



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

**"ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES:
UNA COMPARACIÓN DE PRÁCTICAS"**

T E S I S
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

P R E S E N T A :
SELENE EMIRETH JUÁREZ MORALES

TUTOR PRINCIPAL:
DR. ALBERTO JAIME PAREDES
INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F., MAYO DE 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M. I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA
Secretario: M. I. JORGE EFRAIN CASTILLA Y CAMACHO
Vocal: DR. ALBERTO JAIME PAREDES
1er. Suplente: DR. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN
2do. Suplente: M. I. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO

Lugar donde se realizó la tesis:

FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. ALBERTO JAIME PAREDES

FIRMA



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO



DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES: UNA COMPARACIÓN DE PRÁCTICAS







DEDICATORIA

Ganar no es algo momentáneo, es algo permanente. Uno no gana de vez en cuando, uno no hace las cosas bien a veces... Uno hace las cosas bien siempre. Sin embargo, creo firmemente que la hora más preciada de cualquier hombre – y el mayor logro de todo aquello que considera importante – es cuando, después de haber luchado hasta el cansancio por una buena causa, se recuesta en el campo de batalla, agotado y victorioso. (Vince Lombardi)

Dedico esta tesis a mis padres por inculcarme el sentido de la responsabilidad y de perseverancia, así como también por su apoyo que me han brindado y la confianza que me han ofrecido a cada momento.

Son muchas las personas especiales a las que me gustaría agradecer su amistad, apoyo, ánimo y compañía en las diferentes etapas de mi vida. Algunas están aquí conmigo y otras en mis recuerdos y en el corazón. Sin importar en dónde estén o si alguna vez llegan a leer esta dedicatoria, quiero darles las gracias por formar parte de mi, por todo lo que me han brindado y por todas sus bendiciones.

Selene Emireth Juárez Morales





AGRADECIMIENTOS

Alvin Delfino: Estés donde estés, solo quiero decirte que muchas gracias por todo, que llegaste aquí y todo lo cambiaste con tu alegría, que tu cariño incondicional supuso la diferencia, que jamás y como he dicho antes, no tendría vidas suficientes para devolverte todo lo que hiciste por mí. Te miro llena de orgullo y vuelvo a decirte que eres el mejor. El mejor compañero, el mejor amigo. Y así te recordaré siempre. Gracias por todo. Descansa en paz.

A Dios por darme la oportunidad de concluir una etapa más en mi vida, por ser mi fortaleza en los momentos de debilidad y por brindarme una vida llena de aprendizajes, experiencias y sobre todo felicidad.

A la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, por haberme brindado la oportunidad de conocer y recibir las enseñanzas de quien es una de las figuras emblemáticas de la Ingeniería Civil.

Al Dr. Alberto Jaime Paredes por la asesoría brindada para la realización de esta tesis, por los conocimientos compartidos, por la confianza, el apoyo y comprensión manifestados en la duración de la misma; y sobre todo, su gran paciencia para esperar a que este trabajo pudiera llegar a su fin.

A mis sinodales, M.I. Agustín Deméneghi Colina, M.I. Jorge Efraín Castilla Y Camacho, Dr. Osvaldo Flores Castrellón, M.I. Roberto Magaña del Toro, por su valiosa asesoría en este trabajo, y por sus excelentes comentarios y sugerencias.



A todos y cada uno de mis profesores que tuve a lo largo de mi formación, por compartir sus conocimientos, por darme la oportunidad de crecer profesionalmente y aprender cosas nuevas.

A mis compañeros de la maestría en geotecnia generación 2008–2010, por su agradable compañía y sobre todo por los buenos momentos que hemos compartido.

A mis compañeros del Instituto de Ingeniería de la UNAM: Francisco A. Flores y Cupertino García, su visión, motivación y optimismo me han ayudado en momentos muy críticos de la Tesis.

A mis compañeros del Instituto Mexicano del Transporte, en especial al Ing. Raúl Vicente Orozco Escoto e Ing. Héctor Bonilla Cuevas por su gran apoyo y por impulsar el desarrollo de mi formación profesional.

A mis amigos, por ser lo más valioso que me llevo en estos años, por estar conmigo en las buenas y en las malas y por hacer cada momento único e inolvidable.

Y a todos los que de alguna forma han estado a mi lado...

Sinceramente Gracias



RESUMEN

La presente investigación se enfoca principalmente en realizar un análisis de cimentaciones superficiales y profundas con la metodología del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y con la de la práctica de la Ingeniería Geotécnica, enfatizando los aspectos relativos a la ciudad de México. El procedimiento desarrollado puede usarse para calcular capacidad de carga, distribución de esfuerzos verticales y asentamientos en la masa de suelo de cimentaciones tales como, zapatas corridas, losas de cimentación, cajón de cimentación compensado o pilotes.

