspondiente a la zona lacustre del Ex-Lago de Texcoco, denominada "Lago Virgen" según lo expuesto en el capítulo 1.

4.2 Exploración del subsuelo

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones del Reglamento de Construcciones, se indica que las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para cumplimiento del art. 220 del Reglamento serán las que se indican a continuación:

CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario de la estructura $w > 5 \text{ ton/m}^2$

Perímetro de la construcción $P > 80 \text{ m}$ en las Zonas I y II o

$P > 120 \text{ m}$ en la Zona III

Profundidad de desplante $D_i > 2.5 \text{ m}$

Zona III

- 1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.*
- 2. Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos*

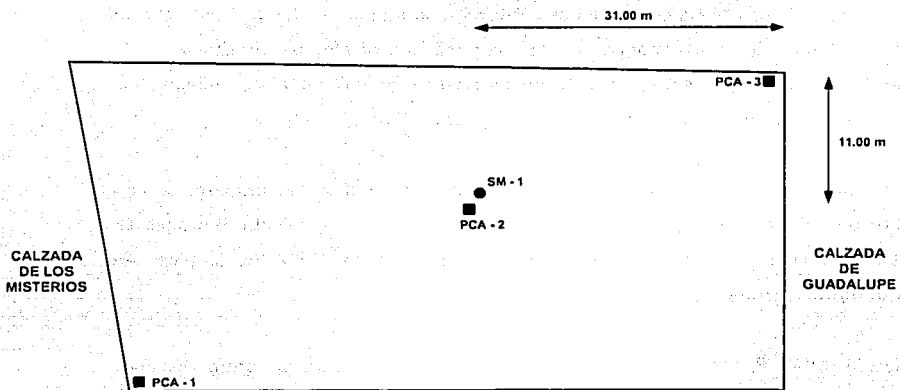
que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

- 3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.*

El perímetro del predio es de 177 m y para cumplir con lo anterior, se realizaron tres pozos a cielo abierto y un sondeo profundo, con la ubicación en planta mostrada en la figura 4.2.

Los pozos a cielo abierto se realizaron a una profundidad de 2.50 m con respecto al nivel del terreno circundante empleando herramienta manual a base de pico y pala, dado que a esta profundidad se encuentra el nivel de aguas freáticas. Se clasificaron los materiales encontrados en las paredes de los pozos y en cada uno de los estratos del suelo se obtuvieron muestras alteradas y una muestra inalterada, las cuales se protegieron contra pérdida de humedad y fueron enviadas al laboratorio donde se efectuaron los ensayos correspondientes, los cuales se expondrán más adelante.

Como parte de la exploración se realizó un sondeo de tipo profundo que llegó a 32.20 m de profundidad con respecto al nivel del terreno circundante, que corresponde a atravesar la primera capa dura en la zona. El sondeo fue de tipo mixto donde se combinó el muestreo alterado mediante el método de penetración estándar utilizando el penetrómetro estándar con el muestreo inalterado mediante tubos de pared delgada de tipo Shelby de 4" de diámetro interior y de un metro de longitud, hincados en las arcillas lacustres, mediante la presión hidráulica proporcionada por la máquina perforadora. Tanto las muestras alteradas como las inalteradas, se protegieron cuidadosamente para



SIMBOLOGIA

- - SONDEO MIXTO
- - POZO A CIELO ABIERTO

Fig. 4.2 Localización de los sondeos

evitar daños y pérdida de humedad y fueron enviadas al laboratorio para los ensayos correspondientes.

4.3 Condiciones hidráulicas

Dentro de la perforación del sondeo profundo, se instalaron dos piezómetros de tubo abierto del tipo Casagrande, para conocer los niveles piezométricos en la lente arenosa que se localiza inmediatamente abajo del nivel máximo de excavación proyectado y otro en la primera capa dura.

Los piezómetros se denominaron P-1 y P-2, sus puntas se instalaron a una profundidad de 29.0 y 8.5 m respectivamente, referidas al nivel del brocal del sondeo. Una vez estabilizados los piezómetros, se tomaron sus lecturas en diferentes fechas.

En la tabla 8, se presentan las lecturas de los niveles de agua en cada piezómetro con respecto al nivel del brocal del sondeo profundo.

TABLA 8

Piezómetro	Profundidad de apoyo de la punta (m)	Profundidad del nivel dentro de la tubería		
		04/03/92	12/03/92	19/03/92
P-1	29.0	16.47 m	15.73 m	15.56 m
P-2	8.5	2.47 m	2.49 m	2.15 m

Con base en los valores anteriores, se calcularon las presiones de agua actuales en los estratos, correspondientes a las profundidades de instalación de los piezómetros.

El nivel del agua superficial detectado en los tres pozos a cielo abierto realizados es de 2.50 m. Ante esto, en el piezómetro P-1, se presentó una pérdida en la presión hidráulica de 12.5 ton/m^2 debido al abatimiento piezométrico de la zona.

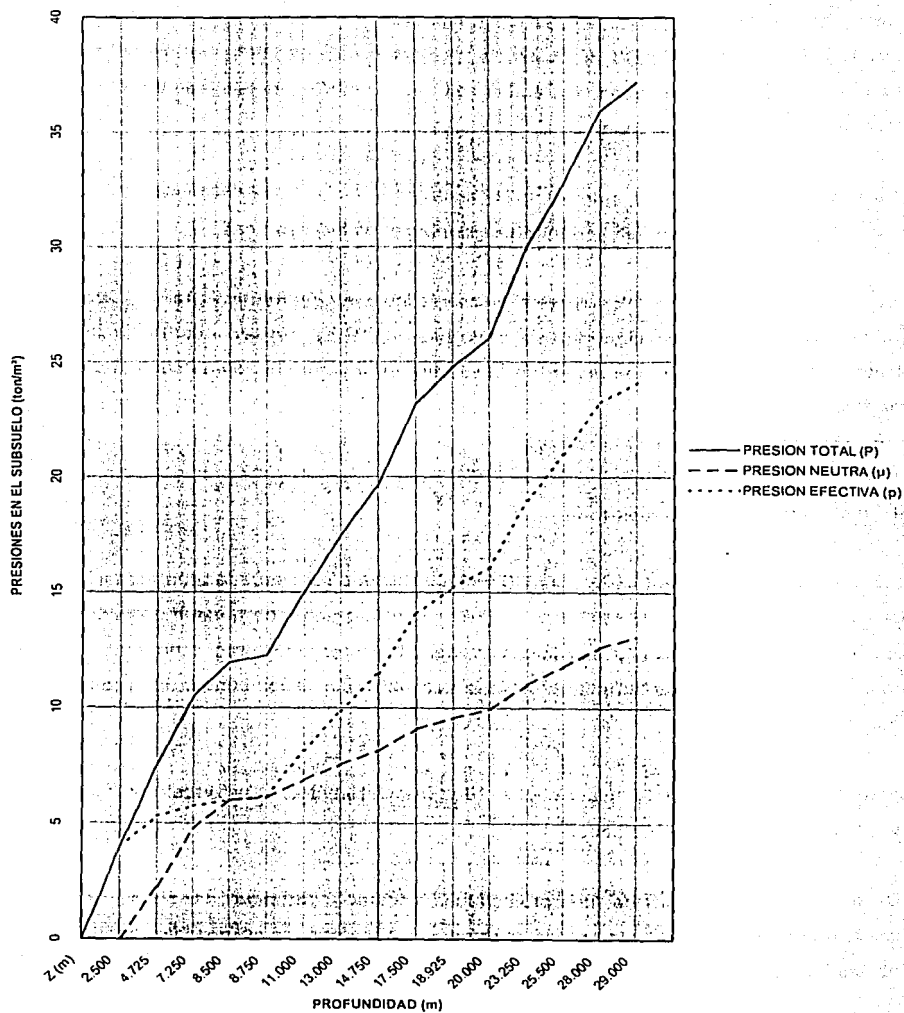
En la figura 4.3, se muestra gráficamente la variación de la presión de agua, comparada con la que se tendría en condiciones hidrostáticas.

El conocimiento de los niveles piezométricos, es de fundamental importancia para la determinación de las presiones efectivas actuales de los distintos estratos, mismos que sirven de base para el análisis del comportamiento de la cimentación proyectada.

4.4 Pruebas de laboratorio

A las muestras de suelo obtenidas con el sondeo realizado se les efectuaron las pruebas de laboratorio que se indican a continuación para poder determinar sus propiedades índice y mecánicas de los diferentes depósitos detectados en el predio y poderlas correlacionar para efectuar los análisis correspondientes de la cimentación.

- a) Identificación y clasificación de los diferentes depósitos lacustres y volcánicos detectados.
- b) Determinación de las propiedades índice: contenido de agua, análisis granulométrico, límites de Atterberg y densidad de sólidos. Los resultados obtenidos se encuentran en las figuras 4.4 a 4.7.

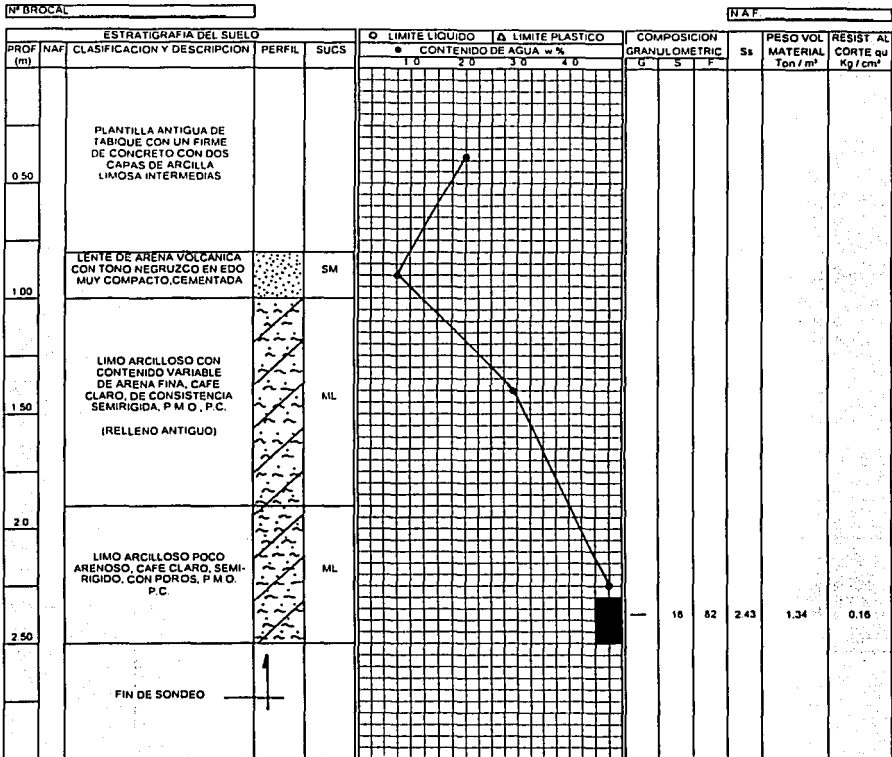


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

140

Fig. 4.3

PERFIL ESTRATIGRAFICO POZO A CIELO ABIERTO N° 1



SIMBOLOGIA

- RELLENO
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA

NOMENCLATURA

- G - GRAVA EN %
- F - FINOS EN %
- S - ARENA EN %
- Ss - DENSIDAD DE SOLIDOS
- qu - PRUEBA DE COMP. SIMPLE
- CL - CONTRACCION LINEAL EN %
- CV - CONTRACCION VOLUMETRICA EN %
- C - COHESION EN Kg / cm²
- e - ANGULO DE FRICCION
- Cu - PRUEBA DE CONSOLIDACION
- BMO - BASTANTE MATERIA ORGANICA
- PC - POCOS CARBONATOS DE CALCIO

† RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE (PENETROMETRO Kg / cm²)

MUESTRA CUBICA MOLDE PORTER

OBSERVACIONES:

EDIFICIO PARA HOTEL

CALZADA DE GUADALUPE N° 54

PERFIL ESTRATIGRAFICO






Fig. 4.4

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

PERFIL ESTRATIGRAFICO POZO A CIELO ABIERTO N° 2

N° BROCAL		ESTRATIGRAFIA DEL SUELO				N A F										
PROF. (m)	NAF	CLASIFICACION Y DESCRIPCION	PERFIL	SUCS	LIMITE LIQUIDO Δ LIMITE PLASTICO				COMPOSICION GRANULOMETRICA			Ss	PESO VOL. MATERIAL Ton./m ³	RESIST. AL CORTE Kg./cm ²		
					* CONTENIDO DE AGUA w %				G	S	F					
					20	30	40	50								
0.50		CIMIENTO ANTIGUO DE MAMPOSTERIA														
1.00																
1.50																
2.00		LIMO ARCILLOSO POCO ARENOSO, CAFE CLARO, SEMIRIGIDA, CON POROS, P.M.O., P.C	ML													
2.50			ML													
		FIN DE SONDEO	↑													

SIMBOLOGIA

-  RELLENO
-  ARCILLA
-  LIMO
-  ARENA
-  GRAVA

NOMENCLATURA

- G - GRAVA EN %
- F - FINOS EN %
- S - ARENA EN %
- Ss - DENSIDAD DE SOLIDOS
- qu - PRUEBA DE COMP. SIMPLE
- CL - CONTRACCION LINEAL EN %
- CV - CONTRACCION VOLUMETRICA EN %
- C - COHESION EN Kg./cm²
- o - ANGULO DE FRICCION
- Cu - PRUEBA DE CONSOLIDACION
- BMO - BASTANTE MATERIA ORGANICA
- PC - POCOS CARBONATOS DE CALCIO

⊕ RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE
(PENETROMETRO Kg./cm²)

■ MUESTRA CUBICA
☑ MOLDE PORTER

OBSERVACIONES

EDIFICIO PARA HOTEL
CALZADA DE GUADALUPE N° 54
PERFIL ESTRATIGRAFICO
Fig. 4.5

142

TRES
 FALLA DE ORIGEN

PERFIL ESTRATIGRAFICO POZO A CIELO ABIERTO N° 3

N° BROCAL

N.A.F.

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO				○ LIMITE LIQUIDO	△ LIMITE PLASTICO	COMPOSICION GRANULOMETRICA			PESO VOL MATERIAL Ton/m ³	RESIST. AL CORTE qu Kg/cm ²	
PROF (m)	NAF	CLASIFICACION Y DESCRIPCION	PERFIL	#	CONTENIDO DE AGUA w %			S ₁			
					20	30	40	50	G	S	F
0.50		MATERIAL DE RELLENO ANTIGUO A BASE DE PEDACERIA DE TABIQUE Y VIDRIOS MEZCLADOS CON ARCILLA LIMOSA, EN ESTADO POCO COMPACTO									
1.00											
1.50											
2.00											
2.50		LIMO ARCILLOSO POCO ARENOSO, CAFE CLARO, SEMIRIGIDA, CON POROS, P.M.O., P.C.	ML								
		FIN DE SONDEO	↑								

SIMBOLOGIA

- RELLENO
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA

NOMENCLATURA

- G - GRAVA EN %
- F - FINOS EN %
- S - ARENA EN %
- S₁ - DENSIDAD DE SOLIDOS
- qu - PRUEBA DE COMP SIMPLE
- CL - CONTRACCION LINEAL EN %
- CV - CONTRACCION VOLUMETRICA EN %
- C - COHESION EN Kg/cm²
- φ - ANGULO DE FRICCION
- Cu - PRUEBA DE CONSOLIDACION
- BMO - BASTANTE MATERIA ORGANICA
- PC - POCOS CARBONATOS DE CALCIO

+ RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE
(PENETRIMETRO Kg/cm²)

MUESTRA CUBICA
 MOLDE PORTER

OBSERVACIONES:

EN ESTE POZO SE ENCONTRO QUE LA CIMEN-
TACION DE LA BARRA COLINDANTE ES A BASE
DE BLOCK, CIMENTADA EN UNA ZAPATA CON-
TINUA CON UNA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE
DE 92 cm SOBRE UNA PLANTILLA DE TABIQUE
DE 12 cm DE ESPESOR

EDIFICIO PARA HOTEL
CALZADA DE GUADALUPE N° 54
PERFIL ESTRATIGRAFICO
Fig. 4.6

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

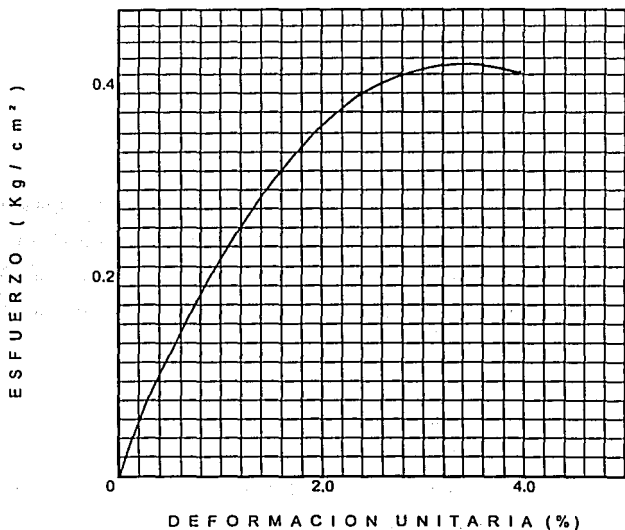
- c) Mediante la prueba de compresión no confinada, con y sin ciclos de histéresis, se determinaron los parámetros de resistencia de los materiales lacustres de tipo arcilloso, en condiciones no drenadas. Los valores de resistencia obtenidos, así como las curvas esfuerzo-deformación unitaria, se consignan en las figuras 4.8 a 4.21.
- d) Para determinar las características de resistencia al esfuerzo cortante de los depósitos de tipo arcilloso y limoso, se efectuó la prueba de compresión triaxial del tipo "UU" (no consolidada - no drenada). En las figuras 4.22 y 4.23, se presentan los resultados obtenidos en dichas pruebas, indicándose los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante (cohesión y ángulo de fricción interna).
- e) Mediante la prueba de consolidación unidimensional en el odómetro, se determinaron los parámetros de compresibilidad de los materiales lacustres fundamentalmente arcillosos, los cuales se utilizaron en la estimación de los asentamientos. En las figuras 4.24 a 4.27, se presentan las curvas de compresibilidad obtenidas.

4.5 Características estratigráficas y físicas del subsuelo

La superficie del terreno es sensiblemente plana, y se encuentra baldío en una porción mayor. De acuerdo con lo observado, se considera la existencia anterior de una serie de construcciones antiguas de un sólo nivel como máximo y que fueron ya demolidas.

A partir de las condiciones estratigráficas obtenidas en los pozos a cielo abierto y en el sondeo profundo, se determinaron los perfiles estratigráficos que se presentan en las figuras 4.4 a 4.7. De acuerdo a lo indicado en estas figuras,