Objetivos. Los objetivos principales de este trabajo son: hacer una revisión de los principios del análisis y diseño de cimentaciones en la práctica de la ingeniería geotécnica, revisar, explicar y comparar con la normatividad que se tiene al respecto para la ciudad de México, sugerir algunas posibles modificaciones a las NTC–Cimentaciones vigentes, en las cuales se tenga un sentido más práctico en el diseño.

Alcances. Se revisan y comparan los aspectos del contenido de cada uno de los capítulos que contienen las NTC–Diseño y Construcción de Cimentaciones. Finalmente, se exponen algunas de las limitaciones que se estima adolecen las normas vigentes.

Resultados. Debido a las dificultades que enfrenta el diseño de cimentaciones en la ciudad de México, el Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias establecen requisitos mínimos, de acuerdo con este trabajo algunos puntos referentes a cimentaciones, son insuficientes para asumir un razonable margen de seguridad. Cabe también puntualizar por una parte, que se debe cumplir con lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal como lo estipulado en sus NTC; por otra parte, es posible adoptar criterios y métodos diferentes a los establecidos en las Normas, siempre y cuando se justifiquen los análisis correspondientes.

Conclusiones. Es importante recalcar que por muy riguroso que sea un Reglamento, mientras haga suposiciones teóricas sobre el comportamiento del suelo que difieren grandemente con la realidad, los resultados que proporcionan son muy poco realistas.



Como resultado principal, se corrobora que al tratarse de cimentaciones, la parte de diseño en el Reglamento de Construcciones [RCDF, 2005] es bastante reducida.

Recomendaciones. No deben de confundirse el análisis y diseño de cimentaciones con la aplicación del Reglamento de Construcciones, filtro impuesto por la sociedad para su protección contra los errores más graves, pero que en ninguna forma limita la creatividad del ingeniero en cuanto a la profundidad de sus análisis ni a la ingeniosidad de sus diseños para tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible.

Importancia en el campo de la Mecánica de Suelos. Una vez que se ha llegado a un diseño, las normas correspondientes, no tienen más función que: 1) la de revisar si los “criterios de seguridad” a que se llega con los métodos adoptados de análisis y diseño satisfacen los requerimientos mínimos de seguridad y 2) si los procedimientos de diseño propuestos están de acuerdo con el estado actual de la práctica de la ingeniería.



ABSTRACT

This research focuses primarily on an analysis of surface and deep foundations with the methodology of the Building Regulations for the Federal District and with the current practice of geotechnical engineering, emphasizing the aspects relating to the city of Mexico. Included are notes closely linked to issues of regulation and others relating to geotechnical atmosphere that prevails in the Valley of Mexico. The developed procedure can be used to calculate load capacity, vertical distribution of efforts and settlements in the soil mass of foundations such as shoes, slabs, drawer or offset foundation piles.

Objectives. The main objectives of this work are: to make a review of the principles of analysis and design of foundations in the practice of geotechnical engineering, review, explain and compare with the normativity that exists in that regard for the city of Mexico, suggest some possible modifications to the NTC-existing Foundations, which have a more practical sense in the design. Analyze a useful tool in the design of a foundation that can cover the need that exists in that regard.

Scope. Reviews and compares the aspects of the content of each of the chapters that contain the NTC-design and construction of Foundations. Finally, it presents some of the limitations that is estimated suffer the existing rules.

Results. Due to the difficulties faced by the design of foundations in the city of Mexico, the Regulation and its complementary Technical Standards establish minimum requirements, in accordance with this work some points relating to foundations, are insufficient to assume a reasonable margin of safety. It is also like to point out on the one hand, that you must comply with the provisions of the Regulation of construction for the Federal District as provided for in their NTC; on the other hand, it is possible to adopt different approaches and methods to established by the Rules, and always when warranted the corresponding analyzes.

Conclusions. It is important to emphasize that by very strict that is a regulation, while theoretical assumptions on the behavior of the soil that greatly differ with the reality, the



results they provide are very unrealistic. As main result, it was confirmed that in the case of foundations, the layout part in the regulation of Construction [RCDF, 2005] is quite small.

Recommendations. Should not be confused the analysis and design of foundations with the application of the Regulation of constructions, filter imposed by society for the protection against the most serious errors, but that in no way limits the creativity of the engineer in the depth of their analysis or to the ingenuity of its designs to have adequate security against the emergence of any state to limit of failure as possible.

Importance in the field of soil mechanics. Once it has come to a design, the relevant rules, have no other function than: 1) to check if the "criteria of safety" that emerges from the methods adopted for the analysis and design meet the minimum requirements of safety and 2) if the design procedures proposed are in accordance with the current state of the practice of engineering.



ÍNDICE GENERAL

CONTENIDO	PÁGINA
DEDICATORIA	III
AGRADECIMIENTOS	V
RESUMEN	VII
ABSTRACT	IX
ABREVIATURAS	XVII
SIMBOLOGÍA	XIX
CAPÍTULO 1.	
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivos	3
1.3 Alcances	3
1.4 Contenido de la tesis	4
CAPÍTULO 2.	
2. TIPOS DE CIMENTACIONES MÁS USUALES EN EL VALLE DE MÉXICO	5
2.1 Factores que determinan el tipo de cimentación	5
2.1.1 Función	6
2.1.2 Cargas	6
2.1.3 Estratigrafía	6
2.1.4 Técnica y economía	7
2.2 Evolución de las cimentaciones en el Valle de México	7
2.3 Tipos de cimentaciones en el Valle de México	9
2.4 Tipos de cimentaciones de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal	13
2.5 Resumen y conclusiones	13

**CAPÍTULO 3.**

3. INFORME GEOTÉCNICO PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES	15
3.1 Información requerida de una investigación del terreno	15
3.2 Partes que conforman un Informe Geotécnico relacionado con las cimentaciones	16
3.2.1 Estudio de gabinete	16
3.2.2 Reporte geotécnico	17
3.2.3 Reporte interpretativo	19
3.2.4 Reporte de diseño	23
3.3 Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias	25
3.3.1 Investigación de las colindancias	25
3.3.2 Reconocimiento del sitio	25
3.3.3 Exploraciones	28
3.3.4 Determinación de las propiedades en el laboratorio	28
3.3.5 Investigación del hundimiento regional	28
3.3.6 Memoria de diseño	29
3.4 Comparativa	30
3.5 Resumen y conclusiones	31

CAPÍTULO 4.

4. TRABAJOS GEOTÉCNICOS DE CAMPO	35
4.1 Introducción	35
4.2 Consideraciones en la práctica de la Ingeniería Civil	36
4.2.1 Métodos directos	36
4.2.2 Métodos indirectos	44
4.2.3 Ensayes in situ	46
4.2.4 Pruebas dinámicas	48
4.3 Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias	52
4.4 Comparativa	57
4.5 Resumen y conclusiones	58

CAPÍTULO 5.

5. TRABAJOS GEOTÉCNICOS DE LABORATORIO	61
5.1 Introducción	61



5.2 Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias	63
5.2.1 Pruebas índice de suelos en laboratorio	63
5.2.2 Pruebas mecánicas	75
5.2.3 Pruebas dinámicas	83
5.2.4 Resultados de las pruebas de laboratorio	88
5.3 Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias	88
5.7 Comparativa	89
5.8 Resumen y conclusiones	90
CAPÍTULO 6.	
6. ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE CIMENTACIONES	91
6.1 Introducción	91
6.2 Origen de los sismos en México	93
6.3 Consideraciones en la práctica de la Ingeniería Civil	95
6.4 Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias	108
6.5 Comparativa	112
6.6 Resumen y conclusiones	115
6.7 Ejemplo de aplicación 1: Espectro de diseño sísmico	117
6.8 Conclusiones	131
CAPÍTULO 7.	
7. ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES	133
7.1 Introducción	133
7.2 Consideraciones en la práctica de la Ingeniería Civil	133
7.2.1 Factores de seguridad en diseño de cimentaciones	133
7.3 Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias	136
7.3.1 Verificación de la seguridad de las cimentaciones	136
7.4 Consideraciones en la práctica de la Ingeniería Civil para zapatas aisladas y corridas	138
7.4.1 Capacidad de carga del suelo de cimentación	138
7.4.2 Tipos de falla por capacidad de carga	139
7.4.3 Ecuaciones de capacidad de carga para zapatas en un suelo $\phi-c$	142



7.4.4 Ecuación de capacidad de carga de Terzaghi	144
7.4.5 Ecuación de capacidad de carga de Meyerhof	147
7.4.6 Ecuación de capacidad de carga de Hansen	149
7.4.7 Ecuación de capacidad de carga de Vesic	151
7.4.8 Capacidad de carga en zapatas con cargas excéntricas o inclinadas	154
7.4.9 Efecto del nivel de agua freática en capacidad de carga	159
7.4.10 Capacidad de carga en zapatas en o cerca de un talud	160
7.4.11 Ecuaciones de capacidad de carga para zapatas en suelos estratificados	164
7.4.12 Distribución de esfuerzos	166
7.4.13 Asentamientos inmediatos	170
7.4.14 Asentamientos por consolidación	174
7.5 Consideraciones en la práctica de la Ingeniería Civil para losas de cimentación	182
7.6 Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal [RCDF] y Normas Técnicas Complementarias [NTC] para cimentaciones someras (zapatas y losas)	190
7.7 Comparativa	201
7.8 Resumen y conclusiones	202
7.9 Ejemplo de aplicación 2: Cimentación sobre zapatas corridas	203
7.10 Ejemplo de aplicación 3: Cimentación sobre losas de cimentación	224
CAPÍTULO 8.	
8. ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES COMPENSADAS	255
8.1 Introducción	255
8.2 Consideraciones en la práctica de la Ingeniería Civil	256
8.3 Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias	265
8.4 Comparativa	269
8.5 Resumen y conclusiones	269
8.6 Ejemplo de aplicación 4: Cimentación sobre cajón compensado	271
CAPÍTULO 9.	
9. ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS	295
9.1 Introducción	295
9.2 Consideraciones en la práctica de la Ingeniería Civil	296