ENSAYE DE COMPRESION SIMPLE



SONDEO MIXTO - 1

MUESTRA 3

PROFUNDIDAD: 1.60 - 1.80 m

Wi - 36.4 %

ei - 0.95

γ_h - 1.764 ton/m³

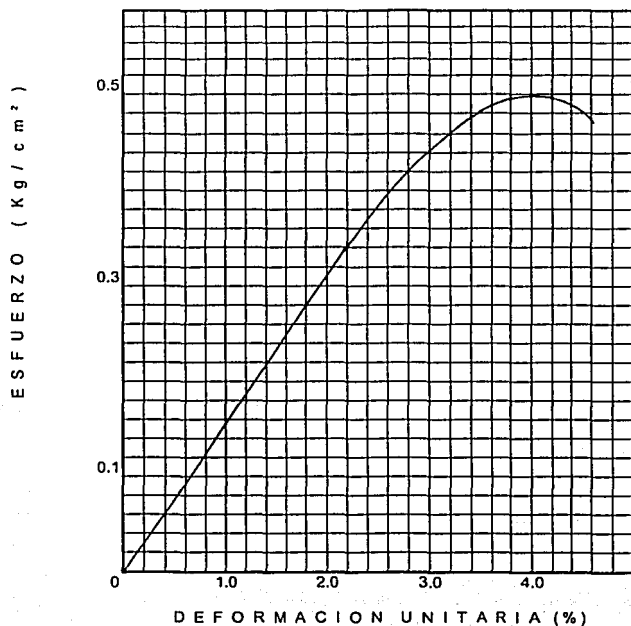
CLASIFICACION: ARCILLA POCO ARENOSA GRIS VERDOSA

$q_u = 0.43 \text{ kg/cm}^2$

Fig 4.8

146

ENSAYE DE COMPRESION SIMPLE



SONDEO MIXTO - 1

MUESTRA 7 - 1

PROFUNDIDAD: 4.20 - 4.80 m

Wi - 121.5 %

ei - 2.7

γ_h - 1.415 ton/m³

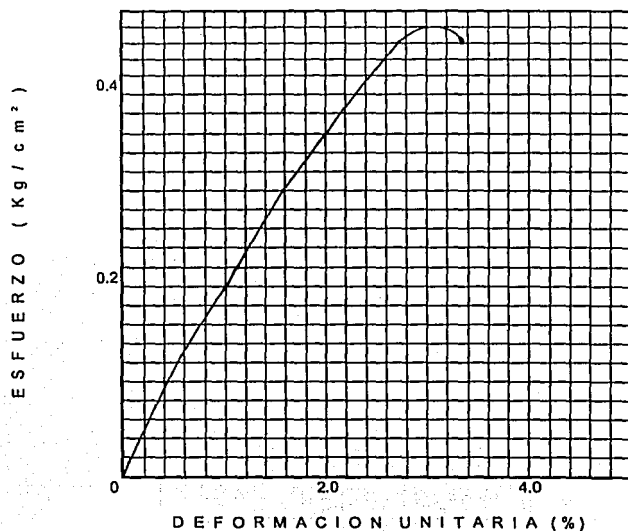
CLASIFICACION: ARCILLA GRIS VERDOSA

$q_u = 0.5 \text{ kg/cm}^2$

Fig 4.9

147

ENSAYE DE COMPRESION SIMPLE



SONDEO MIXTO - 1

MUESTRA 9

PROFUNDIDAD: 5.0 - 5.20 m

W_i - 403.2 %

e_i - 9.11

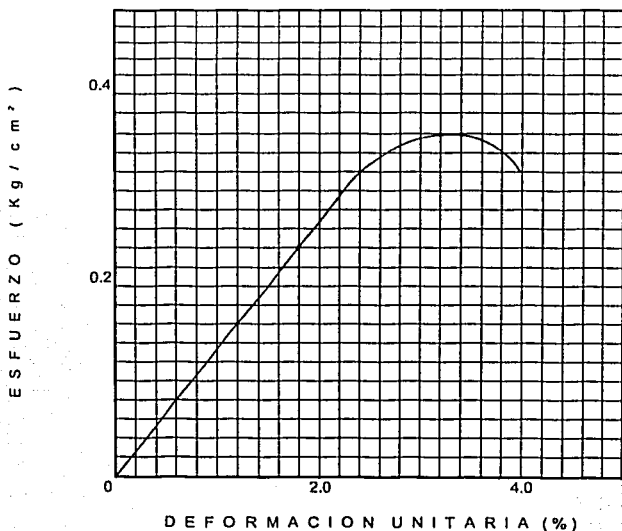
γ_h - 1.180 ton/m³

CLASIFICACION: ARCILLA GRIS VERDOSA

q_u = 0.48 kg/cm²

Fig 4.10

ENSAYE DE COMPRESION SIMPLE



SONDEO SM - 1

MUESTRA 12 - 2

PROFUNDIDAD: 7.40 - 7.60 m

W_i - 329.6 %

e_i - 7.6

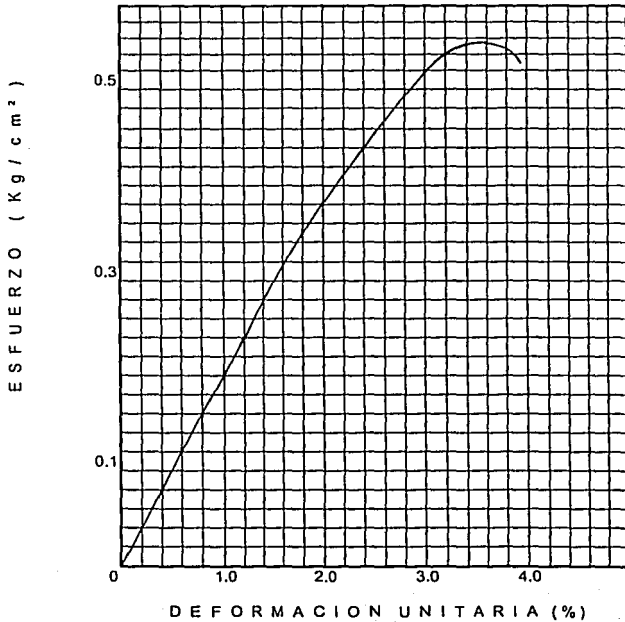
γ_h - 1.185 ton/m³

CLASIFICACION: ARCILLA GRIS VERDOSA

q_u = 0.36 kg/cm²

Fig 4.11

ENSAYE DE COMPRESION SIMPLE



SONDEO MIXTO - 1

MUESTRA 15 - 2

PROFUNDIDAD: 9.20 - 9.40 m

WI - 283 %

el - 6.4

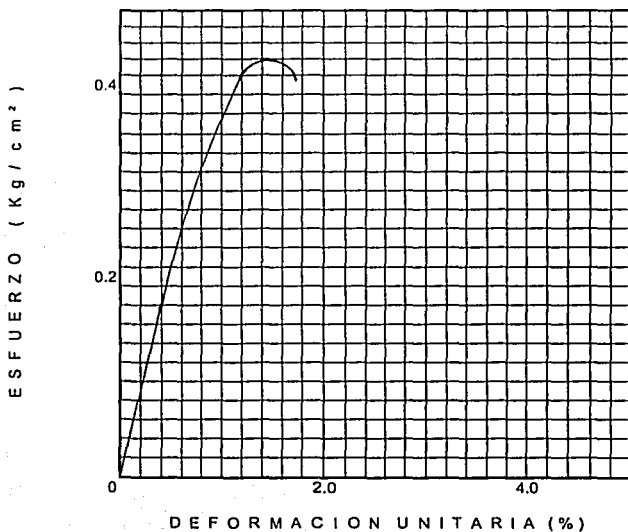
γ_h - 1.21 ton/m³

CLASIFICACION: ARCILLA CAFE ROJIZO

σ_u = 0.55 kg/cm²

Fig 4.12

ENSAYE DE COMPRESION SIMPLE



SONDEO MIXTO - 1

MUESTRA 21 - 3

PROFUNDIDAD: 14.0 - 14.20 m

W_i - 215.5 %

e_i - 4.9

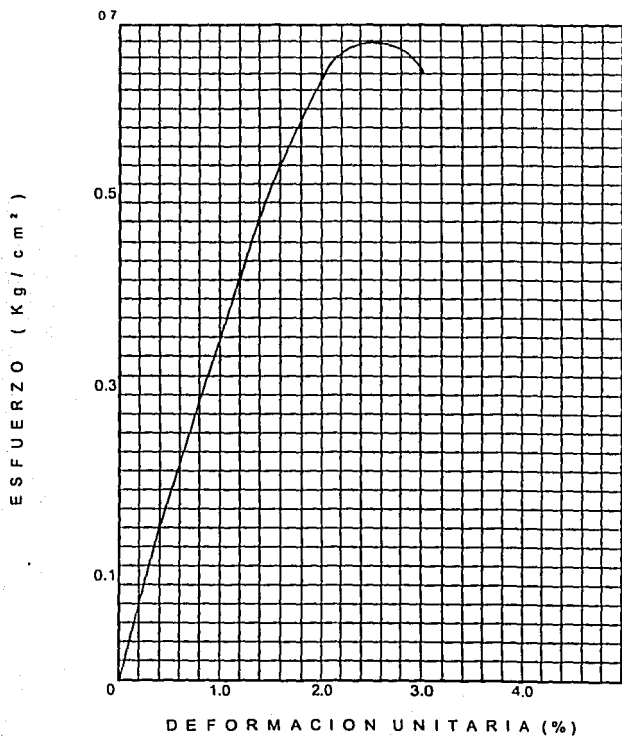
γ'_h - 1.27 ton/m^3

CLASIFICACION: ARCILLA GRIS VERDOSA

q_{un} = 0.44 kg/cm^2

Fig 4.13

ENSAYE DE COMPRESION SIMPLE



SONDEO MIXTO - 1

MUESTRA 24 - 4

PROFUNDIDAD: 16.20 - 16.80 m

W_i - 193.3 %

e_l - 1.78

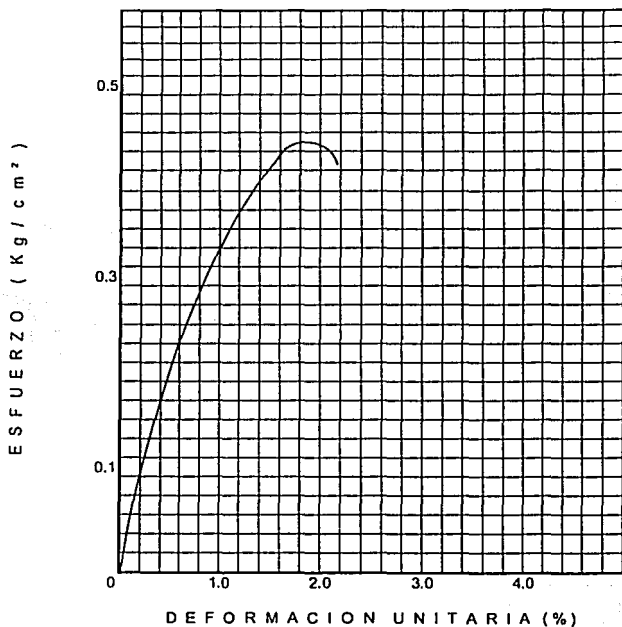
γ_h - 1.283 ton/m³

CLASIFICACION: ARCILLA GRIS VERDOSA

q_u = 0.68 kg/cm²

Fig 4.14

ENSAYE DE COMPRESION SIMPLE



SONDEO MIXTO - 1

MUESTRA 27 - 1

PROFUNDIDAD: 17.60 - 17.80 m

W_i - 370 %

e_i - 9.05

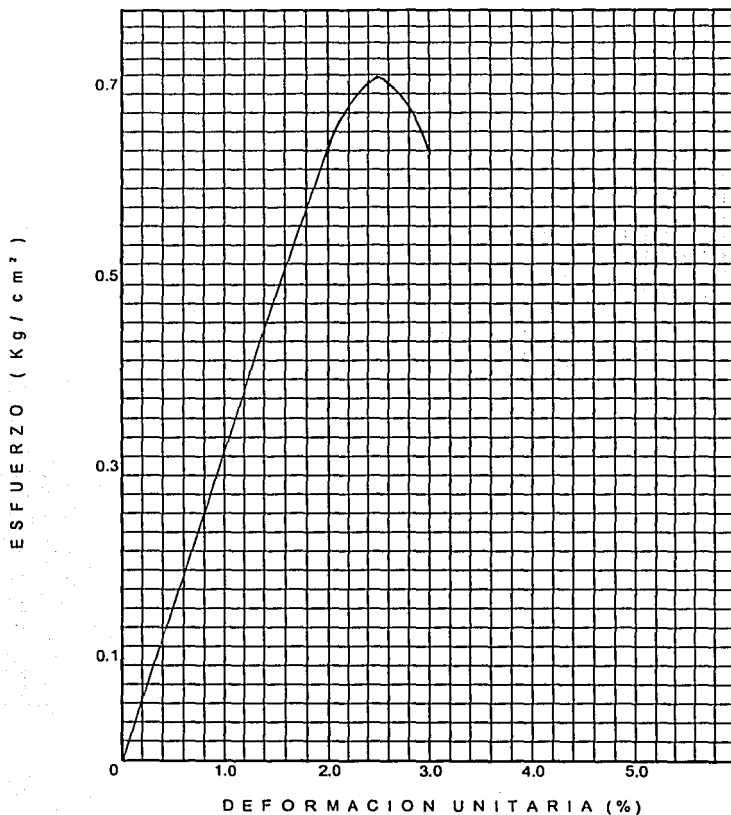
γ_h - 1.134 ton/m³

CLASIFICACION: ARCILLA GRIS VERDOSA

σ_u = 0.455 kg/cm²

Fig 4.15

ENSAYE DE COMPRESION SIMPLE



SONDEO MIXTO - 1

MUESTRA 30 - 3

PROFUNDIDAD: 20.60 - 20.80 m

W_i - 228.8 %

e_i - 5.8

γ_h - 1.217 ton/m³

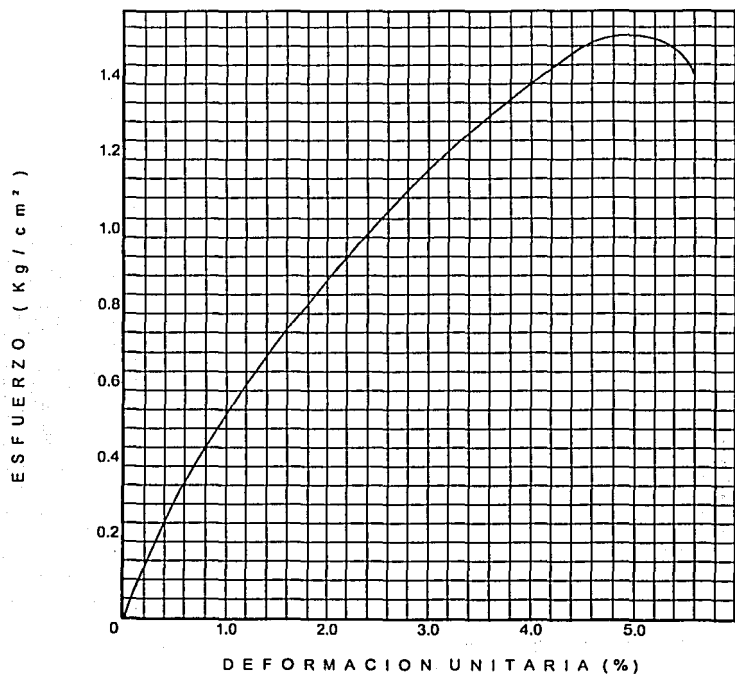
CLASIFICACION: ARCILLA GRIS VERDOSA

q_u = 0.72 kg/cm²

Fig 4.16

154

ENSAYE DE COMPRESION SIMPLE



SONDEO MIXTO - 1

MUESTRA 33 - 4

PROFUNDIDAD: 22.80 - 23.0 m

Wi - 227.9 %

ei - 5.1

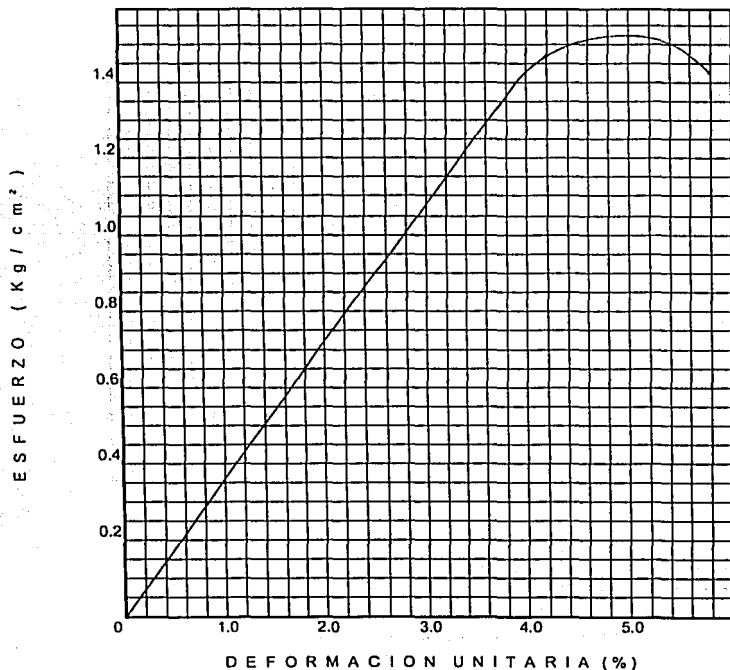
γ_h - 1.273 ton/m^3

CLASIFICACION: ARCILLA GRIS VERDOSA

$q_m = 1.54 \text{ kg/cm}^2$

Fig 4.17

ENSAYE DE COMPRESION SIMPLE



SONDEO MIXTO - 1

MUESTRA 36 - 2

PROFUNDIDAD: 24.80 - 25.00 m

Wl - 233.1 %

ei - 5.4

γ_h - 1.24 ton/m^3

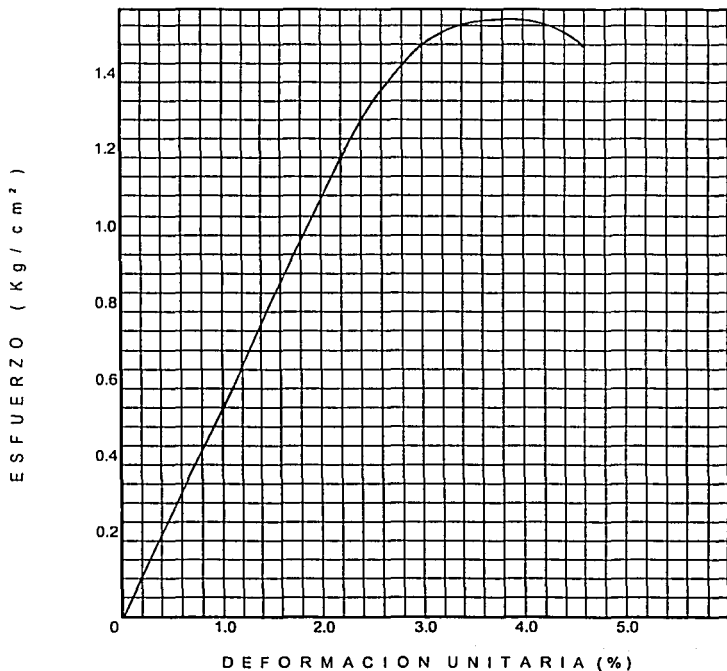
CLASIFICACION: ARCILLA GRIS VERDOSA

q_{45} = 1.52 kg/cm^2

Fig 4.18

156

ENSAYE DE COMPRESION SIMPLE



SONDEO MIXTO - 1

MUESTRA 39

PROFUNDIDAD: 22.20 - 22.40 m

Wi - 219.6 %

ei - 5.1

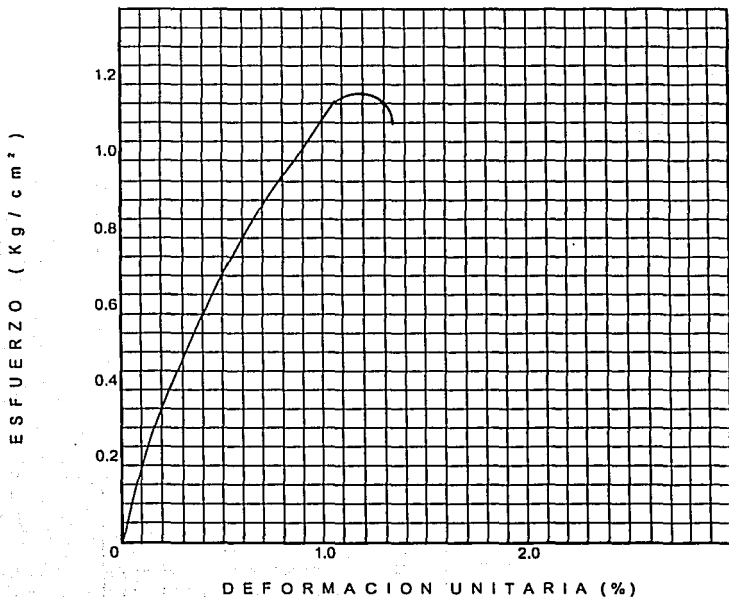
γ_h - 1.252 ton/m^3

CLASIFICACION: ARCILLA GRIS VERDOSA

q_{un} = 1.58 kg/cm^2

Fig 4.19

ENSAYE DE COMPRESION SIMPLE



SONDEO PCA - 1

MUESTRA M C

PROFUNDIDAD: 2.30 - 2.50 m

Wi - 53.0 %

el - 1.78

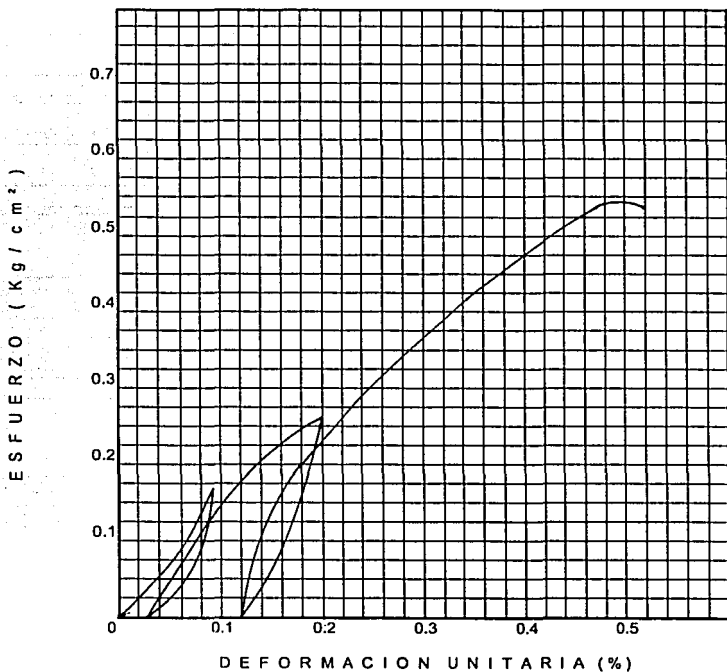
γ_h - 1.346 ton/m^3

CLASIFICACION: ARCILLA LIMOSA

$q_u = 1.18 \text{ kg}/\text{cm}^2$

Fig 4.20

ENSAYE DE COMPRESION SIMPLE



SONDEO SM - 1

MUESTRA 21 - 3

PROFUNDIDAD: 14.00 - 14.20 m

W_i - 209.2 %

e_i - 4.7

γ_h - 1.17 ton/m³

CLASIFICACION: ARCILLA LIMOSA

q_u = 0.535 kg/cm²

Fig 4.21

PROYECTO: EDIFICIO PARA HOTEL

UBICACION: CALZADA DE GUADALUPE N° 54

FECHA: O.T.TCM

SONDEO N°: MIXTO - 1 PROFUNDIDAD: 7.40 - 7.60

DESCRIPCION: ARCILLA GRIS

PROBETA N°	CONTENIDO DE AGUA		DENSIDAD DE SÓLIDOS S _s	PESO VOLUMÉTRICO NATURAL γ _n Kg/m ³	RELACION DE VACIOS		GRADO DE SATURACION		ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		DEFORMACION UNITARIA AXIAL EN LA FALLA %
	w 1%	w 1%			e 1	G 1	MENOR τ _s	MAYOR τ _s			
1	338.6		2.34	1.174	7.8	102	0.5	0.95			5.23
2	344.3		2.34		7.8	103.3	1	1.6			5.8
3	337		2.34	1.225	6.8	115	2	2.65			6.4

TIPO DE TRIAXIAL NO CONSOLIDADA - NO DRENADA

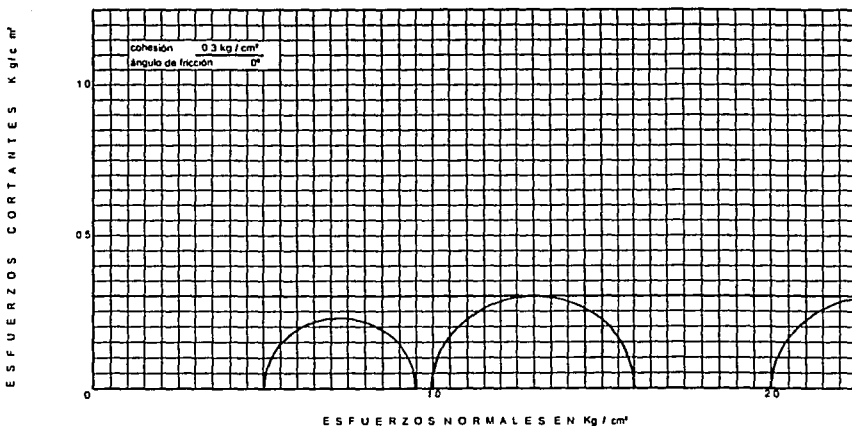


Fig 4.22 Prueba triaxial

PROYECTO: EDIFICIO PARA HOTEL

UBICACION: CALZADA DE GUADALUPE N° 54

FECHA: _____ O.T.TCM _____

SONDEO N°: PCA - 1 PROFUNDIDAD: 2.30 - 2.50

DESCRIPCION: ARCILLA GRIS

PROBETA N°	CONTENIDO DE AGUA		DENSIDAD DE SOLIDOS S _s	PESO VOLUMETRICO NATURAL γ _n Kg / m ³	RELACION DE VACIOS e I		GRADO DE SATURACION G I		ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		DEFORMACION UNITARIA AXIAL EN LA FALLA %
	w / %	w _l / %			menor	mayor	menor T ₁	mayor T ₁			
1	45.8		2.43	1.267	2.06	69.1	0.5	1.65		11.6	
2	54.6		2.43	1.264	1.98	66.7	1.0	2.35		17.2	
3	45.9		2.43	1.266	2.43	64.7	2.0	3.50		16.2	