9.2.1 Tipos de pilote	296
9.2.2 Cimentaciones con pilotes de fricción	298
9.2.3 Cimentaciones con pilotes de punta	311
9.2.4 Asentamientos de cimentaciones piloteadas	314
9.2.5 Grupo de pilotes	316
9.2.6 Pruebas de carga en pilotes	320
9.3 Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias	326
9.4 Comparativa	339
9.5 Resumen y conclusiones	340
CAPÍTULO 10.	
10. ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES	343
10.1 Introducción	343
10.2 Consideraciones en la práctica de la Ingeniería Civil	344
10.2.1 Tipos de excavaciones	344
10.2.2 Apuntalamiento en las excavaciones	344
10.2.3 Seguridad en las excavaciones	345
10.2.4 Flujo de agua hacia excavaciones	347
10.2.5 Pruebas de bombeo	
10.3 Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias	349
10.3.1 Estados límite de falla	350
10.3.2 Estados límite de servicio	353
10.4 Comparativa	356
10.5 Resumen y conclusiones	359
CAPÍTULO 11.	
11. CONCLUSIONES	361
CAPÍTULO 12.	
12. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	365



ÍNDICE DE APÉNDICES

CONTENIDO	PÁGINA
APÉNDICES	
A. TABLAS Y FIGURAS	373



ABREVIATURAS

AGS	Asociación de Especialistas en Geotecnia y Geoambiental
NAF	Nivel de Aguas Freáticas
NTC	Normas Técnicas Complementarias
RCDF	Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal





SIMBOLOGÍA

Los símbolos empleados se definen conforme se van utilizando en el texto.

☞ CAPÍTULO 4 ☞

<i>De</i>	diámetro exterior
<i>Di</i>	diámetro interior
<i>Dm</i>	diámetro muestra
<i>e</i>	espesor
<i>d</i>	longitud aguzada
<i>L</i>	longitud tubo
<i>Lm</i>	longitud de muestreo recomendable
<i>Vc</i>	velocidad de propagación de las ondas compresionales
<i>Vs</i>	velocidad de propagación de las ondas de esfuerzo cortante
<i>G</i>	módulo al esfuerzo cortante
<i>w</i>	peso unitario medio de la estructura
<i>P</i>	perímetro de la construcción
<i>D_f</i>	profundidad de desplante

☞ CAPÍTULO 5 ☞

<i>W_w</i>	peso de agua que contiene el suelo
<i>W_s</i>	peso del suelo seco
<i>IP</i>	índice de plasticidad
<i>w_L</i>	límite líquido
<i>γ</i>	peso por unidad de volumen o peso volumétrico
<i>W</i>	peso total del suelo incluyendo el agua
<i>V</i>	volumen total
<i>γ_{sat}</i>	peso volumétrico saturado
<i>γ_d</i>	peso volumétrico seco
<i>C_r</i>	grado de compacidad o compacidad relativa
<i>e_{máx}</i>	relación de vacíos del suelo en su estado más suelto



e_{\min}	relación de vacíos del suelo en su estado más compacto
e_{nat}	relación de vacíos del suelo en su estado natural (in situ)
CR	grado de compactación o compactación relativa
$\gamma_{\text{dmáx}}$	peso específico seco del suelo en su estado más compacto
$\gamma_{\text{dmín}}$	peso específico seco del suelo en su estado más suelto
γ_{dcom}	peso específico seco del suelo compactado en el campo (in situ)
m_v	coeficiente de compresibilidad del volumen
Q	volumen de agua de descarga
L	longitud de la muestra en la dirección del flujo
A	área de la sección transversal de la muestra
h	carga hidráulica
t	tiempo
a	área de la sección transversal del tubo de descarga
h_0 y h_1	cargas hidráulicas original y final, respectivamente
λ	porcentaje de amortiguamiento crítico
G	módulo de rigidez al cortante
ξ	porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico

☞ CAPÍTULO 6 ☞

γ_n	peso volumétrico del n-ésimo estrato
G_n	módulo de rigidez en cortante del n-ésimo estrato, igual a $\gamma_n v_s^2 / g$
h_n	espesor del n-ésimo estrato
N	número de estratos
v_i	velocidad de propagación de ondas de corte del i-ésimo estrato
H_s	espesor total del estrato del terreno
T_s	periodo dominante del estrato equivalente (periodo del sitio)
v_s	velocidad efectiva de propagación de ondas de corte en el estrato
F_d	factor de distancia
a_0^r	aceleración máxima en terreno rocoso del sitio de interés
a_{ref}	aceleración de referencia igual a 400 cm/s^2
F_s	factor de sitio
F_r	factor de respuesta
p_s	contraste de impedancias mecánicas
a_0	aceleración máxima del suelo
f_{sd}	función del periodo dominante del sitio
F_{nl}	factor de no linealidad
F_v	factor de velocidad
v_s	velocidad efectiva del manto de suelo



v'_s	velocidad equivalente
T'_s	periodo equivalente
a	aceleración espectral normalizada con la aceleración de la gravedad
T_e	periodo estructural
T_a	límite inferior de la meseta del espectro de diseño
T_b	límite superior de la meseta del espectro de diseño
T_c	periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno
r	parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales
k	parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales
β	factor de amortiguamiento
ξ_e	amortiguamiento estructural
Q	factor de comportamiento sísmico
c	coeficiente sísmico
V_0	fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo
W_0	peso de la edificación sobre dicho nivel

☞ CAPÍTULO 7 ☞

d_w	profundidad al nivel freático debajo de la base de la zapata
$\gamma_{\text{húmedo}}$	peso unitario húmedo del suelo en la profundidad d_w
γ'	peso unitario sumergido debajo del nivel freático
Q	valor de la fuerza
r	distancia horizontal del punto a la fuerza
z	profundidad del punto
σ_z	esfuerzo vertical
q	carga unitaria
δ	desplazamiento vertical
M_{vi}	módulo de deformación a nivel de profundidad i
ε	cambio volumétrico durante el intervalo de tiempo considerado
C_c	índice de compresión
α	coeficiente de proporcionalidad

☞ CAPÍTULO 8 ☞

q	presión de contacto del edificio
W_t	peso total de la construcción
A	área de contacto



p_{od}	presión total del suelo al nivel de desplante de la cimentación
γ_h	peso volumétrico del estrato de suelo
Δz	espesor
q_d	capacidad de carga última
c	cohesión del material de apoyo
σ_{od}	esfuerzo efectivo al nivel de desplante
q_a	capacidad admisible de carga
FS	factor de seguridad
σ_{bz}	esfuerzo crítico de compresión o carga de preconsolidación a la profundidad z , obtenido de pruebas de consolidación
σ_{oz}	esfuerzo efectivo a la profundidad z
I_z	influencia del área de contacto de la cimentación a la profundidad z
q_o	sobrecarga en el hombro de la excavación o bien, la presión efectiva de contacto de edificios vecinos
ρ_e	factor de expansión, igual a $(\Delta\sigma_{exc}/\sigma_o)^{c-1}$, para la arcilla del valle de México
M_e	módulo de respuesta elástica del suelo, obtenido mediante pruebas de compresión simple con ciclos de histéresis

☞ CAPÍTULO 9 ☞

α	factor de corrección que depende de la resistencia no drenada del suelo
c_i	resistencia no drenada del suelo, correspondiente al estrato i
d_i	espesor del estrato i
$4B$	perímetro del pilote
s	factor de forma, que es de 1.0 para un fuste liso y de 1.2 para una pila cónica
c_s	promedio de adherencia entre el fuste y la arcilla
A_s	área del fuste del pilote
N_c	factor de capacidad de carga por punta
A_b	área de la base del pilote
s_u	resistencia al corte no drenada en la base del pilote
γ	peso volumétrico unitario de la arcilla
D	longitud efectiva del pilote dentro del suelo
$\overline{s_u}$	promedio de la resistencia al corte no drenada a lo largo del fuste
p_0	presión efectiva de sobrecarga
p'	presión de sobrecarga efectiva en la base del pilote
p'_{prom}	promedio de la presión de sobrecarga efectiva a lo largo de la longitud del pilote
K	coeficiente de presión de tierra;



δ	ángulo de fricción de la relación suelo–pilote (Terzaghi: $\frac{3}{4}\phi$, para concreto);
N_q	factor de capacidad de carga;
Q_u	carga de falla en el pilote.
ΔL	incremento de la longitud de empotramiento
f_s	resistencia por fricción
c	cohesión media (o s_u) para el estrato de suelo de interés
A_p	área de la punta del pilote
c	resistencia no drenada del suelo debajo de la punta
p_v	presión vertical total al nivel del desplante del pilote
N_c	factor de resistencia (para cimentaciones profundas se considera igual a 9)