TIPO DE TRIAXIAL NO CONSOLIDADA - NO DRENADA

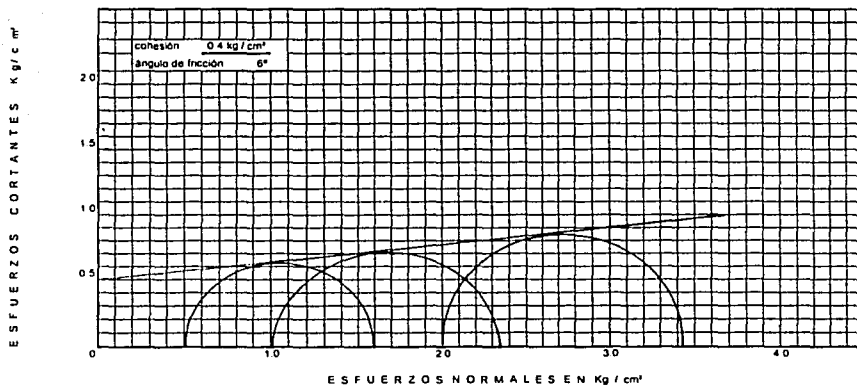


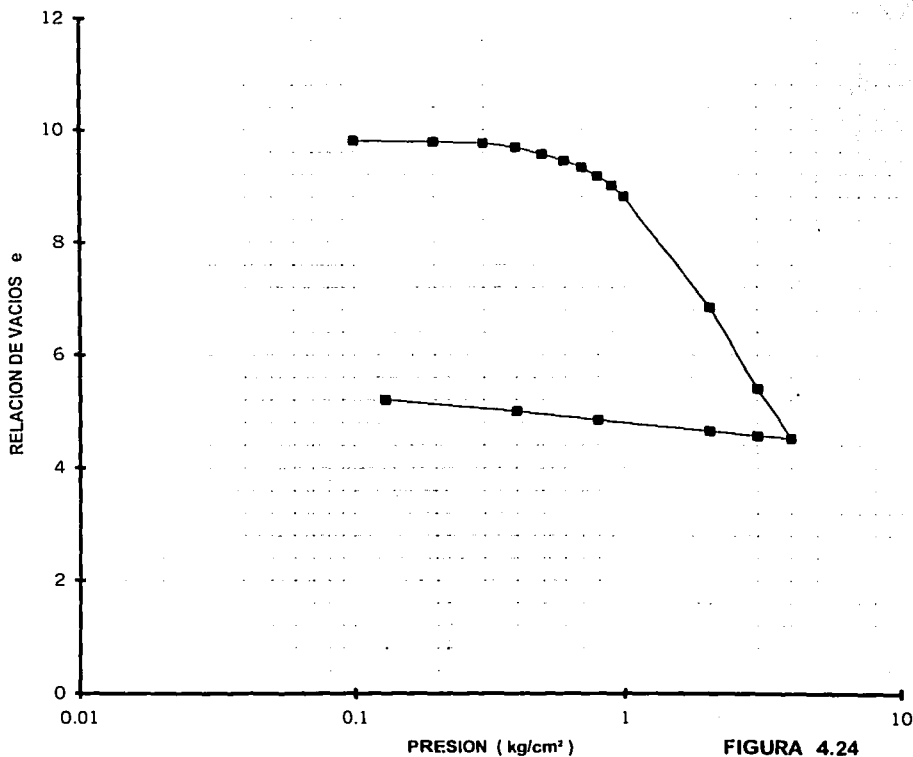
Fig 4.23 Prueba triaxial

COMPRESIBILIDAD

MUESTRA No. 9 - 2
PROFUNDIDAD: 5.20 - 5.40 m.
HUMEDAD=: Wl: 403.2 - Wf: 250 %

OBRA: EDIFICIO PARA HOTEL
UBICACION: CALZ. DE GUADALUPE No. 54
SONDEO: SONDEO MIXTO 1

CURVA DE COMPRESIBILIDAD



COMPRESIBILIDAD

MUESTRA No. 18 - 2
PROFUNDIDAD: 11.40 - 11.60 m.
HUMEDAD=: Wl: 349 - Wf: 213 %

OBRA: EDIFICIO PARA HOTEL
UBICACION: CALZ. DE GUADALUPE No. 54
SONDEO: SONDEO MIXTO 1

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

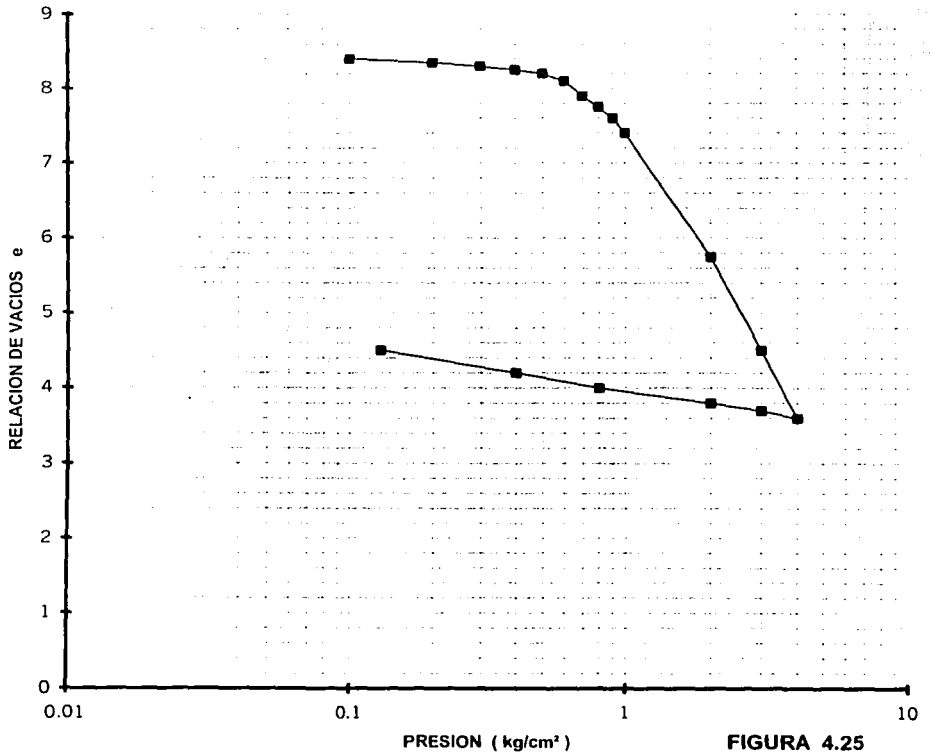


FIGURA 4.25

COMPRESIBILIDAD

MUESTRA No. 24 - 1
PROFUNDIDAD: 15.40 - 15.60 m.
HUMEDAD=: Wi: 300.4 - Wf: -- %

OBRA: EDIFICIO PARA HOTEL
UBICACION: CALZ. DE GUADALUPE No. 54
SONDEO: SONDEO MIXTO 1

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

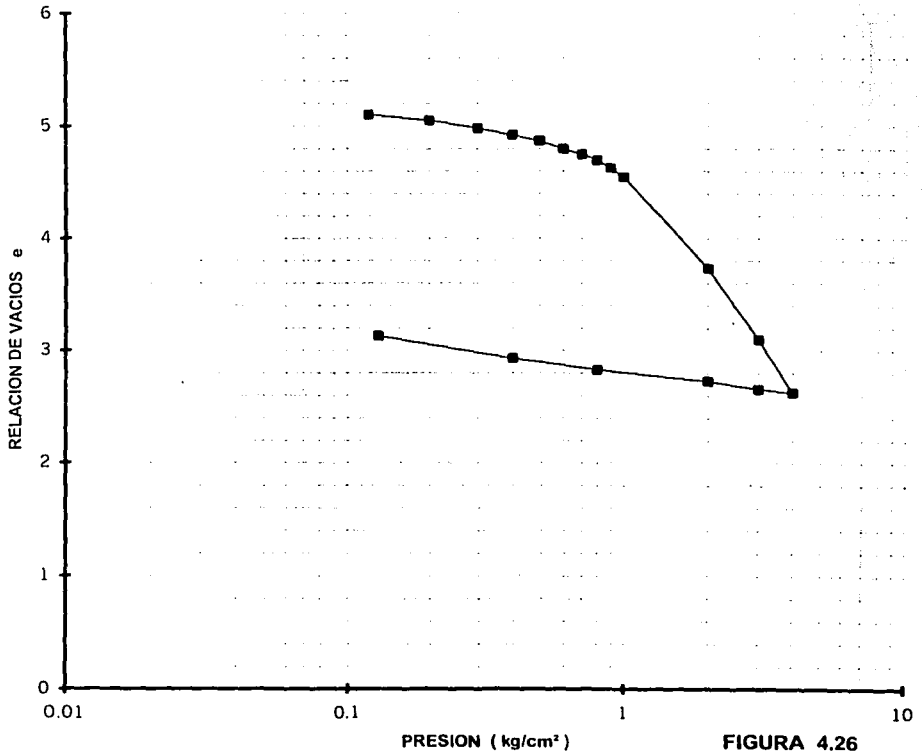


FIGURA 4.26

COMPRESIBILIDAD

MUESTRA No. 33 - 3
PROFUNDIDAD: 22.40 - 22.60 m.
HUMEDAD=: Wl: 250 - Wf: --- %

OBRA: EDIFICIO PARA HOTEL
UBICACION: CALZ. DE GUADALUPE No. 54
SONDEO: SONDEO MIXTO 1

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

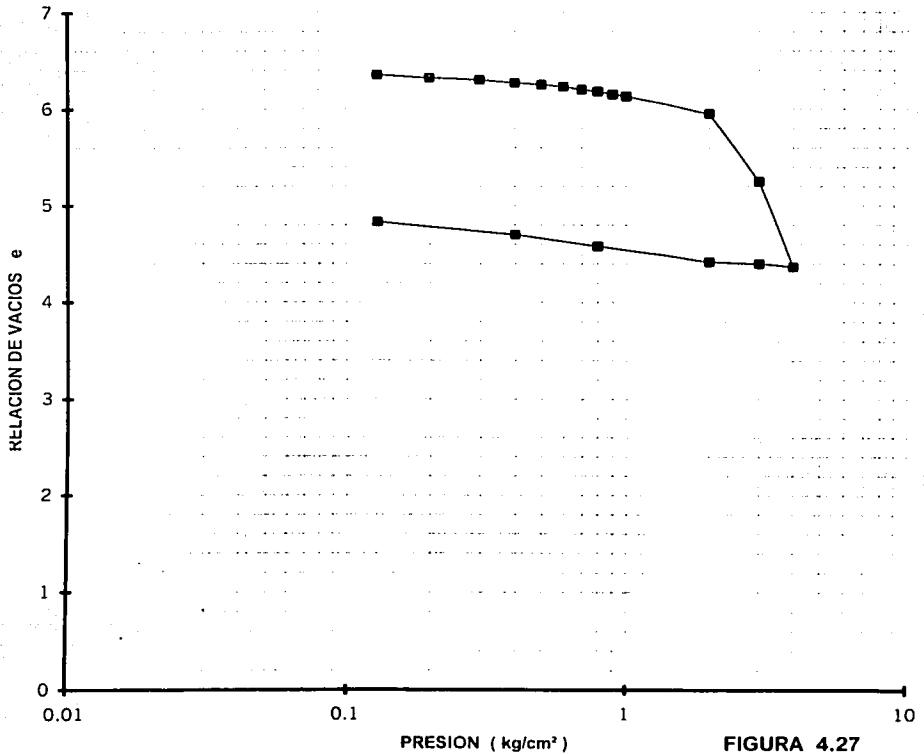


FIGURA 4.27

se resumen a continuación las condiciones estratigráficas determinadas en el predio de interés:

Costra superficial de la zona lacustre:

Los pozos a cielo abierto 2 y 3, se efectuaron en las colindancias laterales del predio, para conocer las condiciones de desplante de los cimientos colindantes.

En el caso del pozo número 2, no se pudo determinar la cimentación de la edificación colindante, por detectarse un cimiento antiguo de mampostería, con una profundidad de desplante de 2 m como se muestra en la figura 4.5. En el caso del pozo número 3, se detectó un cimiento continuo de concreto, desplantado a una profundidad de 92 cm, con respecto al nivel del terreno circundante. Este cimiento corresponde al muro de block existente.

En el caso del pozo número 1, se detectó una zapata antigua de tabique, con un firme de concreto, con un espesor de 80 cm. Respecto al sondeo profundo, se detectó un material de relleno no controlado de tipo limoso y arenoso con cascajo, poco compacto y con un espesor de 1 m.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
1.00 a 1.90	Relleno antiguo de tipo limoso y arcilloso con contenido variable de arena fina, contiene poros, poca materia orgánica y bastantes carbonatos de calcio. Presenta las siguientes características: <ul style="list-style-type: none">- Consistencia semirígida- Color café claro- Contenido de humedad media del 40%- Peso volumétrico medio de 1,760 kg/m³- Resistencia a la compresión simple de 4.47 ton/m²

1.90 a 2.50	<p>En todos los sondeos, se detectó un estrato de limo arcilloso poco arenoso, con poca materia orgánica y bastantes carbonatos de calcio.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Consistencia semirígida - Color café claro - Contenido de humedad media del 70% - Peso volumétrico medio de 1,270 kg/m³ - Resistencia a la compresión simple de 11.6 ton/m².
2.50 a 3.30	<p>Lente volcánica a base de arena limosa, con arena pumítica y vidrio volcánico.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Estado semicompacto - Color café con tono grisáceo - Contenido de humedad que varía del 30 al 75%.
3.30 a 4.80	<p>Depósito de arcilla limosa poco arenosa, con materia orgánica y bastantes carbonatos de calcio.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Consistencia suave - Color gris con tono verdoso, con manchas con tono amarillento - Contenido de humedad que varía del 100 al 200% - Límite líquido del 135% - Peso volumétrico medio de 1,420 kg/m³ - Resistencia a la compresión simple de 5.4 ton/m²

Formación arcillosa lacustre superior o arcillas Tacubaya

Esta se detectó entre 4.8 y 27.8 m de profundidad. Está compuesta a base de una serie de depósitos lacustres de tipo arcilloso poco limoso, de compresibilidad alta a muy alta, las cuales se encuentran en proceso de consolidación por el bombeo producido en los estratos permeables subyacentes, proceso que originó un abatimiento en los niveles piezométricos normales, con el consecuente aumento de la presión efectiva actuante sobre esta formación y en las inferiores, lo que ha provocado el hundimiento gradual y general de esta ciudad.

Esta formación, se encuentra interrumpida por numerosas lentes y vetas de arena y vidrio volcánico, destacándose por importancia las detectadas a las profundidades indicadas en el perfil estratigráfico de la figura 4.7.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
4.80 a 27.80	<ul style="list-style-type: none"> - De consistencia suave - De colores café y gris con tonos verdoso claro y oscuro, amarillento y rojiza - Contenido de humedad que varía del 110 al 350%, con un valor máximo de 430% - Peso volumétrico medio de 1,170 a 1,270 kg/m³ - Resistencia a la compresión simple que varía de 3.4 a 5.5 ton/m², hasta los 19 m de profundidad, se incrementa a valores comprendidos entre 7.0 y 15.8 ton/m². - Planos de lavado, conchitas, poca materia orgánica, y bastantes carbonatos de calcio.

Capa dura

Entre 27.8 y 32.0 m de profundidad se tiene la primera capa dura constituida por materiales interestratificados de limo muy arenoso poco arcilloso, con las siguientes características:

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
27.80 a 32.00	<ul style="list-style-type: none"> - Compacidad que varía de compacto a muy compacto - De color gris con tono verdoso - Con humedad que varía del 25 al 40% - Contiene manchas de verde olivo, poca materia orgánica y bastante carbonato de calcio.

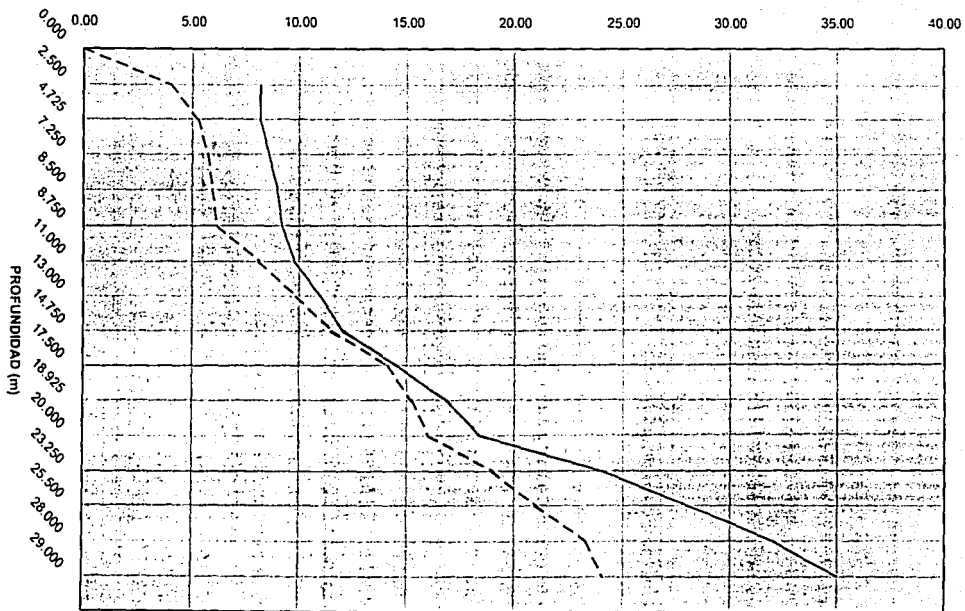
Serie arcillosa lacustre inferior o arcillas Tarango

No se obtuvieron muestras, sino que se detectó al disminuir la resistencia de penetración estándar, con lo cual se garantizaba que se atravesaba esta capa dura. Se complementó su información con la disponible de la zona para verificar la posición de la serie arcillosa lacustre inferior. Se estima que tiene un espesor de 10.0 m y un contenido de humedad de 200%

4.6 Condiciones de esfuerzo en el subsuelo

En la figura 4.28 se presentan las condiciones del estado de esfuerzos en el subsuelo mediante la gráfica de variación de la presión efectiva estimada como la diferencia entre la presión total y la presión de poro. También se indican los intervalos de preconsolidación definidos en las curvas de compresibilidad. Del análisis de la figura se concluye que los depósitos situados entre la superficie y los 13.0 m de profundidad se encuentran preconsolidados por desecación; de los 13.0 a los 19.0 m de profundidad se encuentran poco preconsolidados casi normalmente consolidados y a partir de los 19.0 m y hasta la máxima profundidad explorada los depósitos se encuentran preconsolidados del orden de 2.0 a 8.0 ton/m² mayor al esfuerzo efectivo.

PRESIONES EN EL SUBSUELO (ton/m²)



— Presión de Preconsolidación (P)
- - - Presión Efectiva (p)

Fig. 4.28

170

TESIS CON
FALLA DE CEMENT

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

En este capítulo se describe la estructura del edificio en forma general y en base a su proyecto arquitectónico y estructural se mencionan los tipos de cimentaciones que son factibles a utilizar definiéndose la más apropiada. Posteriormente se efectúan los análisis de estabilidad de la cimentación propuesta, de acuerdo a los lineamientos establecidos en el Reglamento de Construcciones.

5.1 Descripción de la estructura

El edificio a construir está desplantado sobre un área de 1800 m², sus dimensiones en planta son 60 m de largo con respecto a las colindancias por 30 m de ancho sobre las calzadas de Guadalupe y de los Misterios, la superficie de la planta del edificio es de 1711 m² y tendrá un uso de servicio de hotel.

De acuerdo con el proyecto arquitectónico, este edificio estará constituido por un sótano y medio, planta baja, cinco niveles de entrepiso y azotea, como se muestra en el corte vertical esquemático de la figura 5.1.

El edificio tendrá una elevación de N+26.70 con respecto al nivel de la banqueta (N+0.00) como se muestra en la figura 5.1, en donde además se indican los niveles de cada entrepiso.

La fachada principal y frente del hotel se ubica sobre la calzada de Guadalupe. El acceso al interior del edificio se resuelve por medio de escaleras de acceso peatonal y dos rampas para acceso de automóviles.

En los sótanos se alojarán los estacionamientos (fig. 5.2), en la planta baja la administración del hotel y servicios al cliente (fig. 5.3), de los niveles 1 a 5 las habitaciones (fig. 5.4) y en la azotea se ubicarán los cuartos de servicio.

En la parte central de la planta del edificio, se encuentran las escaleras principales que se desplantan desde el segundo sótano (N-4.70), terminando en la azotea (N+23.20) y se cuenta también, junto a estas, con un cubo que aloja dos elevadores que desplantan desde el segundo sótano hasta el quinto nivel de entepiso (N+19.70). Independientemente a estos, se cuenta en la parte posterior del edificio con escaleras de emergencia así como un elevador de servicio.

La estructura general del edificio está resuelta a base de marcos de concreto reforzado con columnas de sección transversal cuadrada de 80 X 80 cm y trabes peraltadas de 40 X 90 cm con claros que van de 7.60 a 10.70 m en el sentido longitudinal y de 8.70 a 10.20 m en el sentido transversal, además de muros de tabique rojo recocido de 15 cm de espesor y de losas de entepiso de 12 cm de peralte. Para evitar tableros de grandes dimensiones, se han estructurado los entepisos con trabes secundarias las cuales se han ubicado debajo de los muros divisorios para la planta tipo (niveles 1 a 5) y a los tercios de los tableros formados por marcos en azotea y sótanos.

El edificio está dividido en dos cuerpos por una junta constructiva entre los ejes 7 y 8 que va desde la planta baja hasta la azotea.

5.2 Alternativas de cimentación

En base a las características del proyecto arquitectónico, al peso del edificio y a las propiedades estratigráficas, físicas y mecánicas de los depósitos del subsuelo en donde se desplantará, se consideraron como posibles alternativas de cimentación las siguientes:

- I. Cimentación totalmente compensada a base de un cajón hueco de concreto. Con esta alternativa el nivel de desplante de la losa de cimentación sería del orden de 10.0 m medidos a partir del nivel de banqueteta, se podría satisfacer el proyecto arquitectónico dando lugar a los cajones de estacionamiento en los sótanos y a las cisternas, sin embargo, por la profundidad podría ocasionar muchos problemas de expansión en el subsuelo durante la construcción, problemas debido a la presencia del NAF y porque la cimentación debería quedar totalmente estanca (volviéndose una cimentación muy costosa por mantenimiento constante).
- II.- Cimentación a base de un cajón de concreto y pilotes apoyados por punta. Esta alternativa no es recomendable debido a los asentamientos a que está sujeto el suelo por consolidación regional que en esta zona es del orden de 6 cm/año. Estos asentamientos provocarían que la estructura presentara una aparente emersión, dado que el suelo perimetral sufre el hundimiento regional.
- III.- Cimentación parcialmente compensada a base de un cajón hueco de concreto, combinado con pilotes de fricción. Esta alternativa se juzga es la más recomendable ya que se tienden a disminuir las expansiones y asentamientos que se presentarán durante la excavación y en la vida útil de la estructura, también cumple con las especificaciones de proyecto por lo cual esta será la cimentación empleada.

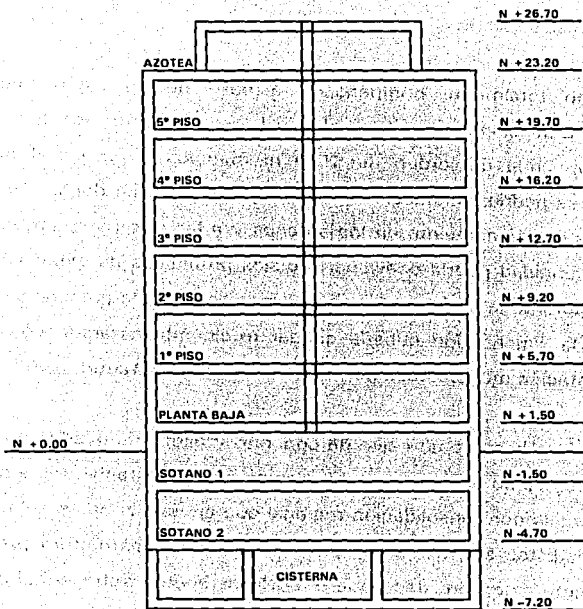


Fig. 5.1 Corte esquemático general transversal del hotel

175

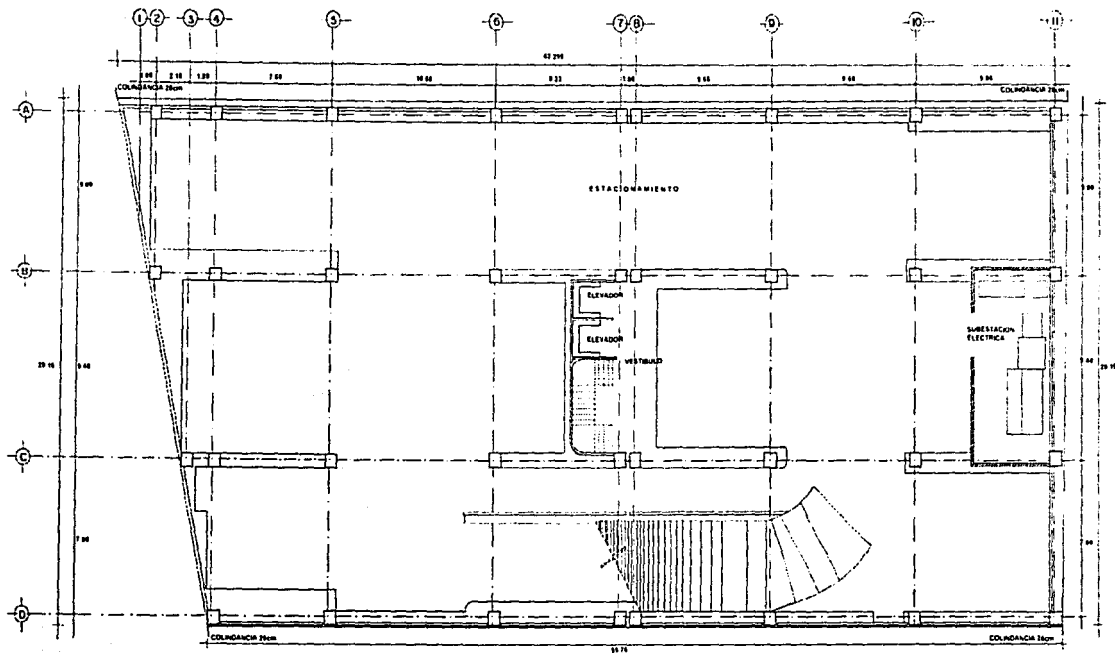


Fig. 5.2 Planta del estacionamiento

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

176

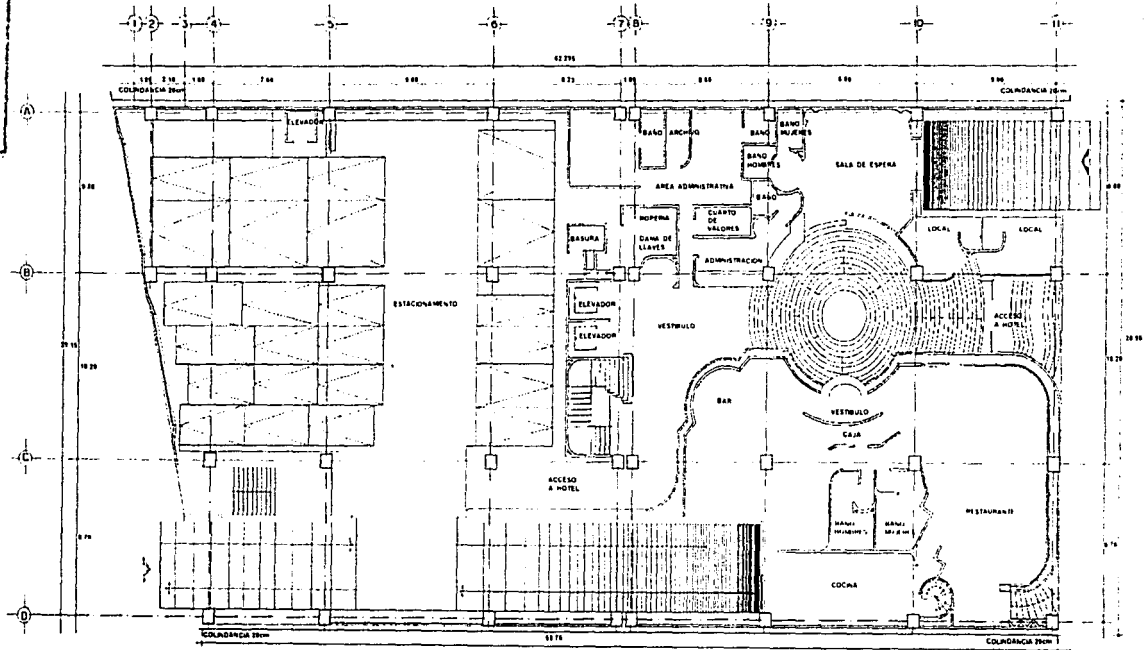


Fig. 5.3 Planta baja

177

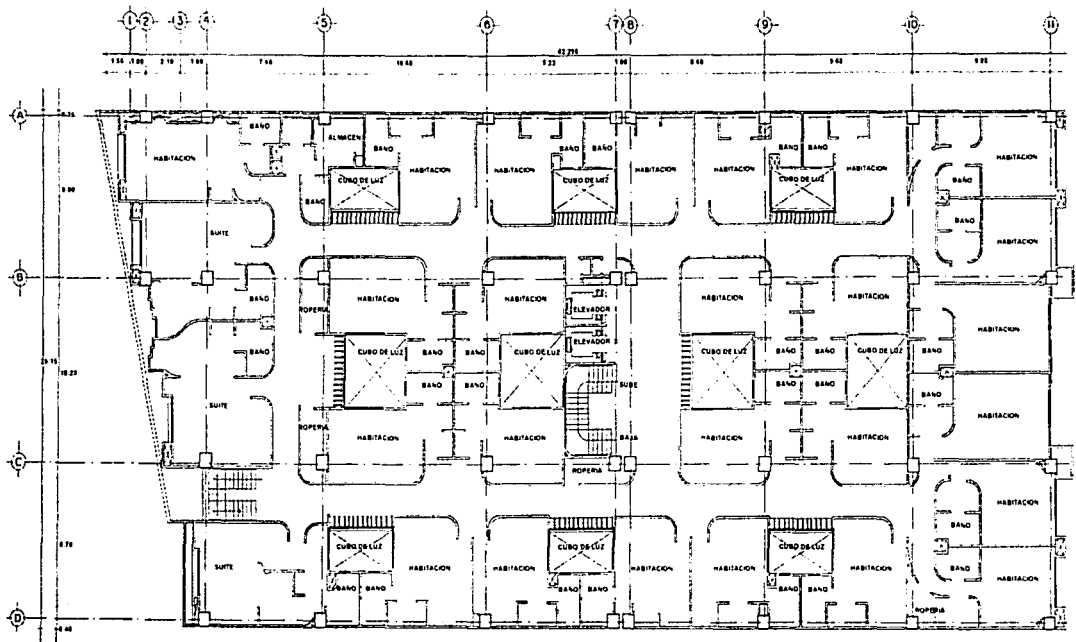


Fig. 5.4 Planta niveles 1 a 5

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El cajón de cimentación se conformará de los niveles -4.70 a -7.20 m, en él se alojará la zona de las cisternas. La losa de fondo del cajón se desplantará al nivel N-7.20 m con respecto al nivel de banqueta. El cajón de cimentación se rigidizará mediante una retícula de contratrabes que estarán entre la losa de fondo del cajón y la losa tapa. Se recomienda que las contratrabes sean continuas a través de la junta de cimentación, colocando acero de refuerzo adicional para la rigidización y uniformización de los hundimientos.

Ligados a la losa de cimentación y a las contratrabes se encontrarán los pilotes que serán de sección cuadrada de 45 cm de lado y tendrán 14.20 m de longitud, de tal manera que su punta se apoyará a 21.40 m de profundidad.

Para la estabilidad de los taludes, durante la construcción del cajón de cimentación y para la protección de las colindancias se construirá un muro de contención a base de tablestaca de concreto que se hincará previamente a la excavación necesaria para alojar la cimentación y sótanos, la sección transversal de la tablestaca será rectangular de 70 X 25 cm y una longitud de 10 m y se ubicará a lo largo del perímetro y el eje 8 que corresponden a las colindancias y a la parte media del área del predio. Además la retención de los taludes será mediante troqueles.

Dentro del cajón de cimentación se alojará a los sótanos, y este estará formado por un muro perimetral de contención fabricado de concreto.

5.3 Acciones

De acuerdo a las características de la estructura se estimaron las cargas que serán las acciones a considerar en la revisión de la estabilidad de la cimentación y fueron las siguientes:

- a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas de intensidad máxima, cuya magnitud es de **21,412 ton**. Esta carga incluye el incremento de peso debido a la cimentación, se afectó por un factor de carga de 1.4 y se consideró en la revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.
- b) Combinación de cargas permanentes mas cargas vivas de intensidad instantánea con una magnitud de **19,752 ton**, más la acción accidental más crítica, que por efecto de sismo corresponde un momento sísmico de **37,796 ton-m**. La carga y momento indicados incluyen el peso de la cimentación, se afectaron por un factor de carga de 1.1 y fueron empleados en la revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas.
- c) Combinación de cargas permanentes mas cargas vivas de intensidad media, con una magnitud de **19,179 ton**, incluyendo el peso de la cimentación. Esta carga afectada por un factor de carga de 1.0 se empleó en el análisis del estado límite de servicio correspondiente a la estimación de asentamientos.

5.4 Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas

De acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, una cimentación es estable si cumple la siguiente desigualdad:

$$\sum QF_c < R$$

donde: ΣQ = Combinación de cargas permanentes (incluyendo el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad máxima

F_c = Factor de carga igual a 1.4

R = Capacidad de carga del sistema, que será igual al mayor de los dos valores siguientes:

a) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción, que se considerará igual a la suma de las capacidades de carga por punta de los pilotes individuales, más el menor de los siguientes valores:

- Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales.
- Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

b) Capacidad de carga del sistema suelo-losa de cimentación, despreciando el efecto de los pilotes.

a) Capacidad de carga del suelo-pilotes de fricción

$$R = A_L f F_R$$

$$A_L = (14.2 \text{ m}) (0.45 \text{ m}) (4) = 25.56 \text{ m}^2$$

$$f = 1.97 \text{ ton/m}^2$$

$$F_R = 0.7 (1 - s/2)$$

$$\text{tomando } s = 50/100 = 0.5$$

$$F_R = 0.7 (1 - 0.5/2) = 0.525$$

$$R = 25.56 \text{ m}^2 (1.97 \text{ ton/m}^2) (0.525)$$

$$R = 26.44 \text{ ton/pilote}$$

b) Capacidad de carga del suelo-losa de cimentación

$$R = CN_c F_R + P_f$$

$$C = 2.25 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_1/B + 0.25 B/L)$$

$$D_1 = 7.20 \text{ m}$$

$$B = 29.00 \text{ m}$$

$$L = 59.00 \text{ m}$$

$$N_c = 5.14 (1 + (0.25(7.20 / 29.00)) + (0.25(29.00 / 59.00)))$$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.06 + 0.12)$$

$$N_c = 6.09$$

$$F_R = 0.7$$

$$P_V = \gamma D_1 = (1.37 \text{ ton/m}^3) (7.20 \text{ m}) = 9.86 \text{ ton/m}^2$$

$$R = 2.25 \text{ ton/m}^2 (6.09) (0.7) + 9.86 \text{ ton/m}^2$$

$$R = 19.46 \text{ ton/m}^2$$

Estabilidad de la cimentación en condiciones estáticas

a) Pilotes de fricción

$$\sum QF_c < R(N^\circ \text{ de pilotes})$$

$$21,412 \text{ ton (1.4)} < 26.44 \text{ ton (257 pilotes)}$$

$$29,976.8 \text{ ton} < 6,793.9 \text{ ton} \quad \text{NO CUMPLE}$$

b) Losa de cimentación

$$\sum QF_c < RA_{LOSA}$$

$$21,412 \text{ ton (1.4)} < 19.46 \text{ ton/m}^2 (1711 \text{ m}^2)$$

$$29,976.8 \text{ ton} < 33,296.0 \text{ ton} \quad \text{CUMPLE}$$

Se concluye que la cimentación en la condición analizada es estable.

5.5 Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas

La seguridad de una cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas se verifica cumpliendo la siguiente desigualdad:

Pilotes de fricción

De acuerdo con los datos anteriores la excentricidad resulta de 1.91 m y dado que la condición más desfavorable es la dirección norte-sur, se descuentan 29 pilotes que quedan ubicados en la franja no considerada y se cumple la desigualdad con los siguientes valores:

$$\sum QF_c < R$$

$$19,752 \text{ ton (1.1)} < 26.44 \text{ ton (257-29 pilotes)}$$

$$21,727.2 \text{ ton} < 6,028.3 \text{ ton} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Losa de cimentación

$$F_c W_1 - W_c \leq F_R A_R q_1 \left(1 - \frac{0.12 F_c a o b \gamma}{F_R C}\right)$$

$$F_c = 1.1$$

$$W_1 = 19,752 \text{ ton}$$

W_c = Peso desplazado por la construcción del cajón de cimentación

$$W_c = \gamma D_1 A$$

$$W_c = (1.37 \text{ ton/m}^3) (7.20 \text{ m}) (1711 \text{ m}^2)$$

$$W_c = 16,877.30 \text{ ton}$$

$$F_R = 0.7$$

$$A_R = (B - 2e) L$$

$$B = 29.00 \text{ m}$$

$$e = M/W = 33,796 \text{ ton-m} / 19,752 \text{ ton} = 1.91 \text{ m}$$

$$A_R = (29.0 - 3.82) 59.0 = 1,485.62 \text{ m}^2$$

$$q_1 = CN_c = (2.25 \text{ ton/m}^2) (6.09) = 13.70 \text{ ton/m}^2$$

$$a_0 = 0.4 / 2 = 0.2$$

b: mínimo de (d, 1.2h, 20 m)

d = ancho de área reducida de contacto en la dirección que se analizará = 25.18 m

h = profundidad desde el desplante del cajón hasta la capa dura más próxima = 27.8 m - 7.20 m
= 20.60 m

$$1.2 (20.6 \text{ m}) = 24.72 \text{ m}$$

20 m

$$\gamma = 1.37 \text{ ton/m}^3$$

sustituyendo:

$$1.1(19,752 \text{ ton}) - 16,877.3 \text{ ton} \leq 0.7(1,485.62 \text{ m}^2)(13.7 \text{ ton/m}^2) \left(1 - \frac{0.12(1.1)(0.2)(20 \text{ m})(1.37 \text{ ton/m}^3)}{0.7(2.25 \text{ ton/m}^2)} \right)$$

$$4,849.9 \text{ ton} \leq 14,247.1 \text{ ton} (0.54)$$

$$4,849.9 \text{ ton} \leq 7,703.7 \text{ ton} \quad \text{CUMPLE}$$

También para esta condición se concluye que la cimentación es estable.

5.6 Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de servicio

La revisión del estado límite de servicio corresponde a la estimación de las expansiones y hundimientos que sufrirá la estructura y se estimaron con los siguientes procedimientos:

5.6.1 Expansiones

Cuando se realiza la excavación para alojar el cajón de cimentación se dice que el suelo es descargado, por lo cual ocurrirán expansiones en el suelo. A continuación se presentan los valores estimados de estas empleando el criterio de Steinbrenner.

Según dicho criterio, el desplazamiento vertical bajo un área rectangular descargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, está dada por:

$$H_D = \frac{qB}{E} [(1 - \mu^2)F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2)F_2]$$

Fórmula que para un sistema de capas o estratos resulta:

$$H_D = H_{D1}(E_1, \mu_1) + [H_{D2}(E_2, \mu_2) - H_{D1}(E_2, \mu_2)] + \dots + [H_{Dn}(E_n, \mu_n) - H_{Dn-1}(E_n, \mu_n)]$$

- en la cual:
- q = descarga superficial uniformemente repartida
 - B = ancho de área descargada
 - F₁ y F₂ = coeficientes adimensionales que dependen de D/B y L/B
 - HD = espesor del estrato considerado
 - L = longitud del área cargada
 - E = módulo de elasticidad del suelo
 - μ = relación de Poisson

En la figura 5.5 se presentan los valores del módulo de elasticidad y los de la relación de Poisson para los estratos considerados.

Así tenemos que las expansiones estimadas son las siguientes:

EXPANSIONES SIN CONSIDERAR PILOTES

PROFUNDIDAD (m)	E (ton/m ²)	μ	Z/B	L/B	F ₁	F ₂	H ₀ (cm)
7.200-10.000	450	0.5	0.19	1.02	0.02	0.055	0.43
10.000-23.000	650	0.5	1.09	1.02	0.18	0.085	2.37
23.000-25.000	1200	0.35	1.23	1.02	0.2	0.08	0.17
25.000-28.500	850	0.5	1.47	1.02	0.235	0.075	0.39
28.500-32.000	2000	0.35	1.71	1.02	0.255	0.07	0.10

Por lo tanto en el punto central del área analizada:

$$\Sigma H_0 = 3.46 \text{ cm} \times 4 = 13.84 \approx 14 \text{ cm}$$

Debido a que la cimentación tiene pilotes, el espesor efectivo que provoca expansiones se determinó con la siguiente expresión:

$$h = D_f + L - h_{se}$$

donde: D_f = profundidad de desplante del cajón (m)

L = longitud de los pilotes (m)

h_{se} = longitud en la que ocurren deslizamientos entre pilotes y suelo dada por:

$$h_{se} = \frac{A_f \Delta \sigma}{PC}$$

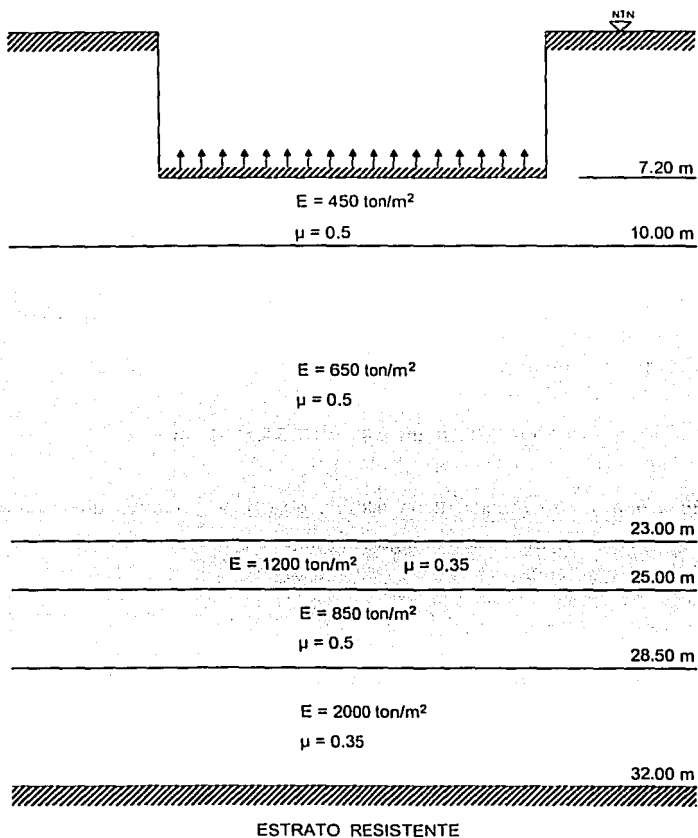


Fig. 5.5

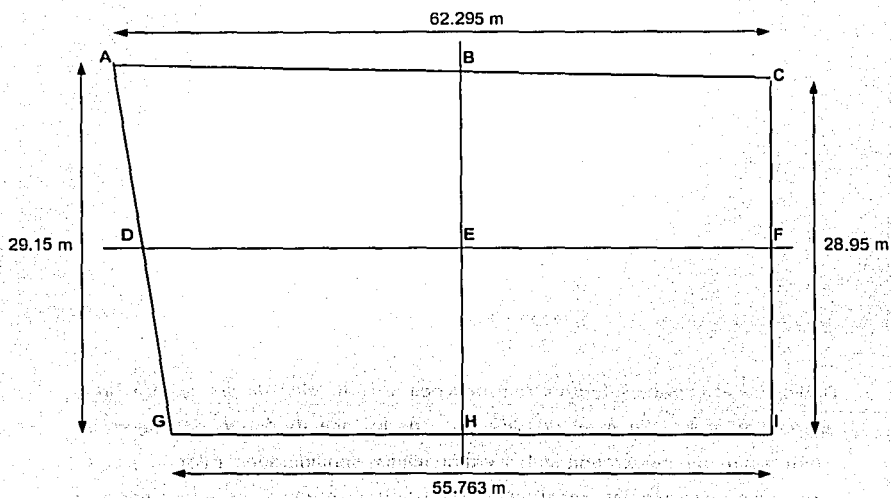


Fig. 5.6 Localización de los puntos analizados para el cálculo de asentamientos

siendo: A_i = área tributaria de cada pilote
 $\Delta\sigma$ = magnitud de la descarga
 P = perímetro de cada pilote
 C = resistencia al corte del suelo

El espesor efectivo que producirá expansiones será:

$$A_i = \frac{1711}{257} = 6.66m^2$$

$$h_{re} = \frac{6.66 \times 9.86}{1.8 \times 2.25} = 16.21m$$

$$h = D_f + L - h_{re}$$

$$h = 7.2 + 14.2 - 16.21$$

$$h = 5.19 m$$

Dado que el espesor efectivo que provoca la reducción de las expansiones queda por arriba del nivel de desplante de la losa de fondo del cajón de cimentación no se restringen las expansiones considerando pilotes, por lo tanto, las expansiones máximas se presentan durante la excavación y resulta de $\cong 14$ cm en el centro.

5.6.2 Asentamientos diferidos

Se estimaron los asentamientos en los puntos más importantes de la estructura, para lo cual se determinan los esfuerzos generados por los pilotes de fricción y posteriormente se calculan los hundimientos. En la figura 5.6 se muestra la ubicación de los puntos analizados.

a. Distribución de esfuerzos generados por los pilotes de fricción

Los asentamientos se calcularán para la combinación de acciones permanentes más las acciones variables con intensidad media, para lo cual se establece la siguiente metodología.

Se considera como zona compresible la limitada por dos fronteras horizontales: la superior corresponde al nivel neutro **NN** (se entiende por nivel neutro aquel a partir del cual existe fricción positiva por penetración del pilote en el subsuelo), y a la inferior a la máxima profundidad a la que existan suelos compresibles.

La profundidad del nivel neutro puede determinarse mediante la siguiente igualdad:

$$Q = C_p + FNN - P_p$$

en donde: Q = carga total tomada por la cabeza de los pilotes, calculada como la diferencia entre la carga total actuante sobre el nivel de desplante (combinación de cargas vivas con intensidad media más cargas permanentes) y la descarga de compensación

C_p = capacidad de carga total por punta de los pilotes

$FNN - P_p$ = fricción positiva total que puede desarrollarse entre la punta de los pilotes y el NN con factor de resistencia unitario

de este modo tenemos que:

$$Q = C_p + FNN - P_p$$

$$Q = 19,179 \text{ ton} + 1,773.3 \text{ ton} - ((1.37 \text{ ton/m}^3) (7.2 \text{ m} \times 29.0 \text{ m} \times 59.0 \text{ m}))$$

$$Q = 20,952.6 \text{ ton} - 16,877.3 \text{ ton}$$

$$Q = 4,075.3 \text{ ton}$$

C_p = Capacidad de carga por punta de los pilotes

$$C_p = (C N_c' F_R) A_p$$

$$C = 2.25 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c' = 9$$

$$F_R = 0.7$$

$$C_p = (2.25 \text{ ton/m}^2 \times 9 \times 0.7) (52.04 \text{ m}^2)$$

$$C_p = 737.67 \text{ ton} = 0$$

$$A_p = 0.45 \text{ m} \times 0.45 \text{ m} \times 257 \text{ pilotes}$$

$$A_p = 52.04 \text{ m}^2$$

$$FNN - P_p = 4,075.3 \text{ ton}$$

$$FNN - P_p = C N_{pp} L \Rightarrow$$

$$L = 4,075.3 \text{ ton} / C N_{pp}$$

$$L = 4,075.3 \text{ ton} / (2.25 \times 257 \times 1.8)$$

$$L = 5.62 \text{ m}$$

$$NN = N_{\text{punta del pilote}} - L$$

$$NN = 21.4 \text{ m} - 5.62 \text{ m}$$

$$NN = 15.78 \text{ m} = 15.8 \text{ m}$$

Se calcula la distribución de esfuerzos en los tramos en los que se dividió la longitud de los pilotes (fig. 5.7).

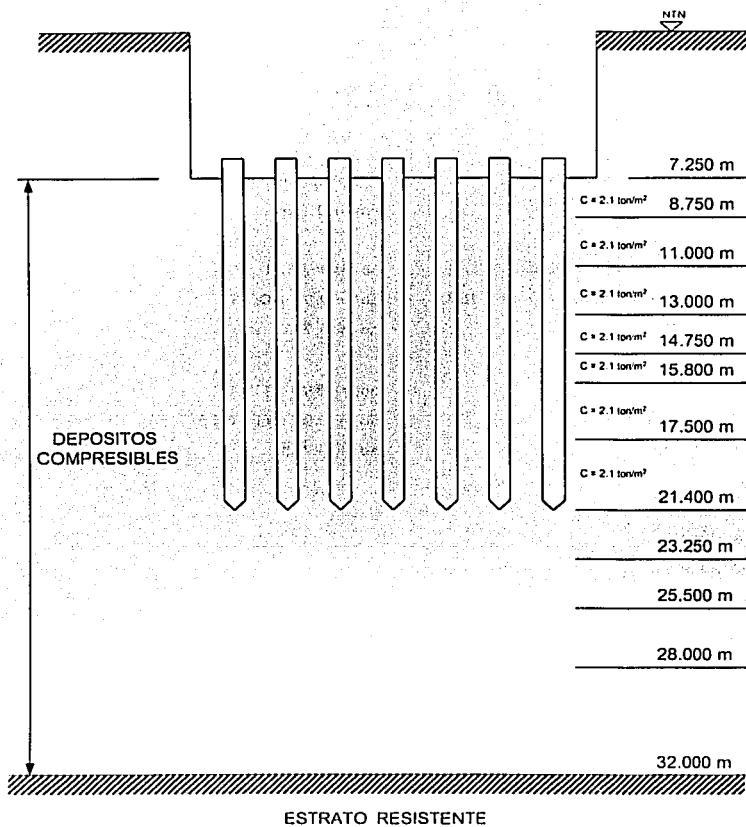


Fig. 5.7

CALCULO DE INCREMENTOS VERTICALES

TRAMO	PROFUNDIDAD	Zm	LONGITUD	Adh	F	F/A	Z/r	l	Δp	Δd
1	15.80 m-17.50 m	16.650	1.700	2.10	1,651.48	0.97	0.713	0.76	0.737	-0.233
2	17.50 m-21.40 m	19.450	3.900	2.10	3,788.69	2.21	0.833	0.73	1.613	-0.597

$$Adh = C = 2.10 \text{ ton/m}^2$$

Pm (Perímetro medio)

$$Pm = 1.8 \text{ m}$$

$$F = Adh \times L \times P \times N^{\circ} \text{ de pilotes}$$

$$\Delta p = (F/A) \times l$$

$$F = 2.10 \text{ ton/m}^2 \times 1.6 \text{ m} \times 1.8 \text{ m} \times 257$$

$$\Delta p = 0.97 \times 0.76$$

$$F = 1,651.48 \text{ ton}$$

$$\Delta p = 0.737$$

A = Area piloteada

$$\Delta d = (F/A) \times (1 - l)$$

$$A = 29.0 \text{ m} \times 59.0 \text{ m}$$

$$\Delta d = 0.97 \times (1 - 0.76)$$

$$A = 1,711.0 \text{ m}^2$$

$$\Delta d = 0.233$$

$$AREA = \pi \times r^2$$

$$r = (A/\pi)^{1/2}$$

$$r = 23.34 \text{ m}$$

Los incrementos de esfuerzos verticales serán los mismos para todos los puntos calculados.

CALCULO DE ESFUERZOS VERTICALES

COORDENADAS DEL PUNTO E

X = 29.5

Y = 14.5

TRAMO	Zm	CARGA	Z	Z'	X / Z'	Y / Z'	Wo	$\bar{Y}_v = 4 \cdot W \cdot Wo$
1	16.65	-0.233	7.250	9.400	3.138	1.543	0.228	-0.212
			8.750	7.900	3.734	1.835	0.236	-0.220
			11.000	5.650	5.221	2.566	0.245	-0.228
			13.000	3.650	8.082	3.973	0.251	-0.234
			14.750	1.900	15.528	7.632	0.251	-0.234
		0.737	15.800	0.850	34.706	17.059	0.251	-0.234
			17.500	0.850	34.706	17.059	0.251	0.740
			21.400	4.750	6.211	3.053	0.247	0.728
			23.250	6.600	4.470	2.197	0.241	0.710
			25.500	8.850	3.333	1.638	0.231	0.681
			28.000	11.350	2.599	1.278	0.219	0.646
2	19.45	-0.597	7.250	12.200	2.418	1.189	0.215	-0.513
			8.750	10.700	2.757	1.355	0.224	-0.535
			11.000	8.450	3.491	1.716	0.233	-0.556
			13.000	6.450	4.574	2.248	0.241	-0.576
			14.750	4.700	6.277	3.085	0.247	-0.590
		1.613	15.800	3.650	8.082	3.973	0.250	-0.597
			17.500	1.950	15.128	7.438	0.251	-0.599
			21.400	1.950	15.128	7.438	0.251	1.619
			23.250	3.800	7.763	3.816	0.250	1.613
			25.500	6.050	4.876	2.397	0.242	1.561
			28.000	8.550	3.450	1.696	0.234	1.510
	32.000	12.550	2.351	1.155	0.209	1.348		

LA DISTRIBUCION DE LOS ESFUERZOS VERTICALES EN LOS PILOTES A LAS DISTINTAS PROFUNDIDADES RESULTA DE:

PROFUNDIDAD (m)	\bar{Y}_v
7.250	-0.728
8.750	-0.755
11.000	-0.785
13.000	-0.809
14.750	-0.824
15.800	-0.831
17.500	0.141
21.400	2.348
23.250	2.323
25.500	2.242
28.000	2.155
32.000	1.909

CALCULO DE ESFUERZOS VERTICALES

COORDENADAS DEL PUNTO B y H

X = 29.5

Y = 29.0

TRAMO	Zm	CARGA	Z	Z'	X/Z'	Y/Z'	W ₀	F _v = 2 * W * W ₀
1	16.65	-0.233	7.250	9.400	3.138	3.085	0.244	-0.114
			8.750	7.900	3.734	3.671	0.248	-0.116
			11.000	5.650	5.221	5.133	0.250	-0.117
		13.000	3.650	8.082	7.945	0.251	-0.117	
		14.750	1.900	15.526	15.263	0.251	-0.117	
		15.800	0.850	34.706	34.118	0.251	-0.117	
		17.500	0.850	34.706	34.118	0.251	0.370	
		21.400	4.750	6.211	6.105	0.250	0.369	
		23.250	6.600	4.470	4.394	0.250	0.369	
		25.500	8.850	3.333	3.277	0.247	0.364	
		28.000	11.350	2.599	2.555	0.241	0.355	
		32.000	15.350	1.922	1.889	0.229	0.338	
		2	19.45	-0.597	7.250	12.200	2.418	2.377
8.750	10.700				2.757	2.710	0.242	-0.289
11.000	8.450				3.491	3.432	0.247	-0.295
13.000	6.450			4.574	4.496	0.250	-0.299	
14.750	4.700			6.277	6.170	0.251	-0.300	
15.800	3.650			8.082	7.945	0.251	-0.300	
17.500	1.950			15.128	14.872	0.251	-0.300	
21.400	1.950			15.128	14.872	0.251	0.810	
23.250	3.800			7.763	7.632	0.251	0.810	
25.500	6.050			4.876	4.793	0.250	0.807	
28.000	8.550			3.450	3.392	0.246	0.794	
32.000	12.550			2.351	2.311	0.237	0.765	

LA DISTRIBUCION DE LOS ESFUERZOS VERTICALES EN LOS PILOTES A LAS DISTINTAS PROFUNDIDADES RESULTA DE:

PROFUNDIDAD (m)	F _v
7.250	-0.398
8.750	-0.405
11.000	-0.411
13.000	-0.415
14.750	-0.417
15.800	-0.417
17.500	0.070
21.400	1.178
23.250	1.178
25.500	1.171
28.000	1.149
32.000	1.102

CALCULO DE ESFUERZOS VERTICALES

COORDENADAS DEL PUNTO A, C, G e I

X = 59.0

Y = 29.0

TRAMO	Zm	CARGA	Z	Z'	X / Z'	Y / Z'	W ₀	F _v = W * W ₀			
1	16.65	-0.233	7.250	9.400	6.277	3.085	0.247	-0.058			
			8.750	7.900	7.468	3.671	0.249	-0.058			
			11.000	5.650	10.442	5.133	0.251	-0.058			
			13.000	3.650	16.164	7.945	0.251	-0.058			
			14.750	1.900	31.053	15.263	0.251	-0.058			
			15.800	0.850	69.412	34.118	0.251	-0.058			
		0.737	17.500	0.850	69.412	34.118	0.251	0.185			
			21.400	4.750	12.421	6.105	0.251	0.185			
			23.250	6.600	8.939	4.394	0.251	0.185			
			25.500	8.850	6.667	3.277	0.248	0.183			
			28.000	11.350	5.198	2.555	0.245	0.181			
			32.000	15.350	3.844	1.889	0.238	0.175			
			2	19.45	-0.597	7.250	12.200	4.836	2.377	0.242	-0.144
						8.750	10.700	5.514	2.710	0.246	-0.147
11.000	8.450	6.982				3.432	0.248	-0.148			
13.000	6.450	9.147				4.496	0.251	-0.150			
14.750	4.700	12.553				6.170	0.251	-0.150			
15.800	3.650	16.164				7.945	0.251	-0.150			
1.613	17.500	1.950			30.256	14.872	0.251	-0.150			
	21.400	1.950			30.256	14.872	0.251	0.405			
	23.250	3.800			15.526	7.632	0.251	0.405			
	25.500	6.050			9.752	4.793	0.251	0.405			
	28.000	8.550			6.901	3.392	0.249	0.402			
	32.000	12.550			4.701	2.311	0.242	0.390			

PROFUNDIDAD (m)	F _v
7.250	-0.202
8.750	-0.205
11.000	-0.207
13.000	-0.208
14.750	-0.208
15.800	-0.208
17.500	0.035
21.400	0.590
23.250	0.590
25.500	0.588
28.000	0.582
32.000	0.566

CALCULO DE ESFUERZOS VERTICALES

COORDENADAS DEL PUNTO D y F
 X = 59.0
 Y = 14.5

TRAMO	Zm	CARGA	Z	Z'	X / Z'	Y / Z'	Wo	$\bar{V}_v = 2 * W * Wo$
1	16.65	-0.233	7.250	9.400	6.277	1.543	0.230	-0.107
			8.750	7.900	7.468	1.835	0.237	-0.110
			11.000	5.650	10.442	2.568	0.245	-0.114
			13.000	3.650	16.164	3.973	0.251	-0.117
			14.750	1.900	31.053	7.632	0.251	-0.117
			15.800	0.850	69.412	17.059	0.251	-0.117
		0.737	17.500	0.850	69.412	17.059	0.251	0.370
			21.400	4.750	12.421	3.053	0.251	0.370
			23.250	6.600	8.939	2.197	0.248	0.368
			25.500	8.850	6.667	1.638	0.234	0.345
			28.000	11.350	5.198	1.278	0.219	0.323
			32.000	15.350	3.844	0.945	0.196	0.289
2	19.45	-0.597	7.250	12.200	4.836	1.189	0.218	-0.260
			8.750	10.700	5.514	1.355	0.222	-0.265
			11.000	8.450	6.982	1.716	0.236	-0.282
			13.000	6.450	9.147	2.248	0.246	-0.294
			14.750	4.700	12.553	3.085	0.247	-0.295
			15.800	3.650	16.164	3.973	0.251	-0.300
		1.613	17.500	1.950	30.256	7.436	0.251	-0.300
			21.400	1.950	30.256	7.436	0.251	0.810
			23.250	3.800	15.526	3.816	0.251	0.810
			25.500	6.050	9.752	2.397	0.244	0.787
			28.000	8.550	6.901	1.896	0.234	0.755
			32.000	12.550	4.701	1.155	0.212	0.684

LA DISTRIBUCION DE LOS ESFUERZOS VERTICALES EN LOS PILOTES A LAS DISTINTAS PROFUNDIDADES RESULTA DE:

PROFUNDIDAD (m)	\bar{V}_v
7.250	-0.367
8.750	-0.376
11.000	-0.396
13.000	-0.411
14.750	-0.412
15.800	-0.417
17.500	0.070
21.400	1.180
23.250	1.175
25.500	1.132
28.000	1.078
32.000	0.973

b. Cálculo de asentamientos

Los asentamientos se calcularán empleando las siguientes fórmulas:

$$\Delta H = \frac{C_s}{1 + e_0} H \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0}$$

$$\Delta H = \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0}$$

De esta manera, tenemos que los asentamientos en los puntos analizados de la figura 5.6 utilizando pilotes de fricción quedan como sigue:

ASENTAMIENTOS EN EL PUNTO E

PROF. (m)	e_0	P_0	ΔP	P_c	C_s	C_c	H	ΔH (cm)
7.25 - 8.75	5.52	5.9	-0.74	8.70	0.203	3.60	1.50	-0.27
8.75 - 11.00	8.47	7.1	-0.77	9.20	0.346	6.15	2.25	-0.41
11.00 - 13.00	7.27	9.0	-0.80	10.40	0.286	5.00	2.00	-0.28
13.00 - 14.75	8.38	10.8	-0.82	11.40	0.342	6.00	1.75	-0.22
14.75 - 15.80	5.26	12.0	-0.83	12.40	0.191	3.30	1.05	-0.10
15.80 - 17.50	4.87	13.3	-0.35	13.80	0.173	3.00	1.70	-0.06
17.50 - 21.40	5.83	15.6	1.24	17.60	0.403	3.90	3.90	0.76
21.40 - 23.25	6.14	18.1	2.34	22.80	0.420	4.10	1.85	0.57
23.25 - 25.50	2.57	20.0	2.28	27.50	0.125	1.10	2.25	0.37
25.50 - 28.00	5.33	22.2	2.20	34.00	0.345	3.40	2.50	0.56

28.00 - 32.00	0.72	24.8	2.03	42.40	0.018	0.13	4.00	0.14
---------------	------	------	------	-------	-------	------	------	------

Siendo el asentamiento en el punto E $\Rightarrow \Sigma \Delta = 1.06$ cm.