❧ CAPÍTULO 10 ❧

p_d	presión total al nivel del fondo antes de excavar
B	ancho de la excavación
m_{ue}	módulo de expansión elástica medio de los estratos de arcilla expandibles bajo el fondo de la excavación
F_f y F_p	factores de forma y de profundidad
h_w	altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable
γ_w	peso volumétrico del agua
γ_m	peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable
c_u	cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no–consolidadas no–drenadas (UU)
N_c	coeficiente de capacidad de carga y que depende de la geometría de la excavación. En este caso, B será el ancho de la excavación, L su longitud y D su profundidad. Se tomará en cuenta además que este coeficiente puede ser afectado por el procedimiento constructivo
p_v	es la presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación
$\Sigma q F_C$	sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga
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 efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad



Δz espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes

APÉNDICE A

$\bar{\sigma}_0^*$	esfuerzo vertical efectivo estimado, considerando una distribución de presión en el agua igual a la hidrostática.
σ	esfuerzo axial
σ_d	esfuerzo desviador
σ_{pc}	esfuerzo de preconsolidación
σ_c	presión confinante
γ	esfuerzo cortante
γ_m	peso volumétrico
w	contenido de agua
w_i, w_f	contenido de agua inicial y final, respectivamente
w_P, w_L	límites plástico y líquido, respectivamente
c_{uu}	resistencia al esfuerzo cortante en prueba triaxial no consolidada no drenada
c	cohesión aparente no drenada
ϕ	ángulo de fricción aparente
e_i	relación de vacíos inicial
OCR	relación de preconsolidación
S_i	grado de saturación inicial
ε	deformación unitaria
ε_f	deformación unitaria en la falla
M_i	módulo tangente inicial
S_s	densidad de sólidos



CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

La cimentación de una estructura se define como aquella parte de la edificación que está en contacto directo con el terreno y que transmite la carga de la estructura al suelo, incluyendo la masa de suelo que participa directamente con la estructura.

El objetivo principal de las cimentaciones es transmitir las cargas de una estructura a los estratos resistentes del subsuelo, en forma estable y con asentamientos totales y diferenciales que sean tolerables.

En la ciudad de México, el diseño de cimentaciones presenta dificultades muy superiores a las que se encuentran en otras grandes ciudades del mundo. Las causas principales de estas dificultades son: a) características del suelo (blando y compresible), b) hundimiento regional, y c) alta sismicidad. Lo anterior es particularmente cierto en la zona lacustre donde, además de la alta compresibilidad del subsuelo arcilloso, es necesario tomar en cuenta el hundimiento regional inducido por el bombeo de agua en los estratos profundos y la ocurrencia de eventos sísmicos cuya intensidad alcanza valores extremadamente altos por la amplificación resultante de la deformabilidad de las mismas arcillas blandas.

Las normas sobre la construcción de inmuebles en la Ciudad de México han evolucionado notablemente desde la década de los años cuarenta, por varias razones: 1) el incremento de la población, principal promotor del desarrollo vertical en el área céntrica de la Ciudad; 2) la mecánica de suelos y su aplicación al diseño de cimentaciones; y 3) los sismos y los estudios sobre sus efectos en las construcciones.

El reglamento de 1942 establecía que la capacidad de carga admisible del terreno en el área antigua de la Ciudad era de 5 ton/m², y de 3 ton/m² en las zonas que no habían sido sometidas a carga previa. Esta especificación era aceptable tanto para dimensionar zapatas como para losas de cimentación, sin restricciones en cuanto a la superficie total de contacto

subestructura–suelo. Los edificios más pesados se podían apoyar sobre pilotes hincados hasta la capa dura, y era común en esa época usar pilotes de madera formados por postes de ϕ 20 cm y 8 a 10 m de longitud, zunchados en los extremos y unidos mediante una barra corta de acero; la capacidad asignada era de 25 ton/pilote. La sollicitación debida a sismo se representa con la fuerza horizontal igual al producto de un coeficiente sísmico por el peso del edificio arriba del nivel considerado. Salvo para los edificios de tipos I y II, el coeficiente sísmico aplicable a hoteles, viviendas, despachos, plantas industriales, etc. (tipo III) era de 0.025.

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

Por otra parte, en la década 1946–1956 se venían realizando estudios de mecánica de suelos que: 1) ampliaban el conocimiento del subsuelo de la Ciudad (estratigrafía y propiedades de los materiales arcillosos); 2) corroboraban las predicciones de la teoría debida a Nabor Carrillo sobre el hundimiento de la superficie; y 3) verificaban mediante nivelaciones y observaciones piezométricas el comportamiento de construcciones soportadas por diferentes tipos de cimentación.

Los estudios mencionados constituyeron en gran medida la base informativa para modificar en 1966 el capítulo relativo a cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Estas normas se revisaron después, introduciendo modificaciones y correcciones, para integrar el reglamento publicado en el Diario Oficial de diciembre 14, 1976. Finalmente, a consecuencia de los perjuicios catastróficos producidos por el terremoto de septiembre 1985, se elaboró un reglamento de emergencia con el principal objetivo de reparar las construcciones afectadas por daño estructural grave y proyectar los nuevos inmuebles.