ASENTAMIENTOS EN LOS PUNTOS B y H

PROF. (m)	e_0	P_0	ΔP	P_c	C_s	C_c	H	ΔH (cm)
7.25 - 8.75	5.52	5.9	-0.40	8.70	0.203	3.60	1.50	-0.14
8.75 - 11.00	8.47	7.1	-0.41	9.20	0.346	6.15	2.25	-0.21
11.00 - 13.00	7.27	9.0	-0.41	10.40	0.286	5.00	2.00	-0.14
13.00 - 14.75	8.38	10.8	-0.42	11.40	0.342	6.00	1.75	-0.11
14.75 - 15.80	5.26	12.0	-0.42	12.40	0.191	3.30	1.05	-0.05
15.80 - 17.50	4.87	13.3	-0.17	13.80	0.173	3.00	1.70	-0.03
17.50 - 21.40	5.83	15.6	0.62	17.60	0.403	3.90	3.90	0.39
21.40 - 23.25	6.14	18.1	1.18	22.80	0.420	4.10	1.85	0.30
23.25 - 25.50	2.57	20.0	1.17	27.50	0.125	1.10	2.25	0.19
25.50 - 28.00	5.33	22.2	1.16	34.00	0.345	3.40	2.50	0.30
28.00 - 32.00	0.72	24.8	1.13	42.40	0.018	0.13	4.00	0.08

Siendo el asentamiento en los puntos B y H $\Rightarrow \Sigma \Delta = 0.58$ cm.

ASENTAMIENTOS EN LOS PUNTOS A, C, G e I

PROF. (m)	e_0	P_0	ΔP	P_c	C_s	C_c	H	ΔH (cm)
7.25 - 8.75	5.52	5.9	-0.20	8.70	0.203	3.60	1.50	-0.07
8.75 - 11.00	8.47	7.1	-0.21	9.20	0.346	6.15	2.25	-0.11
11.00 - 13.00	7.27	9.0	-0.21	10.40	0.286	5.00	2.00	-0.07
13.00 - 14.75	8.38	10.8	-0.21	11.40	0.342	6.00	1.75	-0.05
14.75 - 15.80	5.26	12.0	-0.21	12.40	0.191	3.30	1.05	-0.02
15.80 - 17.50	4.87	13.3	-0.09	13.80	0.173	3.00	1.70	-0.01
17.50 - 21.40	5.83	15.6	0.31	17.60	0.403	3.90	3.90	0.20
21.40 - 23.25	6.14	18.1	0.59	22.80	0.420	4.10	1.85	0.15
23.25 - 25.50	2.57	20.0	0.59	27.50	0.125	1.10	2.25	0.10
25.50 - 28.00	5.33	22.2	0.59	34.00	0.345	3.40	2.50	0.16
28.00 - 32.00	0.72	24.8	0.57	42.40	0.018	0.13	4.00	0.04

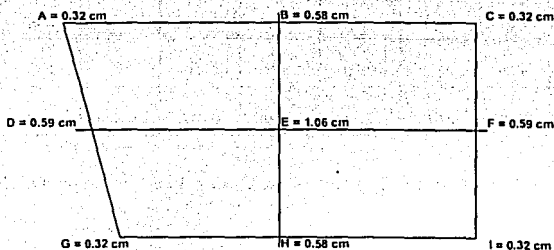
Siendo el asentamiento en los puntos A, C, G e I $\Rightarrow \Sigma \Delta = 0.32$ cm.

ASENTAMIENTOS EN LOS PUNTOS D y F

PROF. (m)	e_0	P_0	ΔP	P_c	C_s	C_c	H	ΔH (cm)
7.25 - 8.75	5.52	5.9	-0.37	8.70	0.203	3.60	1.50	-0.13
8.75 - 11.00	8.47	7.1	-0.39	9.20	0.346	6.15	2.25	-0.20
11.00 - 13.00	7.27	9.0	-0.40	10.40	0.286	5.00	2.00	-0.14

13.00 - 14.75	8.38	10.8	-0.41	11.40	0.342	6.00	1.75	-0.11
14.75 - 15.80	5.26	12.0	-0.41	12.40	0.191	3.30	1.05	-0.05
15.80 - 17.50	4.87	13.3	-0.17	13.80	0.173	3.00	1.70	-0.03
17.50 - 21.40	5.83	15.6	0.63	17.60	0.403	3.90	3.90	0.40
21.40 - 23.25	6.14	18.1	1.18	22.80	0.420	4.10	1.85	0.30
23.25 - 25.50	2.57	20.0	1.15	27.50	0.125	1.10	2.25	0.19
25.50 - 28.00	5.33	22.2	1.11	34.00	0.345	3.40	2.50	0.29
28.00 - 32.00	0.72	24.8	1.03	42.40	0.018	0.13	4.00	0.07

Siendo el asentamiento en los puntos D y F $\Rightarrow \Sigma \Delta = 0.59 \text{ cm}$.



Valor de los asentamientos estimados en los puntos analizados considerando una cimentación flexible

Se realizaron diferentes estimaciones en donde se modificaron los valores de la capacidad de carga y la adherencia de los pilotes, lo cual implicó que variara la profundidad del nivel neutro (NN). A continuación se presenta una tabla en donde se muestran los resultados arrojados.

NN (m)	PROFUNDIDAD (m)	ADHERENCIA (ton/m ²)	ASENTAMIENTOS (cm)			
			Punto E	Puntos B y H	Puntos A, C, G e I	Puntos D y F
			11.00	4.725	2.25	14.4
15.80	7.250	1.97	1.04	0.54	0.27	0.55
		2.10	1.06	0.58	0.32	0.59
18.20	7.250	2.25	0.75	0.62	0.37	0.63
		1.97	-0.21	-0.14	-0.05	-0.09
		2.10	-0.22	-0.12	-0.05	-0.09
		2.25	-0.24	-0.15	-0.07	-0.12

Se observa que los asentamientos son mayores cuando el nivel neutro está a poca profundidad y menores cuando este se encuentra a mayor profundidad, es decir, cuando el nivel neutro está a menor profundidad la masa compresible es mayor por lo que hay más cantidad de suelo tendiente a comprimirse y el caso contrario cuando la cantidad de suelo es menor.

Lo anterior implica que gracias a la inclusión de los pilotes los asentamientos son menores ya que con la fricción de los pilotes con el suelo estos absorben el deslizamiento de la estructura hacia abajo.

CAPÍTULO 6

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Después de establecer la cimentación que soportará a la estructura proyectada y haber revisado las condiciones de estabilidad que marca el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, a continuación se presentan algunos análisis adicionales y algunas recomendaciones para llevar a cabo su procedimiento constructivo dentro de la seguridad, además indicando la instrumentación que deberá ser empleada para verificar que se vaya realizando dentro de los factores de seguridad permisibles.

6.1 Análisis adicionales

Debido a que se realizará una excavación de 7.2 m de profundidad y a que el nivel de aguas freáticas (NAF) se encuentra a 2.5 m de profundidad, es necesario el empleo de una pantalla impermeable para evitar la filtración del agua de las colindancias. Se propone el hincado de un muro a base de tablestaca de concreto a lo largo del perímetro del predio (fig. 6.1), además servirá como elemento de contención durante la etapa constructiva. Para establecer el procedimiento constructivo es necesario efectuar una serie de análisis adicionales, los cuales se mencionan a continuación y serán descritos más adelante.

- Estabilidad de taludes considerando falla por traslación
- Estabilidad de taludes considerando falla por rotación
- Falla de fondo por corte

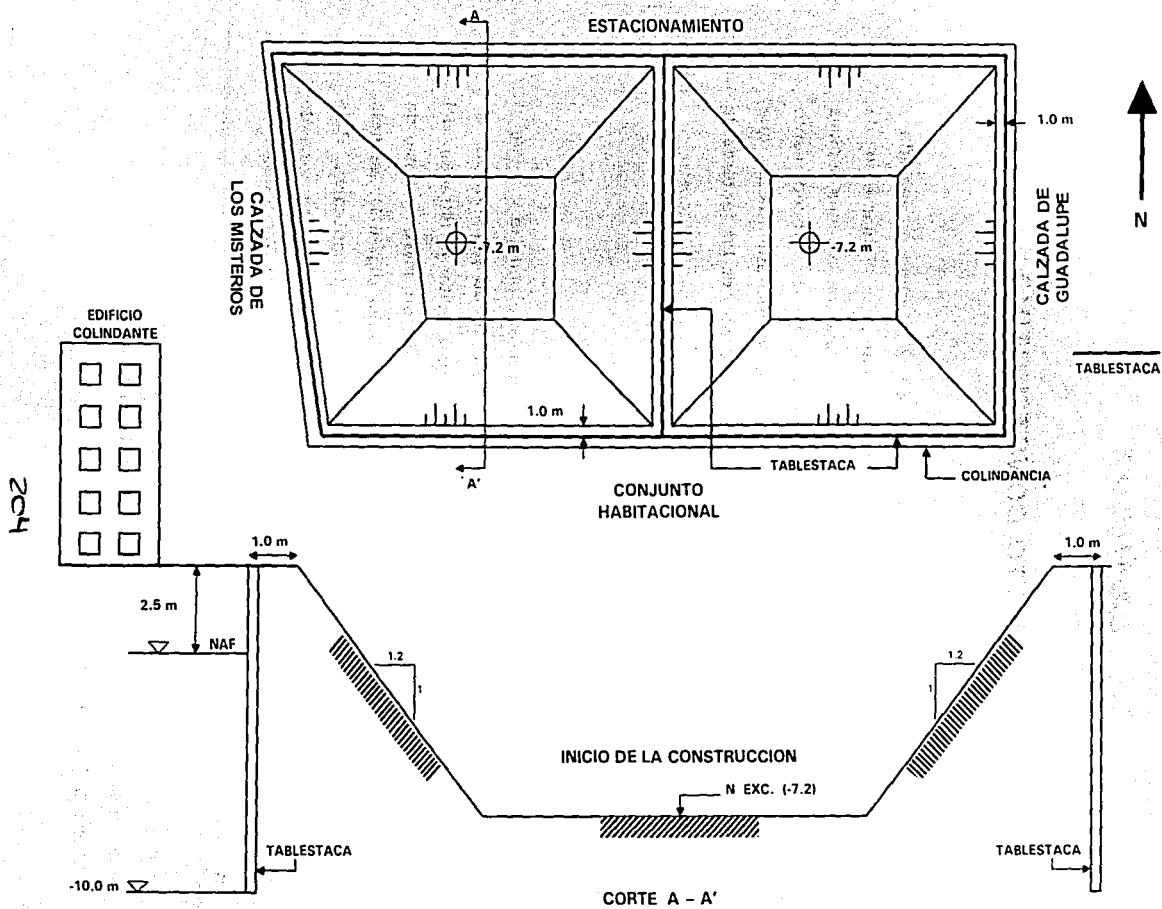


Fig 6.1

- Presiones temporales sobre el sistema de ademe y troqueles
- Presiones a largo plazo sobre muros rígidos
- Revisión por falla de empotramiento de la tablestaca
- Abatimiento del nivel freático
- Revisión por subpresión

6.1.1 Estabilidad de taludes considerando falla por traslación

La falla por traslación de una masa de tierra que forma parte de un talud, ocurre en los estratos débiles de la masa, donde la resistencia al esfuerzo cortante disminuye en forma importante a la resistencia general del suelo; dado que la excavación se realizará dejando taludes, la geometría de estos deberá ser tal que sean estables considerando que existirán únicamente durante la construcción (corto plazo), esta estará gobernada por la longitud de superficie resistente necesaria en cada uno de los estratos que componen el talud para soportar los empujes actuantes debidos a la acción integrada del empuje de tierra activo y el empuje generado por la acción de una sobrecarga de 1.5 ton/m^2 actuando sobre la corona del talud.

En estas condiciones la longitud de superficie resistente para cada estrato, considerando un ancho unitario y un factor de seguridad de 1.5, estará determinado por la siguiente expresión:

$$L = \frac{F_s \times E_a}{s}$$

- donde: L = longitud de superficie resistente (con un ancho unitario) para tener una condición estable en ese estrato (m)
- E_a = empuje activo de tierras (ton/m)
- s = resistencia al esfuerzo cortante del estrato de suelo débil (ton/m²)
- F_s = factor de seguridad

El empuje activo se calculó empleando la teoría de Rankine usando la siguiente ecuación:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2N\phi}$$

con un valor de γ de 1.37 ton/m³, H de 7.2 m y ϕ de 30°, obteniéndose el valor del empuje activo igual a 20.91 ton/m.

De lo anterior y utilizando una resistencia al esfuerzo cortante (s) de 2.25 ton/m² a una profundidad de 7.2 m, se obtiene una longitud de superficie resistente igual a 8.5 m, por lo tanto la geometría que deberán adoptar los taludes para satisfacer el factor de seguridad elegido de 1.5, deberá ser tal que la inclinación del talud sea 1.2:1 (horizontal : vertical). Se deberá dejar una banquetta en la corona de 1.0 m como se indica en la figura 6.2, además la excavación no deberá permanecer demasiado tiempo abierta.

6.1.2 Estabilidad de taludes considerando falla por rotación

Considerando que durante la excavación se dejará un talud de 1.2:1 (horizontal : vertical) como se indica en la figura 6.3, se determinó un factor de seguridad mínimo contra falla del talud por rotación mediante el criterio de N. Jambu¹, que emplea la siguiente expresión:

$$F_s = \frac{N_e C}{\gamma_m H}$$

donde: N_e = número de estabilidad de Jambu

C = cohesión (ton/m²)

γ_m = peso volumétrico del suelo (ton/m³)

H = profundidad de la excavación (m)

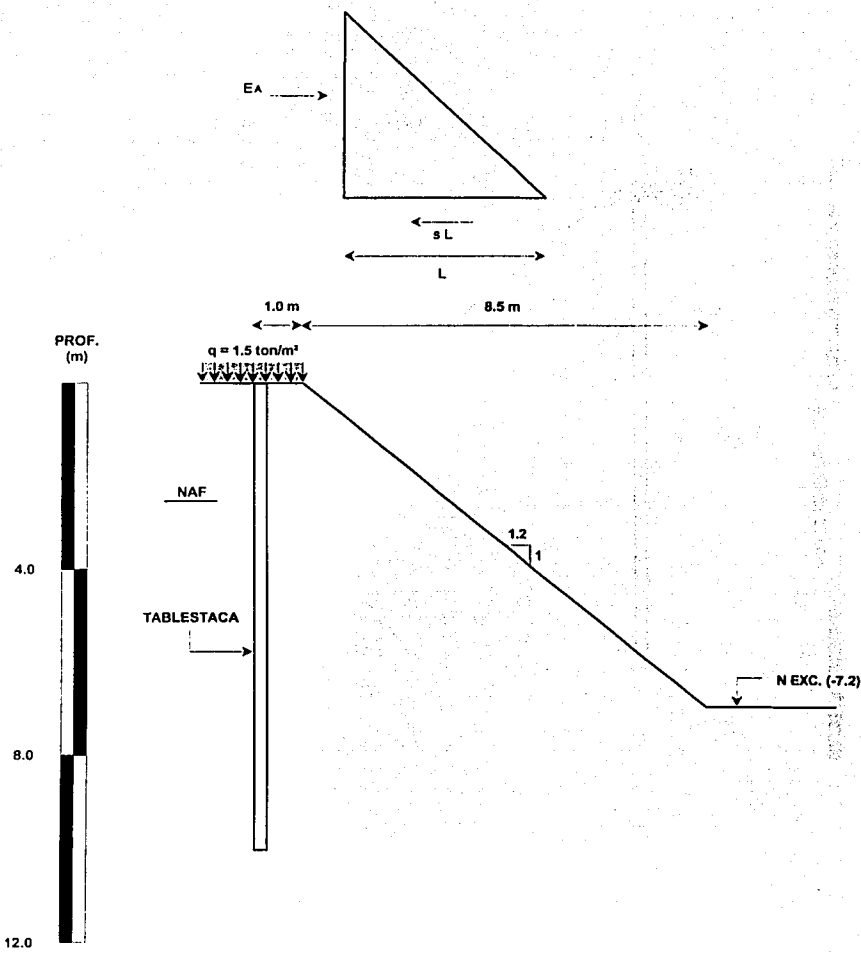


Fig. 6.2 Talud considerando falla de traslación

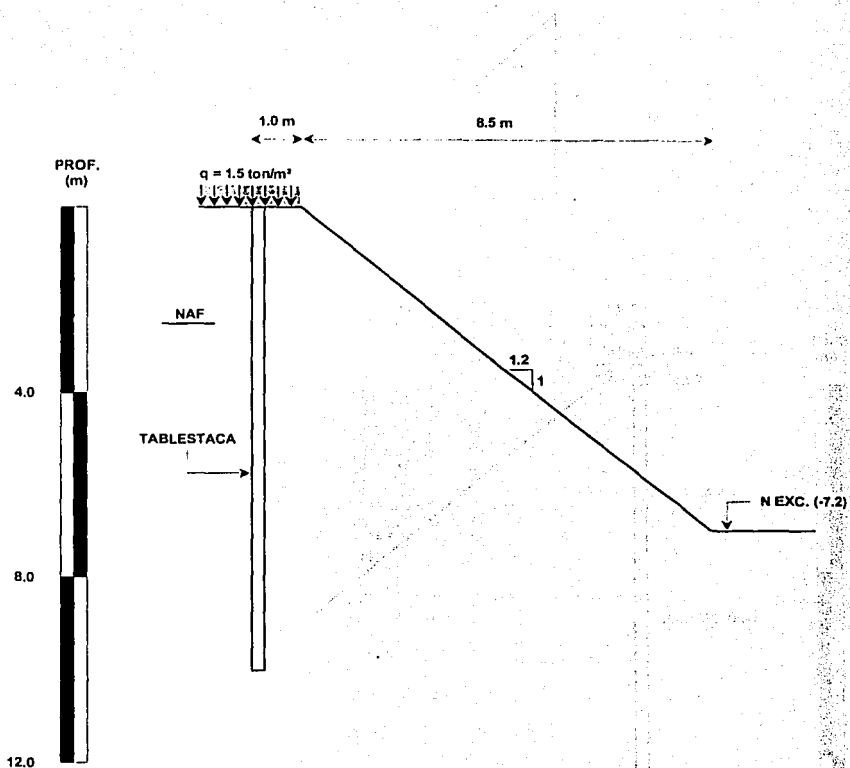


Fig. 6.3 Talud considerando falla por rotación

Donde N_e es un número de estabilidad de Jambu (obtenido de gráficas correspondientes), a condición de conocer el valor del parámetro $\lambda_{c\phi}$, el cual se calcula con la expresión:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H}{C} \lg \phi$$

donde: γ = peso volumétrico natural del suelo (ton/m^3)

H = profundidad de la excavación (m)

C = cohesión (ton/m^2)

ϕ = ángulo de fricción interna

Tomando un γ de 1.37 ton/m^3 , H de 8.3 m (se incrementa la altura del talud por no considerar la carga uniformemente repartida aplicada sobre la corona de este), una cohesión de 2.25 ton/m^2 , un ángulo de fricción interna de 30° y un número de estabilidad (N_e) obtenido de 11.5, se tiene como resultado un factor de seguridad de 2.6, que es un valor aceptable a corto plazo. Por lo tanto se considera que no se presentará este tipo de falla.

6.1.3 Falla de fondo por corte

En virtud de que durante la excavación se presentarán condiciones como las mostradas en la figura 6.4, se revisó el factor de seguridad contra falla de fondo por corte, suponiendo un mecanismo de falla como el que se muestra en la misma figura.

En el análisis se aplicó el criterio de Bjerrum² dado por la siguiente expresión:

¹ Jambu, N.-Stability Analysis of slopes with dimensionless parameters-Harvard Soil Mechanics Series N° 46-Universidad de Harvard-1954.

² Bjerrum, L. and Eide, O. "Stability of Struted Excavations in Clays", Norwegian Geotechnical Institute, Publication N° 19, Oslo, 1956.

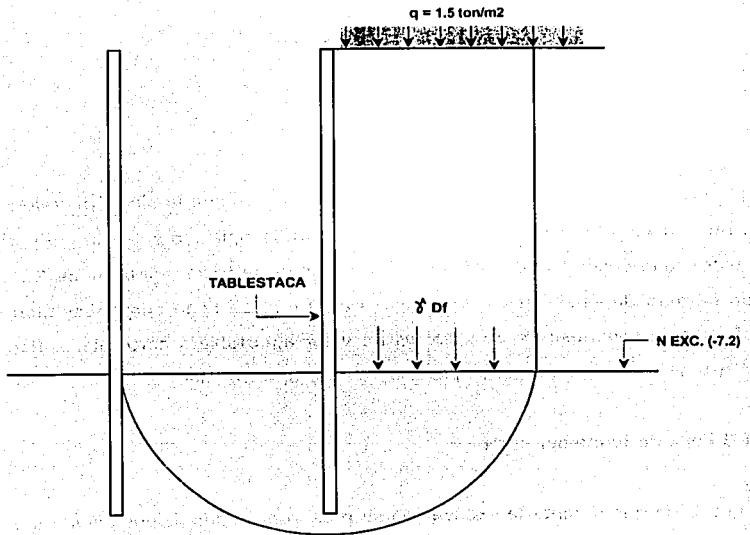


Fig. 6.4 Falla de fondo por corte

$$FS = \frac{CN_c}{\gamma D_f + q}$$

- donde: F_s = factor de seguridad contra falla de fondo por corte
 C = cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla
 γ = peso volumétrico natural del suelo
 D_f = profundidad máxima de excavación
 q = sobrecarga aplicada en la superficie del terreno
 N_c = factor de capacidad de carga que está en función de la relación D/B ,
 siendo B el ancho de la excavación

Considerando una excavación de 7.2 m de profundidad, una cohesión media de 2.25 ton/m², un ancho medio de 29.0 m y una sobrecarga superficial uniformemente distribuida de 1.5 ton/m², se obtiene un factor de seguridad de 1.2, que es admisible a corto plazo y también se determina que no se presentará este tipo de falla.

6.1.4 Presiones temporales sobre el sistema de ademe y troqueles

En la determinación de las presiones para el diseño e instalación de troqueles se considera una excavación de 7.2 m de profundidad máxima, con taludes verticales retenidos mediante muros a base de tablestaca de concreto, con una sobrecarga superficial perimetral uniformemente repartida de 1.5 ton/m² y siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, tomando en cuenta los siguientes efectos:

- La presión hidráulica que ejerce el agua que se encuentra a partir de 2.5 m de profundidad, obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad, y a la cual se le restan los abatimientos piezométricos que se tienen.
- La presión de la masa de suelo en condición de reposo para diseño de troqueles y en condición activa para la instalación de troqueles, obtenida como el producto acumulado

del peso volumétrico total para profundidades sobre y bajo el nivel freático, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en que estos pueden considerarse del mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras correspondiente.

- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno, en un área rectangular contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectados por el coeficiente de presión de tierra en reposo o activo, según se requiera determinar la presión para diseño o instalación de troqueles.
- Para tomar en cuenta solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa deslizante por un coeficiente sísmico de 0.4 (Zona del Lago)³.

Una vez calculados los valores de estos cuatro efectos se superponen obteniéndose la envolvente de presiones horizontales, la cual es transformada a la distribución equivalente propuesta por Peck⁴ en la que el volumen de esfuerzo es igual a una envolvente trapezoidal con base mayor igual al (75%) de dicha profundidad y altura dada por la siguiente expresión:

$$h = \frac{2A}{B+b}$$

- donde: h = presión horizontal máxima
 A = volumen de esfuerzo considerando la superposición de las presiones debidas al agua, al suelo, a la sobrecarga y al sismo
 B = profundidad máxima de excavación
 b = 0.75 B

³ Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México, COVITUR, Secretaría General de Obras, D.D.F., 1986.

⁴ VII International Conference of Soil Mechanics and Foundations Engineering State of the Art. Vol. México, 1969 pp. 275-281.

La envolvente de presión para diseño de troqueles se muestra en la figura 6.5 y la que corresponde a la presión de instalación de troqueles en la figura 6.6.

6.1.5 Presiones a largo plazo sobre muros rígidos

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas en el subsuelo del sitio, así como las características del proyecto, se determinan las presiones a largo plazo sobre muros rígidos, que servirán para su diseño siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, considerando los siguientes efectos:

- La presión que ejerce el agua, en cuyo cálculo se consideraron los abatimientos piezométricos que existen.
- La presión de la masa de suelo en condición de reposo, obtenida como el producto del peso volumétrico total para profundidades sobre y bajo el nivel freático, y dentro de este el peso volumétrico sumergido, por los espesores en que estos se consideran del mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno, en área rectangular contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- Para tomar en cuenta solicitaciones sísmicas, se determino una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa deslizante por un coeficiente sísmico de 0.4, afectado por su factor de ductilidad.

Una vez calculados los valores de estos cuatro efectos se superponen, obteniéndose la envolvente de presiones horizontales que deben

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

214

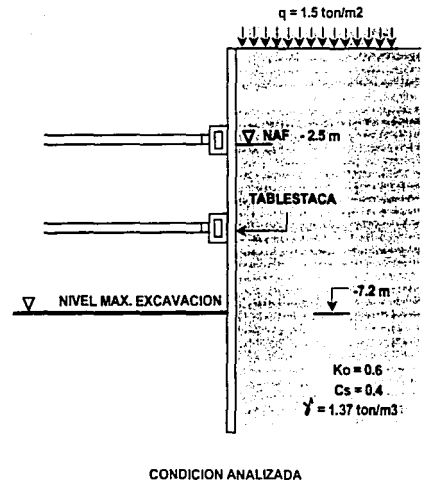
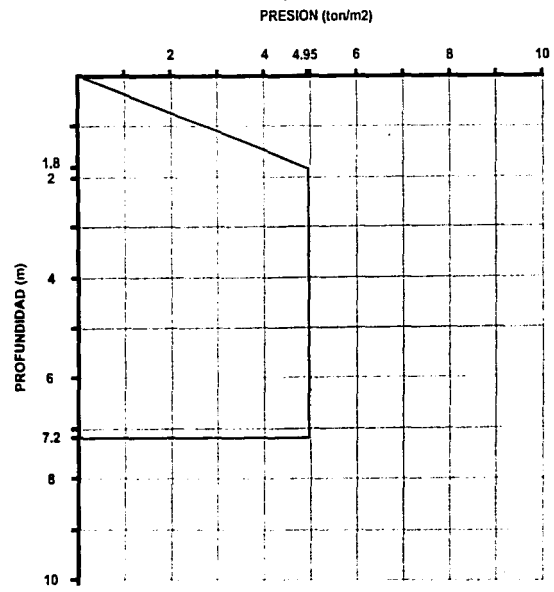
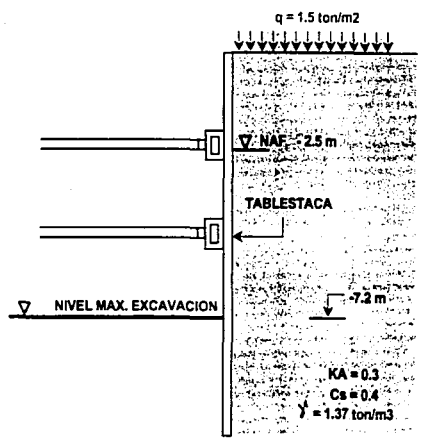
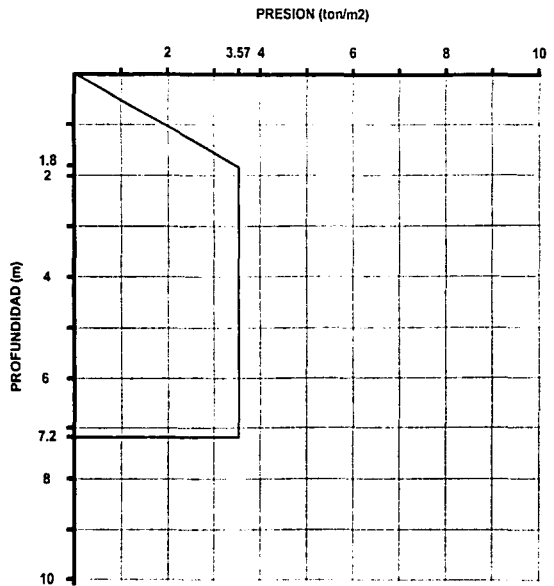


Fig. 6.5 Presión para el diseño de troqueles



CONDICION ANALIZADA

Fig. 6.6 Presión para la instalación de troqueles

considerarse en el diseño de los muros. En la figura 6.7 se presentan los resultados obtenidos en forma gráfica.

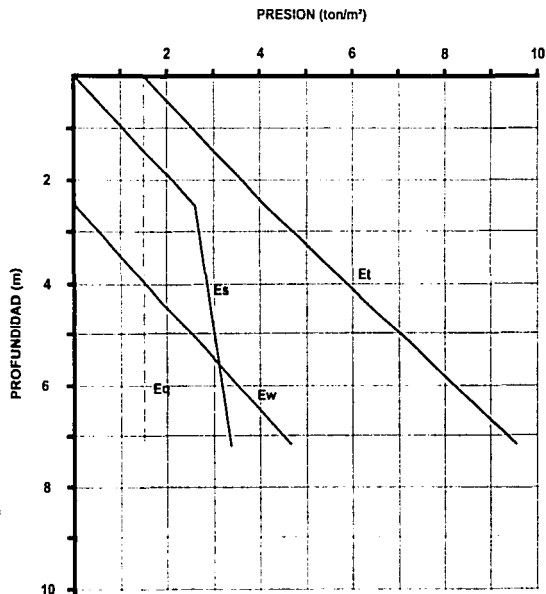
Por lo que corresponde al empuje a largo plazo, durante la vida útil del edificio, los empujes actuantes corresponden a las condiciones del empuje en reposo.

6.1.6 Revisión por falla de empotramiento de la tablestaca

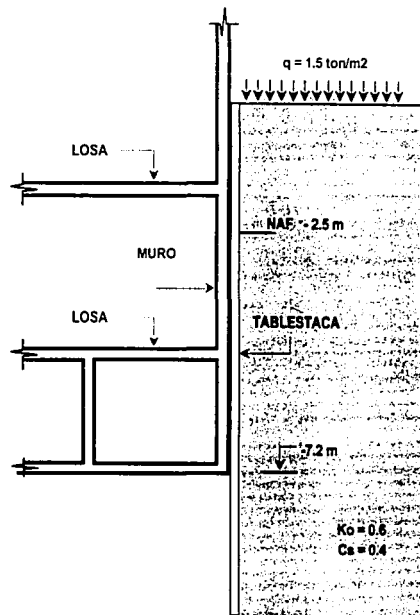
La falla por empotramiento de la tablestaca se produce cuando la pata de la tablestaca se desliza al vencerse la resistencia del suelo frente a la atagüa. Considerando que al nivel del último troquel colocado a 4.8 m de profundidad (figura 6.8), en esta etapa de excavación se genera una articulación plástica, el factor de seguridad se evalúa con la expresión:

$$FS = \frac{\bar{C}Lr + wl + M_p}{\bar{P}_{PRON} \frac{D^2}{2}}$$

- donde: \bar{C} = resistencia al corte no drenado promedio en la superficie de falla
L = longitud de la superficie de falla
r = radio de la superficie de falla
w = peso saturado del suelo dentro de los límites de la superficie de falla
l = distancia del paño del muro de ademe al centro de gravedad del suelo resistente
 M_p = momento flexionante resistente del muro de la tablestaca, considerado despreciable
 \bar{P}_{PRON} = presión promedio sobre el muro de la tablestaca
D = longitud del muro entre el último nivel de troquelamiento y el nivel de desplante del muro



E_s = EMPUJE DEL SUELO
 E_w = EMPUJE DEBIDO AL AGUA
 E_q = EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA = 1.5 TON/m²
 E_t = EMPUJE TOTAL



CONDICION ANALIZADA

Fig. 6.7 Distribución de presiones a largo plazo sobre muros rígidos

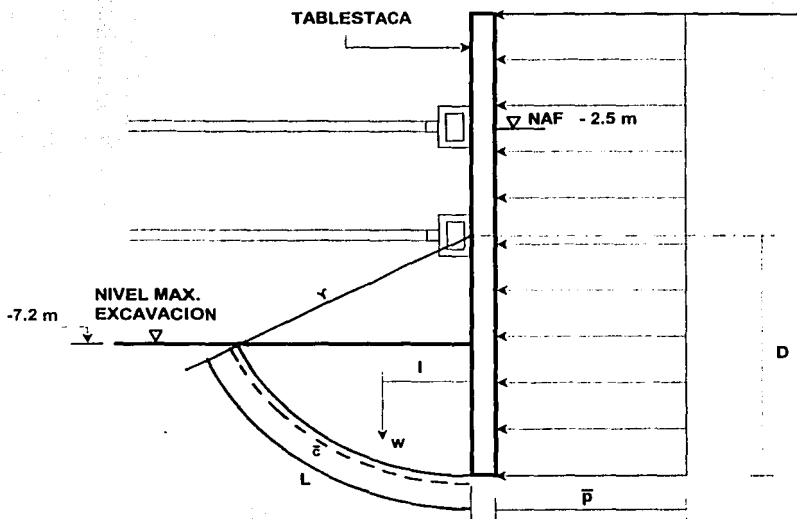


Fig. 6.8 Mecanismo de falla por empotramiento de la tablestaca

Considerando una resistencia al esfuerzo cortante de 2.25 ton/m^2 , que la punta de la tablestaca quedará a 10.0 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, que la excavación tendrá 7.2 m de profundidad y despreciando el momento flexionante de la tablestaca, se obtiene un factor de seguridad de 2.0 contra la falla de la pata, que es admisible a corto plazo.

6.1.7 Abatimiento del nivel freático

Dado que la excavación estará confinada por muros formados a base de tablestaca de concreto, el agua freática que se filtre hacia ella será mínima. Para evitar que a través de las juntas entre tablestacas exista filtración, el hincado se realizará con el mayor cuidado para que queden perfectamente verticales y alineadas; posteriormente a su hincado, mediante chifloneo se limpiará el espacio que queda en el machihembrado de las tablestacas y se inyectará una mezcla de arena fina-bentonita-cemento, introduciendo un tubo hasta la parte inferior de las tablestacas para sellarlas perfectamente. Además, previamente a la construcción de los pilotes y a la excavación, se abatirá totalmente al agua freática dentro del predio, para lo cual se perforaran pozos a 13.20 m de profundidad, de donde se extraerá el agua por medio de bombeo.

6.1.8 Revisión por subpresión

Considerando las condiciones geométricas de la excavación, de los estratos permeables que se muestran en la figura 6.9 y las condiciones piezométricas correspondientes al área de interés se revisa la estabilidad del fondo suponiendo que la subpresión (presión de poro) actúa hacia arriba en la frontera entre estratos impermeables y permeables, tratando de levantar el fondo de la excavación.

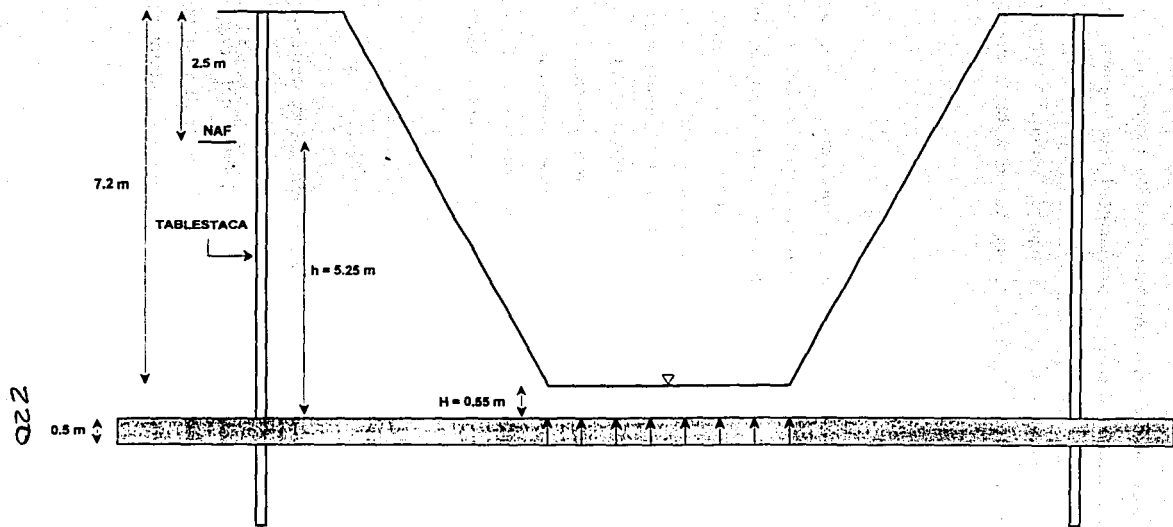


Fig. 6.9 Revisión por subpresión

El análisis se realizó observando las recomendaciones del Manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E. que aplica la siguiente expresión:

$$F_s = \frac{\gamma H}{\gamma_w h}$$

donde: F_s = factor de seguridad contra falla de fondo por subpresión

γ = peso volumétrico del suelo

H = espesor del estrato de suelo entre el fondo de la excavación y el estrato impermeable considerado

γ_w = peso volumétrico del agua

h = longitud comprendida entre la posición del nivel de aguas freáticas y el estrato permeable, o carga hidráulica del estrato permeable, el que resulte menor

Para el estrato permeable que se encuentra localizado entre 7.75 y 8.25 m de profundidad se determina una carga hidráulica de 5.25 m y considerando una excavación de 7.2 m de profundidad, se tiene un factor de seguridad de 0.11 que es inaceptable, por lo tanto se requiere abatir el nivel piezométrico del estrato permeable colocando pozos de alivio para evitar la falla por subpresión.

6.2 Recomendaciones generales del procedimiento constructivo

A continuación se proponen los lineamientos del procedimiento de construcción necesarios para alojar la cimentación para el edificio proyectado:

- a) El suministro de energía eléctrica y agua que se requieren en el predio será proporcionado por parte del cliente, así como la licencia de construcción y los permisos correspondientes; previamente al inicio de la excavación ya que será un proceso continuo.

b) Antes de iniciar la construcción de la cimentación se demolerán las estructuras de mampostería existentes dentro del predio y una techumbre ligera de tipo metálico con lámina. El área que ocupan ayudará ya que en ella se fabricarán las tablestacas y los pilotes y posteriormente servirá para almacenamiento de materiales.

c) Posterior a las demoliciones se realizará la limpieza del terreno para dejarlo en condiciones de trabajo, y como último trabajo preliminar se llevará a cabo la nivelación del terreno y el trazo de los ejes de columnas, que de norte a sur van de los ejes A a D y del poniente a oriente van de los ejes 1 a 11.

d) Para soportar los empujes del terreno en la periferia de la excavación así como para proteger a las colindancias se emplearán tablestacas de concreto armado de sección transversal de 0.25 x 0.70 m y longitud de 10.0 m como se indica en la figura 6.10 (el armado correspondiente lo proporcionará el ingeniero estructurista). El primer paso es su fabricación, la cual se llevará a cabo en el terreno disponible y posteriormente se procederá a su hincado con el empleo de un martillo de percusión, su procedimiento de fabricación se indica en el inciso 6.2.1. La tablestaca se hincará en todo el perímetro de colindancia, esto es, a todo lo largo de la colindancia sur con la unidad habitacional y el taller mecánico, por el norte con el estacionamiento existente, por el oriente con la calzada de Guadalupe y por el poniente con la calzada de los Misterios, así como a la mitad del predio, que corresponde a los ejes 7 y 8 como se indica en la figura 6.1.

e) Procedimiento de hincado

- Inicialmente se hará la excavación de la zanja de troquelamiento con el fin de que las piezas durante el proceso de hincado se alojen en el trazo, reduciendo al mínimo posible el desplome y a que se ajustarán unas con

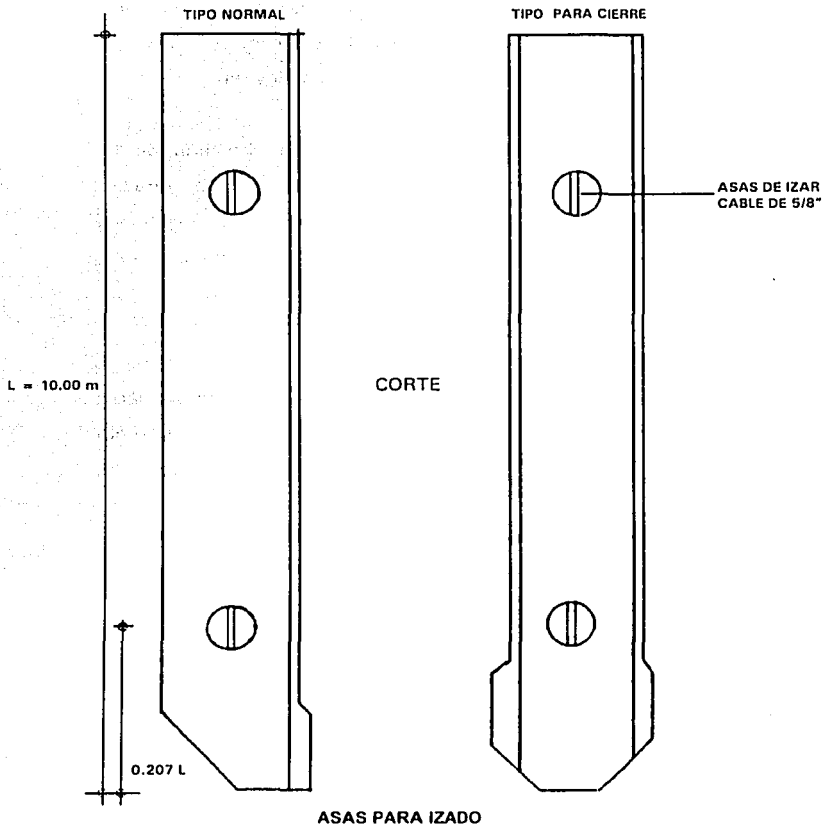
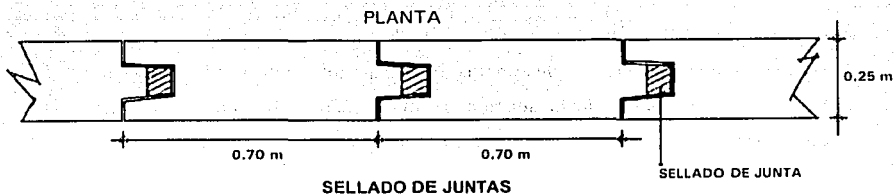


Fig. 6.10 Sección de la tablestaca

otras; para ello se hará la excavación de una zanja en las que se colocarán dos armaduras, dispuestas paralelamente, separadas entre sí con la misma medida de la sección de las piezas. Estas armaduras se construirán de vigueta y tubo de acero como se indica en la figura 6.11.

- **Movimiento y entongue.** Será muy importante tomar en cuenta esta operación, ya que puede darse el caso de que las piezas sean removidas a diferentes sitios de la obra por razones de espacio. Se procurará apoyarlas sobre madera y justamente en los puntos de levante.
- **Hincado.** Es recomendable que se empiece a hincar por una de las esquinas del terreno. Pevio al hincado se realizará una "perforación guía"; esto es con el objeto de garantizar una adecuada posición y verticalidad. Se recomienda que se lleve a 8.0 m de profundidad como mínimo, con un diámetro de 25 cm y con extracción de material.

Se utilizarán los golpeadores y martillos adecuados, para garantizar la verticalidad de las piezas en ambos sentidos y que las piezas no pudieran perder su machimbre. Durante el hincado se verificará en todo momento la verticalidad de la tablestaca.

Si el perímetro a cubrir no corresponde al módulo de las piezas, se absorberá esta diferencia con una pieza especial (pieza de cierre o ajuste). Estas son piezas de fabricación especial y pueden ser fabricadas con: Doble hembra, Doble macho o hembra y macho (fig. 6.12). Estas piezas no deben llevar punta, para evitar un posible desvío durante el proceso de hincado.

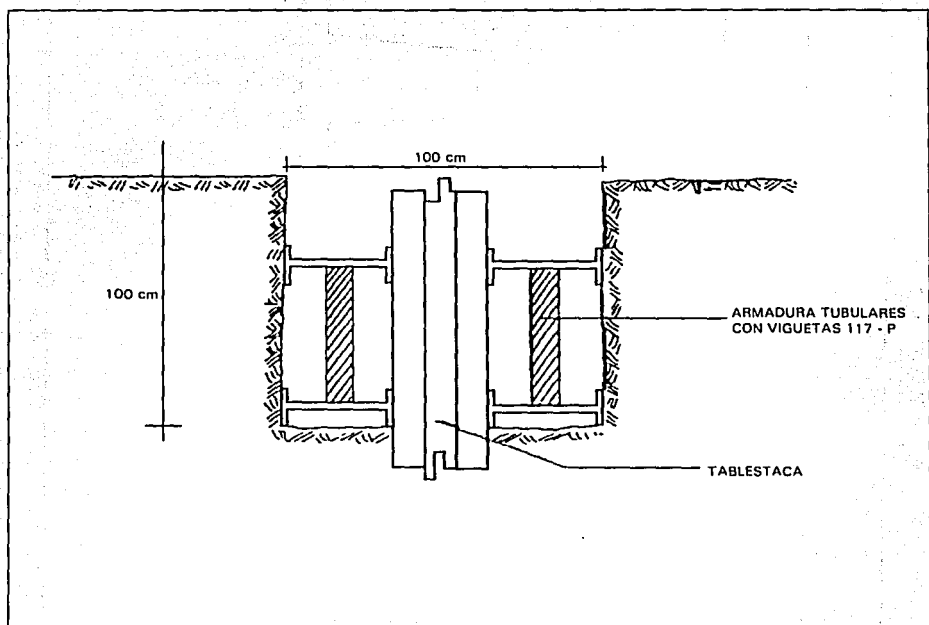


Fig. 6.11 Zanja de troquelamiento

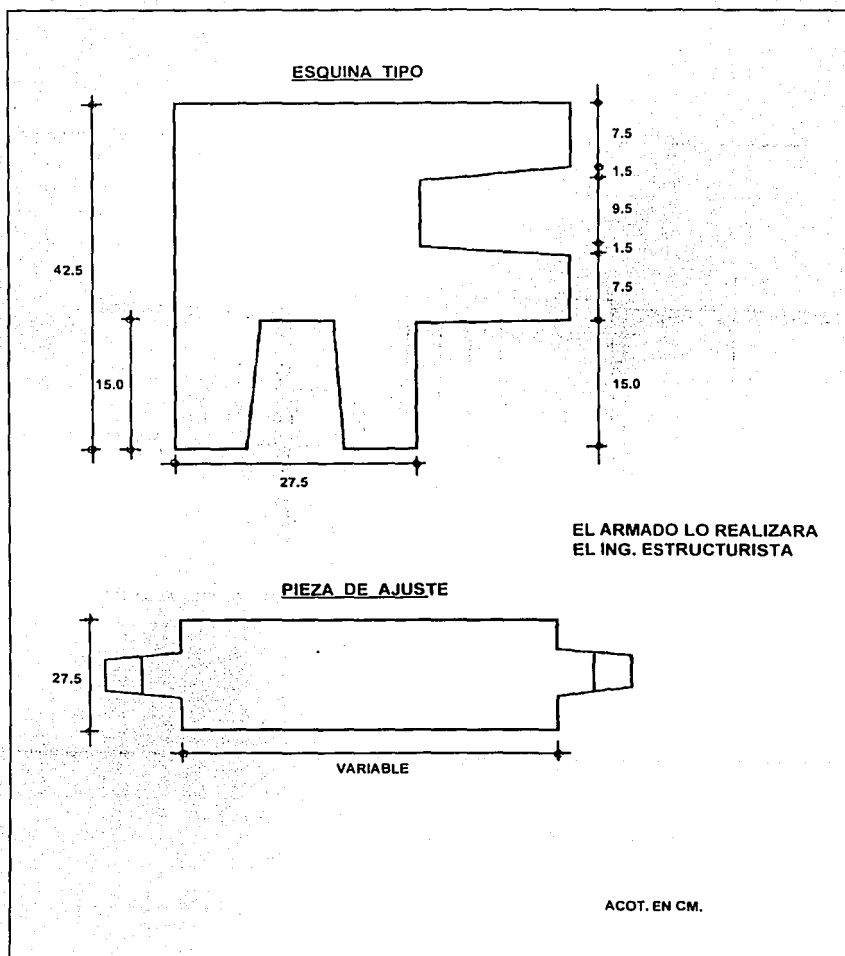


Fig. 6.12 Piezas de cierre o ajuste

- Sellado. Otra de las funciones de la tablestaca es la de evitar la entrada del agua lateral o de las colindancias facilitando así la excavación y que los trabajos de cimentación se realicen en seco.

Por esta razón será necesario sellar las juntas de todas las piezas, una vez que estas sean hincadas. El sellado se realizará mediante la inyección de una mezcla de arena-cemento-bentonita.

Previamente al sellado de juntas, se efectuará una limpieza adecuada para asegurar que la mezcla fluya adecuadamente.

f) Simultáneamente con el hincado de las tablestacas se iniciará la fabricación de los pilotes y se empezarán a hincar al concluir con el hincado de las tablestacas. Las recomendaciones de fabricación de los pilotes se indican en el inciso 6.2.2.

g) Previamente al hincado de los pilotes se realizará una perforación previa que consistirá en el remoldeo del material sin su extracción con una perforadora montada sobre grúa para posteriormente proceder a su hincado por medio de un martillo de percusión, el diámetro de la perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos no deberá ser mayor que el 75% del diámetro o lado del pilote. Si con tal diámetro máximo de la perforación no se logra hacer pasar el pilote a través de capas duras intercaladas, exclusivamente estas deberán rimarse con herramientas especiales a un diámetro igual o ligeramente mayor que el del pilote.

h) Una vez que la cabeza del pilote llegue al nivel de banqueta se continuará con su hincado por medio de seguidores para dejarlo a la profundidad requerida para que sea ligado con la losa y contratraves de cimentación posteriormente.

i) Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de $6/100$ de su longitud. Y la ubicación no distará más de 0.20 m de su localización.

j) Durante el hincado de pilotes y antes de realizar las excavaciones necesarias para alojar los sótanos, se instalará y se pondrá a funcionar el sistema de bombeo. El sistema de bombeo se utilizará para abatir el nivel freático dentro del área a excavar, con el fin de aligerar las presiones ocasionadas por este, para evitar las expansiones excesivas durante la construcción de la losa de fondo y para poder trabajar en seco.

El sistema de bombeo será a base de un bombeo de tipo eyector, el cual se compone por series de pozos, los cuales tienen instalada una bomba eyectora en el fondo y esta se hace trabajar con una bomba centrífuga; las características y funcionamiento de estos, se muestran en la figura 6.13.

k) Conjuntamente con la instalación del sistema de bombeo se instalarán tres piezómetros, ubicándose como se muestra en la figura 6.14.

6.2.1 Recomendaciones del procedimiento de excavación de los sótanos

A continuación se presenta el procedimiento constructivo de la excavación necesario para alojar a los sótanos de la estructura.

i. Se iniciará la excavación dejando una banquetta perimetral de 1.0 m de ancho. La excavación podrá hacerse dejando taludes laterales de 1.2:1 (horizontal : vertical) hasta el nivel de desplante de la losa de fondo del cajón de cimentación.

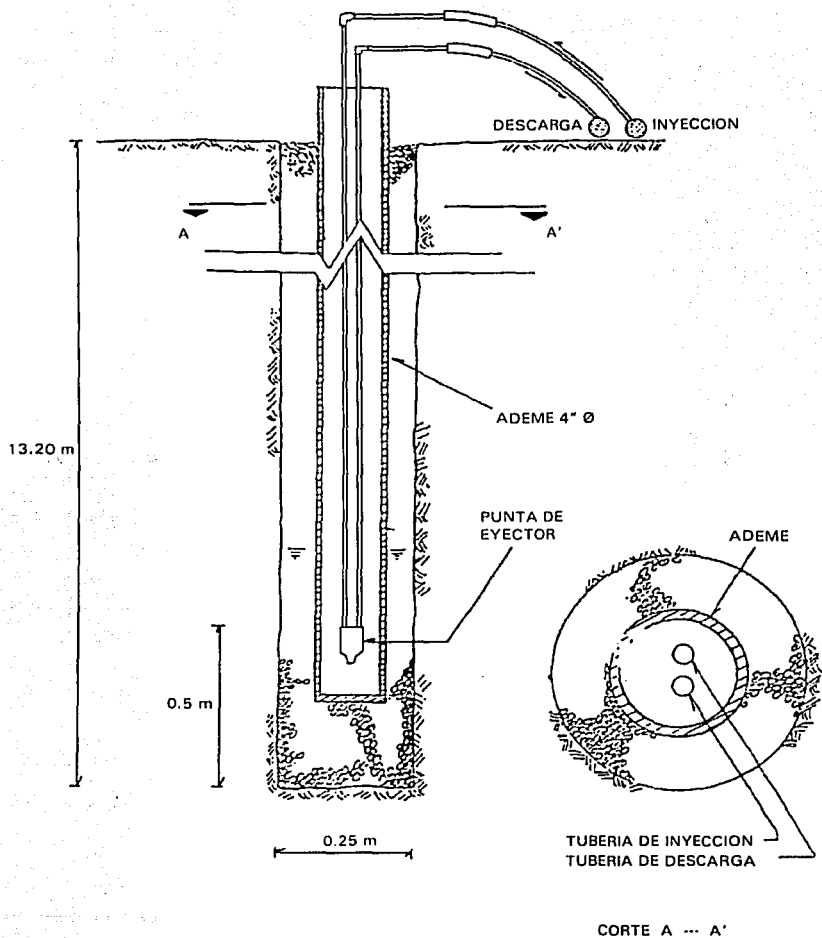
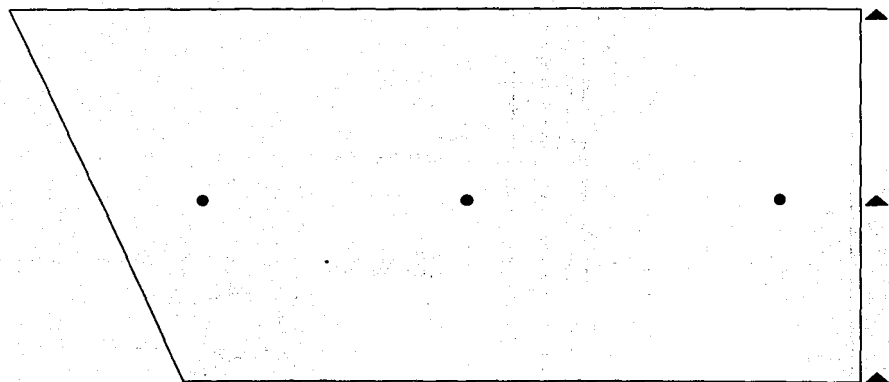


Fig. 6.13 Sección de la instalación de un pozo de bombeo tipo eyector



- PIEZOMETRO
- ▲ BANCO DE NIVEL FLOTANTE

Fig. 6.14 Instrumentación

- ii. Una vez alcanzado el nivel de desplante del cajón de cimentación en el centro del área excavada, se efectuará la demolición de la cabeza de los pilotes, procediendo de inmediato con la colocación del armado de las contratraves y de la losa de fondo de cimentación, procediendo después con su colado.
- iii. Construir los sótanos de la estructura en la parte central ya cimentada, llegando hasta el nivel de planta baja.
- iv. Se procederá con el recorte de los taludes laterales, iniciando con un descopete a una profundidad de 2.5 m dejando los taludes verticales y colocando de inmediato los troqueles. Para la colocación de los troqueles la presión que se dará a estos corresponderá a su separación de acuerdo con los diagramas de presión y de instalación mostrados en las figuras 6.5 y 6.6, y se aplicará mediante gatos debidamente calibrados.
- v. Continuar con la excavación de la berma hasta el nivel de desplante de la cimentación, colocando los troqueles de inmediato al ser descubierta la zona del troquel.
- vi. La excavación con maquinaria tanto en el área central como en el perímetro podrá llevarse hasta el nivel inferior de la losa de fondo del último sótano 20 cm por arriba de este. Una vez alcanzada esta profundidad se construirá una plantilla de concreto pobre, que evite el fisuramiento por pérdida de humedad y el remoldeo por la circulación de obreros.
- vii. Se construirá la estructura hasta el nivel de planta baja, manteniendo el troquelamiento hasta que los elementos estructurales sean capaces de

tomar los empujes que resisten los troqueles.

- viii. Durante la construcción de la cimentación se deberá llevar un control de los movimientos del terreno (hundimientos y desplomes) ocasionados por la excavación para poder corregir el procedimiento de la excavación en caso de alguna falla.
- ix. En caso de fluir agua hacia la excavación esta se abatirá mediante bombeo de achique, canalizando hacia cárcamos por medio de drenes interiores.

6.2.2 Recomendaciones del procedimiento de construcción del tablestacado

- Se iniciará con la construcción del firme de fabricación (cama de colado). Tendrá un espesor mínimo de 15 cm; para evitar su deterioro al despegue de las piezas. Tendrá un ancho tal que permitirá colar las piezas apoyando su sección mayor, dejando un espacio entre cada pieza de 50 cm como acceso a las labores de fabricación (armado, colado y acabado).
- Cimbra. Para que las piezas sean uniformes, es decir, para conservar estrictamente la sección para lograr un perfecto ajuste durante su hincado se utilizará lámina estructurada como cimbra.
- Para el diseño estructural de las tablestacas se tomarán en cuenta los esfuerzos a los que estarán sometidas en el proceso de excavación y su manejo previo al hincado (fig. 6.10). Para el armado se considerará la fabricación de "asas" para garantizar el despegue y entongue, sin que las piezas se fracturen o deterioren.

- Curado. Dada la dimensión de las piezas y la forma de colado el curado será a base de vapor. Este se suministrará en periodos aproximados de 12 hrs., a una temperatura variable de 0° a 80° centígrados; con lo que se obtendrá hasta el 75% de la resistencia de proyecto.

6.2.3 Recomendaciones del procedimiento de construcción de los pilotes

Colado y manejo de pilotes

Para lograr una buena eficiencia reduciendo riesgos como la ruptura de las anclas de levante o bien el desprendimiento de concreto durante el hincado a consecuencia de un mal armado o un deficiente vibrado se deberán tomar en cuenta los siguientes puntos:

- Localizar la cama de colado lo más cerca posible a la zona de trabajo, procurando no obstruir los puntos de hincado.
- Dimensionar la cama 50 cm más en ambos sentidos para facilitar el cimbrado (figs. 6.15a y 6.15b); de tal que la operación del despegue de pilotes se pueda hacer con el equipo programado, pues un exceso en el ancho de esta cama restaría capacidad al equipo al tener que bajar el ángulo de inclinación de la pluma (figs. 6.15c y 6.15d).
- El peralte de la cama debe ser de por lo menos 10 cm para evitar romperla durante el despegue de pilotes y con una pendiente longitudinal del 2%, con un acabado fino.
- Los moldes deben ser resistentes y sobretodo, que garanticen la geometría de la sección en toda su longitud; las tapas y puntas se harán conforme al diseño.

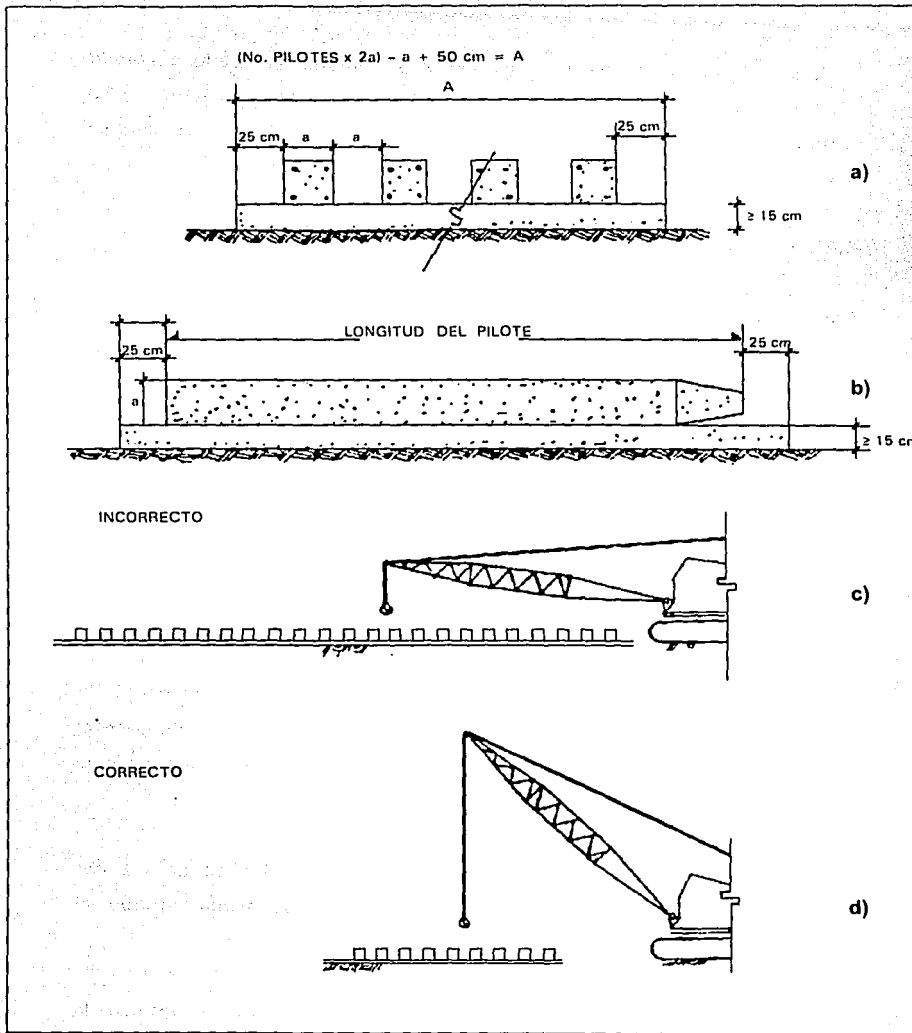
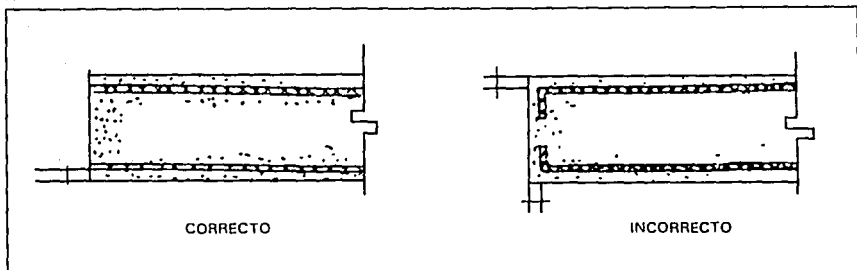
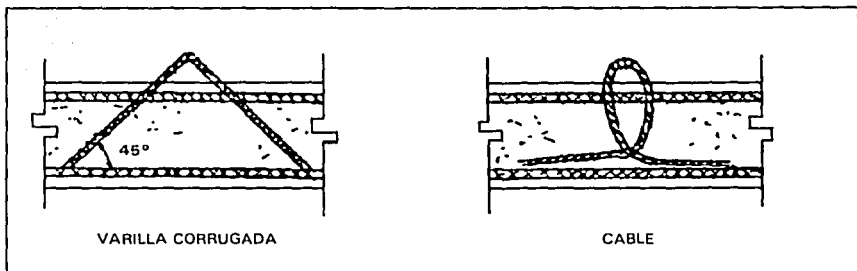


Fig. 6.15 Cimbrado y despegue de pilotes

- Después de alinear y fijar los moldes, se les coloca una película de desmoldante o bien diesel con parafina (200 lt de diesel con 30 kg de parafina).
- Los armados se construyen con apego a los planos y se introducen en los moldes previstos de silletas para dar el recubrimiento que se especifique.
- Para utilizar eficientemente el refuerzo longitudinal es necesario hacer el despiece del acero, para ir acomodando las varillas de tal manera de no tener más del 50% de los traslapes en una sección.
- El refuerzo longitudinal debe llegar sin dobleces a los extremos del pilote y sin recubrimiento como se muestra en la figura 6.16a.
- Los recubrimientos en los extremos hacen trabajar al concreto durante el hincado como concreto simple, ocasionando el descabece.
- El colado debe hacerse en forma continua, atacando pilote por pilote. En esta forma, no se corre el riesgo de dejar varios pilotes inconclusos como por ejemplo la falla del suministro de concreto.
- Cuando se fabriquen pilotes en dos o más tramos, conviene colarlos en una cama que contenga todos los tramos alineados, separados entre sí por las placas de unión, marcándolos después de que fragüe el concreto. Esto va a facilitar los trabajos de soldadura durante el empate de tramos.



a)



b)

Fig. 6.16 Refuerzo longitudinal y asas en pilotes

Despegue

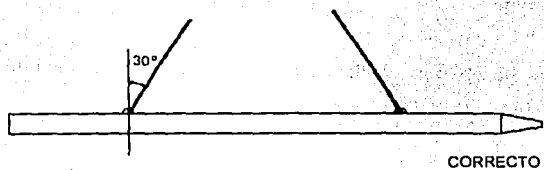
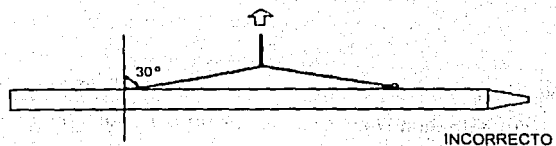
- El despegue y manejo de pilotes se hace por medio de asas las que se diseñan al cortante, incrementando el peso del pilote en un 25% por efecto dinámico.
- Las asas se hacen con varilla corrugada o cable y se colocan como su muestra en la figura 6.16b.
- No es recomendable repartir la carga en dos asas en un mismo punto, ya que se pueden llegar a romper al concentrarse más la carga en una de ellas. Resulta más seguro dimensionar las piezas según su carga.
- El despegue de los pilotes debe hacerse procurando que el ángulo formado por la vertical con el cable que va del asa hacia la pluma, sea menor de 30° (fig. 6.17a). Para pilotes muy pesados y largos, se hace buscando la forma intermedia (fig. 6.17b).

Entongue

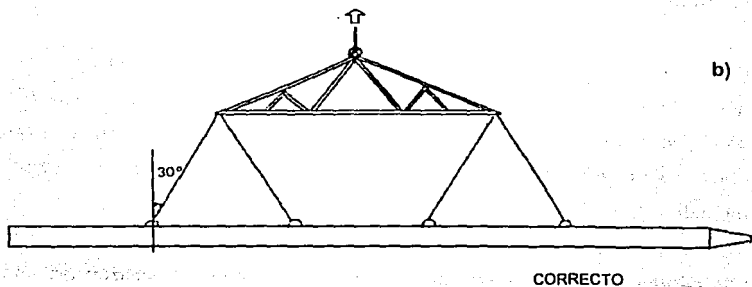
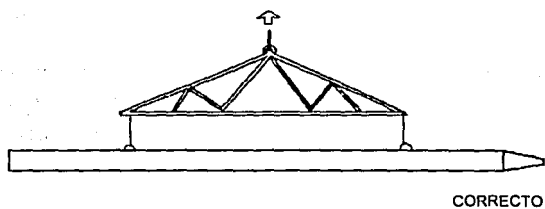
Como la fabricación de los pilotes se hará con anticipación al hincado (ya que deben moverse sólo al alcanzar el 80% de su resistencia y el 100% para poder ser hincados), será necesario almacenarlos en la obra en puntos clave, para que reduzcan al máximo posible las maniobras previas al hincado.

Los pilotes se deben apoyar precisamente en donde se localizan las anclas de izado, usándose durmientes para los pilotes inferiores que estén en contacto con el terreno, por si éste se llegara a hundir. Los pilotes subsecuentes se apoyarán sobre polines alineados verticalmente a los





a)



b)

Fig. 6.17 Despegue de pilotes

durmientes, para que el concreto de los pilotes inferiores trabaje a compresión.

La tonga de los pilotes se recomienda que no sea mayor de 5 niveles, esto facilitará tanto su apilamiento como el estrobarlos para su izado; el número de niveles estará regido por la dureza del terreno, pues si los durmientes no se hunden, se podrá llegar al quinto nivel (fig. 6.18).

Izado

Previamente al izado del pilote, se debe revisar la sección, estrobando en los puntos donde se igualen los momentos; de otra manera puede llegarse a fisurar bajando su resistencia y calidad.

Las maniobras previas al hincado serán las que determinen el tiempo de ejecución y por consiguiente el costo, pues los tiempos de estrobado, acomodo de la máquina e izado del pilote, requieren de mayor tiempo y del auxilio de herramientas especiales. Entre más cuidado se tenga para no maltratar el pilote, el rendimiento por jornada disminuye, en cambio, si se hace en forma descuidada, estas maniobras resultan aparentemente más económicas si no se considera que se pone en peligro tanto la seguridad del equipo como el personal que lo opera, independientemente de la reposición de los pilotes averiados (fig. 6.19).

6.3 Instrumentación

Mediante la instrumentación se observará el comportamiento de la masa de suelo en la que se efectuará la excavación, a través de la determinación de:

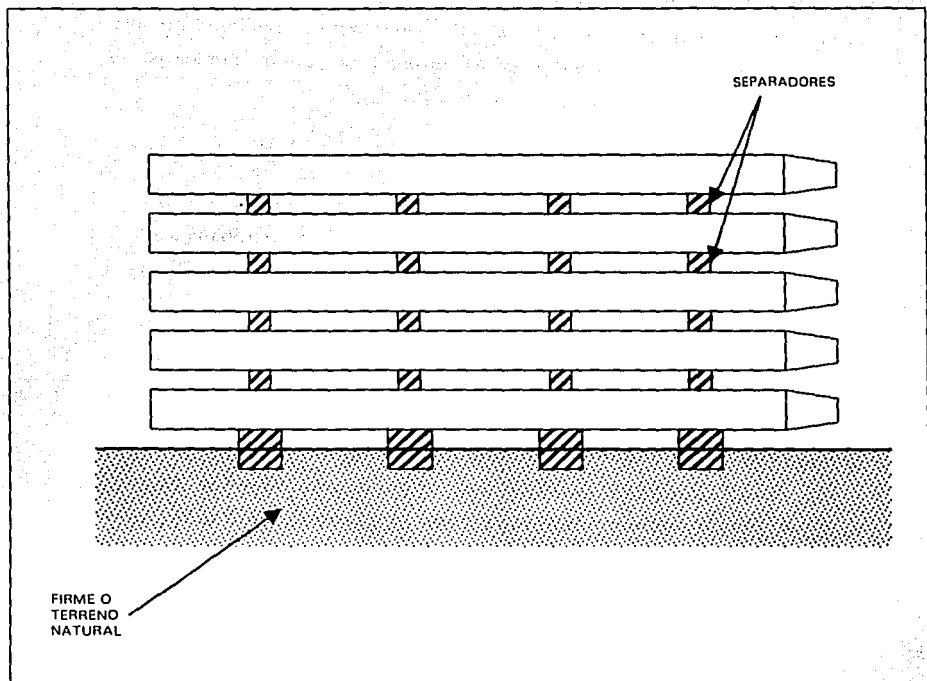


Fig. 6.18 Entonque de pilotes

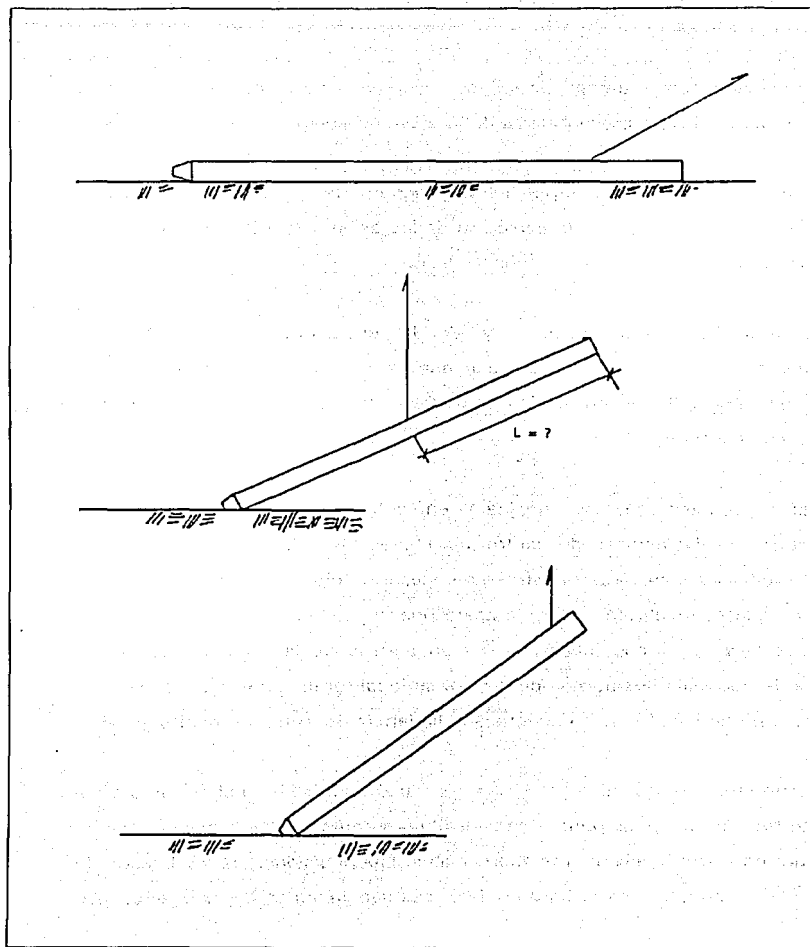


Fig. 6.19 Forma incorrecta de izar un pilote

- a) La evolución con el tiempo de las deformaciones verticales y horizontales, en los puntos más representativos de la masa de suelo.
- b) La variación con el tiempo de la presión de poro en los estratos significativos para estimar la evolución de los esfuerzos efectivos de la masa de suelo, conforme progresa la construcción.

Las características del subsuelo y de la estructura son los factores fundamentales para la definición del número y tipo de instrumentos, a continuación se indica sobre el tipo de instrumentos que se juzgan necesarios en el caso de interés.

La instrumentación que se empleará en esta obra será el registro de piezómetros y nivelaciones de control las cuales al inicio se irán siguiendo a razón de una por semana para esto será necesario colocar tres bancos de nivel flotantes que se localizarán sobre la acera oriente (calzada de Guadalupe) y un banco de nivel profundo localizado a cien metros de la obra ubicado en la glorieta de Peralvillo, los puntos de control se localizarán sobre la periferia de la construcción teniendo mas en cuenta la colindancia del conjunto habitacional.