Actualmente se cuenta con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias (2005), el cual será objeto de análisis y revisión en este trabajo de investigación.



1.2. Objetivos

Describir la información básica, criterios y procedimientos de cálculo de aplicación general para el diseño de cimentaciones superficiales y profundas, enfatizando los aspectos relativos a la ciudad de México.

Se hace una revisión de la literatura respecto al tema del comportamiento de las cimentaciones en la ciudad de México. Se revisan las consideraciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones y se hace una comparación con respecto al diseño de cimentaciones, tomando en cuenta la práctica avalada por la ingeniería geotécnica en México y el mundo.

1.3. Alcances

La selección del tipo y las dimensiones de una cimentación suele hacerse mediante Reglamentos o Normas de Construcción. La mayoría de estos Reglamentos o Normas contienen valores admisibles, basados en la experiencia general de los suelos de la zona en que se aplica el Reglamento. Estos valores admisibles suelen dar lugar a dimensionamientos conservadores para edificios de escasa altura sobre zapatas aisladas, aunque pueden quedar del lado contrario a la seguridad en estructuras grandes o especiales.

Para una discusión de los numerosos problemas prácticos y las consideraciones económicas implicadas en el proyecto de una cimentación, se hará un estudio en el cual se comparan las soluciones de la práctica de la Ingeniería Civil y las indicadas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias, enfatizando los aspectos relativos a la ciudad de México.

Se incluyen notas estrechamente vinculadas a temas del Reglamento y otras relativas al ambiente geotécnico que prevalece en el Valle de México.

Cabe mencionar que no deben confundirse el análisis y diseño de cimentaciones con la aplicación del Reglamento de Construcciones, filtro impuesto por la sociedad para su protección contra los errores más graves, pero que en ninguna forma limita la creatividad del ingeniero en cuanto a la profundidad de sus análisis ni a la ingeniosidad de sus diseños para tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado de falla posible, límite o de servicio.

1.4. Contenido de la tesis

En el capítulo 2 se hace una síntesis de los factores que determinan el tipo de cimentación y de los tipos de cimentaciones existentes en el Valle de México.

En el capítulo 3 se describe el informe geotécnico para diseño y construcción de cimentaciones. En el capítulo 4 y 5 se hace una descripción de los trabajos geotécnicos de campo y de laboratorio, respectivamente considerados para el análisis y diseño de una cimentación.

En el capítulo 6 se hace un análisis de las consideraciones de diseño por sismo de las cimentaciones.

En el capítulo 7, 8 y 9 se describen las cimentaciones superficiales, compensadas y profundas, respectivamente. En cada capítulo se propone un ejemplo de aplicación.

En el capítulo 10 se incluyen temas relativos a análisis y diseño de excavaciones.

En el capítulo 11 se presentan las conclusiones del presente trabajo y una lista de referencias bibliográficas se presenta en el capítulo 12. Finalmente, en el capítulo 13 se presentan anexos que contribuyen a una descripción más detallada de las figuras consideradas en la presente investigación (se resaltan los aspectos más importantes en el capítulo 7, 8 y 9).



CAPÍTULO 2. TIPOS DE CIMENTACIONES MÁS USUALES EN EL VALLE DE MÉXICO

2.1. Factores que determinan el tipo de cimentación

El tipo de cimentación adecuado para una estructura dada, depende de varios factores: su función, las cargas que debe soportar, las condiciones estratigráficas del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la superestructura [Peck, *et al.* 2008].

Cada tipo de cimentación deberá diseñarse para cumplir con lo siguiente:

1. Ser segura contra fallas por resistencia al corte del subsuelo.
2. No deberá asentarse o emerger más allá de los valores tolerables por la estructura y obras colindantes.
3. Deberá localizarse y protegerse adecuadamente contra probables agentes externos que puedan comprometer su comportamiento.
4. Además, deberá ser segura contra falla catastrófica y proporcionar un comportamiento que permita la utilización de la obra. Los Reglamentos de construcción no hablan de factores de seguridad, sino de factores de carga y factores de reducción para los estados límites de falla y de servicio. Es decir, acotan el diseño para evitar una falla catastrófica, y aseguran que el comportamiento de la obra cumpla con las condiciones de servicio para las que se diseña.

En general, en cualquier estudio de cimentación va a interesar el conocimiento de la geología local, la estratigrafía del subsuelo y las propiedades índice y mecánicas (resistencia al corte, compresibilidad y permeabilidad) de los suelos que lo componen; además del conocimiento de otros factores como sismicidad, vientos, comportamiento del subsuelo y de cimentaciones existentes, etcétera (en el capítulo 3 se hace una descripción detallada del informe geotécnico).