Posteriormente, ya que sean erigidas las columnas de la subestructura se situarán también en éstos puntos de control para constatar los hundimientos de la estructura y sus hundimientos diferenciales. Las posiciones de los bancos de nivelación se muestran en la figura 6.14 y sus secciones en las figuras 6.20 y 6.21.

Paralelo a las nivelaciones de control se llevará un control de plomos que se situarán en la colindancia con el conjunto habitacional. Las bases de estos plomos se instalarán sobre las azoteas de las edificaciones colindantes.

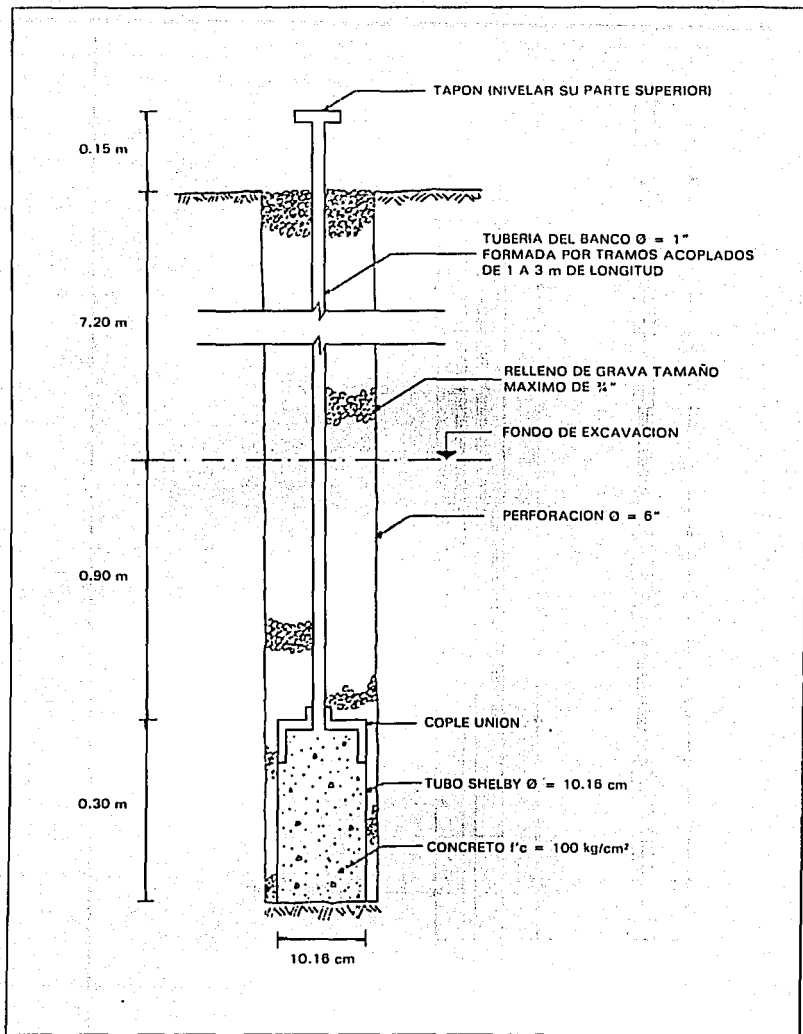


Fig. 6.20 Sección del banco de nivel flotante

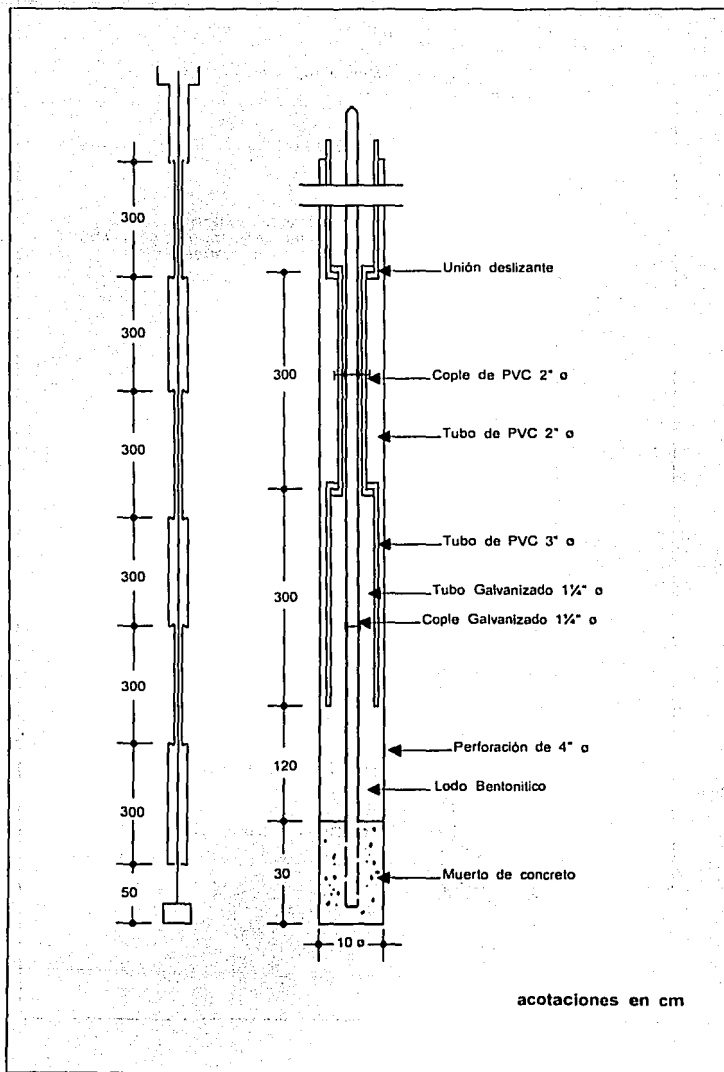


Fig. 6.21 Banco de nivel profundo

Además de lo anterior, se llevará a cabo un control del movimiento de la tablestaca, esto se hará respecto al eje original de ésta; se registrarán los movimientos horizontales de la cabeza de la tablestaca y esto mostrará el movimiento del terreno colindante.

Posteriormente, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, en las edificaciones con peso unitario medio mayor de 5 ton/m^2 o que requieran una excavación de más de 2.5 m de profundidad, será obligatorio realizar nivelaciones después de la construcción, cada mes durante los primeros meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años para verificar el comportamiento previsto de las cimentaciones y sus alrededores. Posteriormente a este periodo, será obligación realizar las mediciones que señala el Artículo 232 del Reglamento por lo menos cada cinco años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular a raíz de un sismo.

Los instrumentos de medición se deben instalar siguiendo las recomendaciones que se describen a continuación, en los que también se indica la frecuencia de las mediciones:

6.3.1 Referencias superficiales

Tendrán por objeto medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurren en la superficie del terreno que circundará la excavación. Estas mediciones permiten detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad, o bien deformaciones inadmisibles.

Las referencias superficiales son puntos fijos de la superficie del terreno y testigos pintados en las estructuras vecinas o sobre la parte superior de las tablestacas; los primeros 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 nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales. Los testigos pintados en los muros permiten determinar la influencia de los desplazamientos verticales inducidos por las excavaciones en las estructuras cercanas. Los testigos pintados en la parte superior de las tablestacas nos indican los movimientos horizontales que sufra la parte superior de la tablestaca.

Las características de las referencias superficiales antes mencionadas se describen a continuación:

Testigo superficial

Es un cilindro de concreto simple (fig. 6.22) 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 X 4" y tiene una línea grabada en la 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.

Testigo en muros colindantes

Es una referencia de nivel horizontal formada por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco, que se localiza en los muros de construcciones cercanas a las excavaciones (fig. 6.23).

Testigo sobre las tablestacas

Es una referencia de nivel que se localiza en la parte superior de las tablestacas.

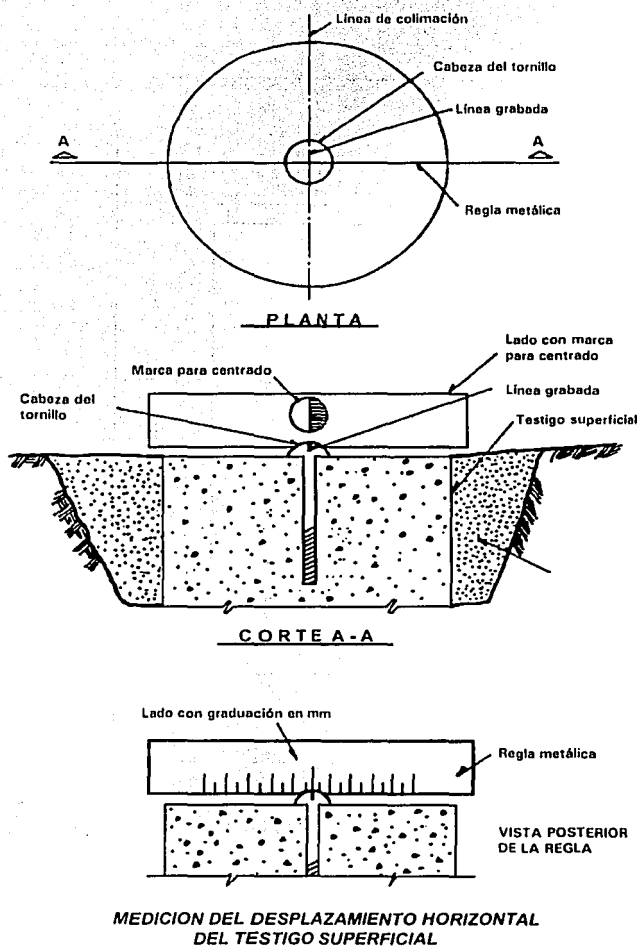


Fig. 6.22 Testigo superficial

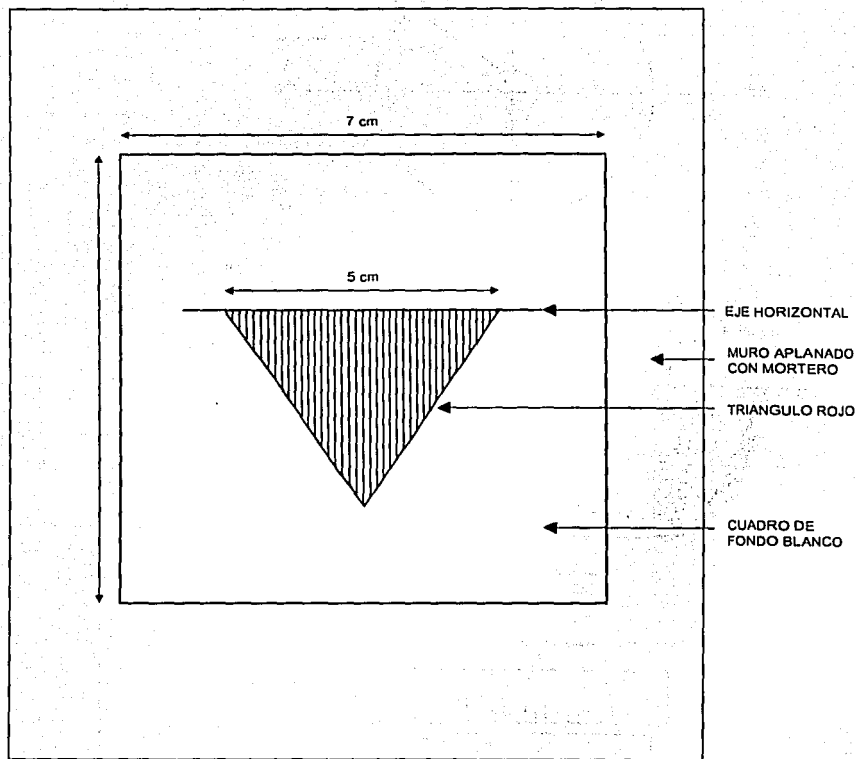


Fig. 6.23 Testigo en muros de estructuras

6.3.1.1 Criterios de instalación

Los testigos superficiales se instalarán principalmente definiendo líneas de colimación, apoyadas en dos puntos de referencia fijos, alejados de los extremos de la excavación para evitar que sufran desplazamientos durante el proceso de construcción. Las líneas de colimación serán paralelas al borde de la excavación, señalando una a cada lado de la excavación en la colindancia con la vía pública.

Los testigos en muros se instalarán en las estructuras colindantes con la excavación.

Los testigos en las tablestacas se instalarán sobre ellas.

Todas las referencias deberán instalarse antes de la excavación en el tramo, según los procedimientos que se describen a continuación.

a) Testigos superficiales

- Se trazan las líneas de colimación paralelas a la excavación y a las distancias que se recomienden.
- 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.

b) Testigos en muros

- Con ayuda del nivel topográfico de precisión se define la posición de estos testigos, a una altura aproximada de 1.5 m sobre el nivel de banqueta.
- Se localizan los sitios donde se ubicarán los testigos; las zonas seleccionadas se limpian y aplanan con mortero.

- En los sitios elegidos se marcan cuadros de 7 x 7 cm y se pintan de blanco.
- Con la ayuda del nivel de precisión se marca el oje horizontal de los testigos refiriéndolo a un banco de nivel profundo.
- Se pintan de rojo los triángulos de las referencias y se marca la clava de identificación.

c) Testigos en tablestaca

- Se localizan los sitios donde se ubicarán los testigos; las zonas seleccionadas se limpian.
- Se marcan los testigos considerando que servirán para la medición de desplazamientos horizontales.

6.3.1.2 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. Es indispensable que se compruebe frecuentemente el ajuste del eje vertical del aparato. El nivel topográfico deberá ser de precisión, con radio de curvatura de 20 m y amplificación de 25 diámetros. Las nivelaciones serán diferenciales, con el aparato nivelado equidistante a los puntos de medición y lecturas máximas a 100 m, utilizando estadales con nivel de burbuja y graduados en milímetros; las mediciones se efectuarán cuando la reverberación sea mínima.

Los desplazamientos horizontales se registrarán con la ayuda del tránsito y la 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 (fig. 6.20). 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, tanto superficiales como de muros. La precisión de las nivelaciones deberá ser de 1 a 2 mm en 100 m de distancia; el ajuste del aparato deberá verificarse semanalmente. Los puntos de liga deberán ser confiables; para señalarlos, conviene utilizar pernos metálicos con cabeza semiesférica.

La supervisión de las mediciones se apoyará en una brigada de topografía, que ratificará selectivamente las mediciones particularmente cuando se detecten desplazamientos importantes.

6.3.1.3 Información obtenida

Una vez colocadas las referencias y antes de iniciar las excavaciones, deberán tomarse las lecturas de nivelaciones y alineaciones correspondientes a las condiciones iniciales, que definen 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 incluyen 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 de control de la obra. La frecuencia con que se deben efectuar las mediciones será diaria durante la ejecución de la excavación, cada tercer día entre el término de la excavación y la construcción del muro de contención perimetral.

6.3.2 Bancos de nivel flotante

Con objeto de conocer los movimientos verticales que pudieran presentar la excavación y la estructura que se construirá, deberán instalarse instrumentos de medición capaces de registrar su variación.

El tipo de instrumentación, procedimiento de instalación y frecuencia de lecturas, se detallan a continuación.

La instalación de los bancos de nivel semiprofundos se efectuará previamente al inicio de la excavación, mediante el siguiente procedimiento:

- a) Se efectuará una perforación de 6" de diámetro hasta 0.6 m bajo lo que será el nivel máximo de excavación.
- b) Se profundizará la excavación en 0.6 m con diámetro de 4".
- c) Se introducirá hasta 0.6 m bajo lo que será el nivel máximo de excavación un ademe de PVC de 4" de diámetro.
- d) Se introducirá hasta alcanzar el fondo de la perforación un tubo de 1" de diámetro cuyo extremo inferior irá ahogado en concreto dentro de un tubo Shelby de 3" de diámetro y 0.4 m de longitud.
- e) Se instalará el registro de protección.
- f) Los bancos se irán recortando cuidadosamente a medida que avance la excavación, tomando las debida precauciones para que no sean dañados por las máquinas excavadoras. La excavación deberá efectuarse a mano en la zona vecina al ademe del banco.

Las nivelaciones deberán ser referidas a un banco de nivel superficial instalado fuera del área de influencia de cargas o descargas, el que a su vez estará referenciado a un banco de nivel profundo.

Los bancos se nivelarán en la forma que se indica enseguida:

- a) Una vez por semana antes de iniciar la excavación
- b) Cada tercer día durante el proceso de excavación
- c) Mensualmente entre el cuarto y el doceavo mes
- d) Trimestralmente después de un año

6.3.3 Piezómetros

Con el objeto de observar las pérdidas de presión hidrostáticas en el subsuelo en la zona que se efectuará la excavación que alojará la cimentación del edificio de interés, se deberá colocar un piezómetro capaz de registrar dicha variación.

El tipo de piezómetro, procedimiento de instalación y frecuencia de lecturas se describe a continuación:

- Se instalarán tres piezómetros abiertos tipo Casagrande con la ubicación que se muestra en la figura 6.14.
- Para la instalación de los piezómetros deberá desarrollarse el siguiente procedimiento:
 - a) Se efectuará una perforación de 6" de diámetro hasta 1.0 m sobre el nivel al que se instalará el piezómetro, ademandando con lodo bentonítico.
 - b) Se introducirá hasta el fondo de la perforación un ademe metálico de 4" de diámetro. Se lavará la perforación con agua limpia hasta eliminar el lodo bentonítico.
 - c) Se profundizará la excavación en 1.5 m con diámetro de 4", empleando agua como fluido de perforación.
 - d) Se verterá gravilla dentro de la perforación con un volumen suficiente para llenar 0.5 m del fondo de la perforación.
 - e) Se introducirá el piezómetro hasta apoyarlo en la gravilla.

- f) Se verterá más gravilla con un volumen suficiente para cubrir el bulbo del piezómetro 0.8 m sobre el nivel al que se encuentra.
- g) Se formará un sello impermeable de 0.4 m de longitud dejando caer dentro de la perforación bolas de bentonita de 2.0 cm de diámetro, formadas de bentonita con el contenido de agua correspondiente al límite plástico del material.
- h) Se verterá más gravilla de manera que ésta alcance una altura de 1.0 m sobre el sello de bentonita.
- i) Se extraerá el ademe metálico.
- j) Se rellenará la perforación con arena.
- k) Se instalará el registro de protección.
- l) El ademe de PVC o metálico se irá recortando cuidadosamente a medida que avance la excavación tomando las medidas necesarias para que el piezómetro no sea dañado por las máquinas excavadoras, excavando a mano en la zona vecina del ademe.

El piezómetro deberá ser medido durante la excavación cada tercer día hasta que se cuele la losa de fondo del cajón.

Con los datos obtenidos de las lecturas del piezómetro se elaborarán gráficas del comportamiento observado respecto al tiempo; debiendo anexarse a estas gráficas la historia de la excavación anotando el momento en que se alcance la máxima profundidad de excavación, colado de la losa de fondo, etc.

Las gráficas de las mediciones se llevarán al día debiendo ser interpretadas por un ingeniero especialista.

6.3.4 Pozos de alivio

Previamente al inicio de la excavación deberán construirse los pozos de alivio mediante los cuales se abatirá la presión de poro en el estrato permeable que se encuentra entre 7.75 y 8.25 m de profundidad, para evitar la falla del fondo de la excavación por subpresión.

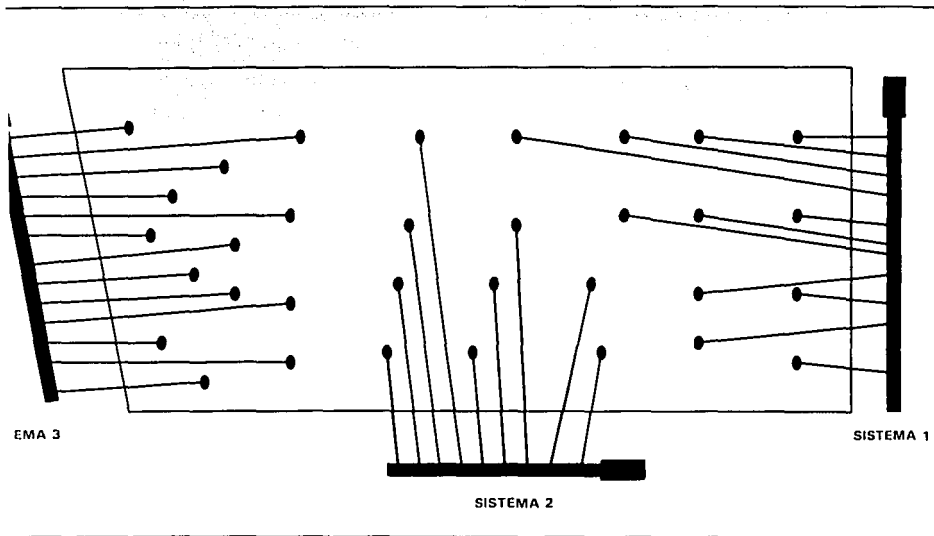


Fig. 6.24 Sistema de bombeo

El sistema de abatimiento estará formado por una serie de 33 pozos de alivio perforados a 13.2 m de profundidad, distribuidos como se indica en la figura 6.24.

Los pozos se perforarán con máquina rotatoria, equipada con una broca de tipo cola de pescado de 20 cm de diámetro; inyectando agua como fluido de perforación. Una vez alcanzada la profundidad especificada se lava el pozo, hasta que el agua de retorno esté limpia (libre de lodo o arena), posteriormente se rellena el pozo con gravilla de tamaños variables entre 5 y 10 mm, en toda la longitud del pozo.

La interpretación de todos los registros debe ser efectuada por un especialista en mecánica de suelos para establecer si son necesarios algunos cambios.

CONCLUSIONES

Cuando se pretenda cimentar una obra de ingeniería, es indispensable conocer las condiciones del suelo en donde se desplantará, es decir, conocer sus características físicas, estratigráficas y mecánicas; lo anterior para determinar qué tipo de cimentación es la más adecuada para soportarla y poder transmitir el peso de la estructura al subsuelo.

Como resultado de la investigación y muestreo del suelo, se encontraron tres estratos importantes con las siguientes características: el primero (denominado Costra superficial de la zona lacustre), está compuesto principalmente por limos arcillosos poco arenosos, el segundo estrato (denominado Formación arcillosa lacustre superior o arcillas Tacubaya), compuesto por depósitos lacustres de tipo arcilloso poco limoso, de compresibilidad muy alta en proceso de consolidación por el bombeo producido en los estratos permeables subyacentes, interrumpido por numerosas lentes y vetas de arena y vidrio volcánico; por último el tercer estrato (denominado Capa dura), constituido por materiales interestratificados de limo muy arenoso poco arcilloso. Estos estratos corresponden a la Zona del Lago que es el lugar en donde se desplanta el edificio en estudio.

A las muestras de suelo obtenidas se les realizaron ensayos de laboratorio con los que se definen sus propiedades índice y mecánicas.

Con los resultados obtenidos se realizaron los análisis de las teorías de capacidad de carga junto con las revisiones de estabilidad que indica el *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal* verificando así las condiciones de seguridad y servicio de la cimentación elegida que soportará a la estructura.

Dentro de las cimentaciones consideradas a emplearse, se estudió una cimentación totalmente compensada a base de un cajón hueco de concreto la cual se descartó ya que el cajón debería ser muy profundo (del orden de los 10 m de profundidad), por lo tanto se tendrían problemas de expansión y este debería quedar totalmente estanco volviéndose una cimentación muy costosa; otra alternativa fue la de una cimentación a base de un cajón y pilotes de punta, pero las desventajas serían que por los asentamientos de la zona la estructura presentaría una aparente emersión; por último, una alternativa más fue la de una cimentación parcialmente compensada a base de un cajón hueco de concreto combinada con pilotes de fricción, la cual se eligió ya que se considera que disminuiría los asentamientos y expansiones que se presentarían y porque cumple con las especificaciones del proyecto.

Al realizar los análisis de las condiciones de seguridad y servicio se nota que de acuerdo a las propiedades de la estructura y del suelo, ambos tendrán comportamientos particulares en conjunto, por lo que será necesario proponer alternativas de construcción que estén apegadas a la obra que se realizará, mencionando también que estos comportamientos serán diferentes en cada caso particular.

Cabe mencionar que también es muy importante llevar a cabo trabajos complementarios para establecer el procedimiento constructivo más adecuado de la cimentación.

Podemos decir que debido a las características estratigráficas y físicas del subsuelo del Valle de México y a todas las acciones que sobre él se manifiestan (hundimientos, sismos, etc.), la complejidad sobre la determinación de un tipo de cimentación adecuado para cada obra ha hecho que día con día se busquen y definan métodos y procedimientos más especializados.

Con el avance de la tecnología se observa que efectivamente, con el paso del tiempo, se estén descubriendo nuevas técnicas para poder hacer frente a esos problemas, los cuales son diferentes en cada caso que se presenta, y es ahí en donde entra la disciplina del ingeniero civil, que las adecua para sacar el máximo provecho de éstas. Una de las herramientas más importantes con las que se cuenta actualmente es el uso de programas de computadora con los cuales se puede ahorrar tiempo y dinero.

El presente trabajo se desarrolló siguiendo todos los lineamientos establecidos en las teorías y requisitos que se indican para la correcta interpretación del reglamento con objeto de determinar la seguridad que se requiere para un proyecto.

Se llevo a cabo también esperando haber cumplido con el objetivo marcado, así como para que sirva de guía a futuros ingenieros interesados en el desarrollo de trabajos similares.

BIBLIOGRAFÍA

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de
Cimentaciones
1987, Editorial Libros Económicos

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos
Exploración Geotécnica
México, D.F. 1986

Marsal, R.J. y Mazari, M.
El Subsuelo de la Ciudad de México
Partes A, B y C
Publicación del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.
México, D.F. 1959

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos
Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana de la Ciudad de
México
Simposio México 1978

Juárez Badillo y Rico Rodríguez
Mecánica de Suelos
Editorial Limusa, México 1989
Tomos I a III

Manual de Exploración Geotécnica
Secretaría General de Obras del Distrito Federal

7. Peck R.B., Haason W.E., Thorabura T.H.
Ingeniería de Cimentaciones
Limusa, 1982
2ª. Edición, 1988
8. Tomlinson M.J.
Diseño y Construcción de Cimentaciones
Editorial Urmo, 1971
9. Mooser, Támez, et. al.
Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México
Covitur, México 1986
10. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
Editores Unidos Mexicanos
1988