Establecidos los requisitos que debe llenar una cimentación apropiada, los pasos involucrados en su elección y análisis son los siguientes.

2.1.1. Función

Es frecuente que para una estructura existan varias alternativas de cimentación igualmente seguras, entre las que debe elegirse la más apropiada al caso. La cimentación tiene que cumplir con los requisitos básicos de funcionalidad, a saber:

- a) Por una parte, toda la cimentación, o cualquiera de sus elementos puede fallar porque el suelo o la roca sean incapaces de soportar la carga.
- b) Por otra parte, el suelo o roca de apoyo pueden no fallar, pero el asentamiento de la estructura puede ser tan grande o tan disparejo, que la estructura puede agrietarse y dañarse.

Este puede ser el caso de un edificio alto y pesado que proyecte construirse en suelos altamente compresibles – como arcillas blandas o depósitos de suelos orgánicos y turba – para el que a primera vista resultaría inadecuada una cimentación superficial a base de zapatas o losa de cimentación.

2.1.2. Cargas

Para el diseño de la cimentación de cualquier construcción, es necesario evaluar las acciones permanentes (carga muerta), las acciones variables (carga viva), y las acciones accidentales (sismo, viento, maquinaria, etc.), a las que se encontrará sometida.

Una vez determinadas estas acciones, es necesario conocer su distribución y determinar la magnitud de los esfuerzos a los que se verá sometido el suelo de cimentación.

2.1.3. Estratigrafía

El estudio del suelo en el que se apoyará una estructura es prioritario, ya que su resistencia y comportamiento ante cargas externas definirán el tipo de cimentación adecuado, que garantizará la estabilidad del sistema.

El estudio de mecánica de suelos deberá incluir exploraciones de campo que determinen la configuración y composición de los diferentes estratos, las propiedades índice y las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo. Esta información servirá de base para la



correcta selección de los estratos de apoyo y de los elementos que transmitirán las cargas al suelo.

2.1.4. Técnica y economía

Al ser elegido un tipo de cimentación, es necesario definir el procedimiento constructivo que se aplicará considerando los recursos existentes, con el propósito de que su construcción sea viable, respetando las especificaciones geotécnicas y estructurales, considerando también que la solución sea económicamente aceptable y conduzca a tiempos de ejecución reales y convenientes, preservando constantemente la calidad de los elementos de cimentación.

2.2. Evolución de las cimentaciones en el Valle de México

La ingeniería de cimentaciones es una rama de la Ingeniería Civil. Como todas las disciplinas que conforman a ésta, la ingeniería de cimentaciones se ha desarrollado pasando por una serie de etapas hasta llegar al momento actual. Estas etapas son: 1) empírica, 2) científica y 3) semiempírica [*Jaime, 1997*].

La etapa empírica se inicia cuando el hombre hace sus primeras construcciones para guarecerse. En esta fase se emplean la intuición del constructor y las experiencias pasadas, pero sobre todo la observación. Es decir, se acumula experiencia conforme se avanza, tomando en cuenta los éxitos y los fracasos que se han tenido.

De acuerdo con Terzaghi (1951), la ingeniería de cimentaciones entró en la etapa científica en el momento en que el ingeniero de cimentaciones se dio cuenta que, independientemente de la capacidad de carga permisible del suelo, las cargas producían asentamientos, y que el asentamiento dependía de varios factores, además de la presión de contacto, tales como: la estratigrafía del sitio, las características del suelo, las dimensiones del área cargada.

Podría decirse que las etapas científica y semiempírica se han desarrollado simultáneamente. La naturaleza ha impuesto numerosas restricciones a los problemas ingenieriles como para que estos sean tratados desde un punto de vista exclusivamente teórico. La observación del comportamiento de cimentaciones y obras térreas ha permitido atemperar la aplicación ciega de resultados de análisis teóricos. Por su parte, la teoría ha sido el marco de referencia que ha permitido al ingeniero agudizar sus sentidos para aprender a observar y saber qué observar. Aunque una teoría sea errónea, permite al ingeniero tener un cuadro de comparación que puede ayudarle a identificar cuáles son los

factores determinantes en el diseño de una obra en particular, siempre y cuando se observe su comportamiento, mediante mediciones durante la construcción y después de la misma.

La construcción de cimentaciones es indudablemente una de las artes más antiguas de la humanidad. Los Aztecas, durante la época precortesiana, construían sus chozas en el lago de Texcoco mediante largas estacas de madera (Figura 2.1) que hincaban firmemente en el blando fondo del lago; los egipcios construían sus inmensos e increíbles monumentos sobre capas de piedra que descansaban en la roca.



Figura 2.1. (a) Configuración general de la ciudad de Tenochtitlán (b) Pilotes de madera del Templo Mayor, de la ciudad de México [Jaime, 1997]

Durante la edad media, los sistemas que se habían empleado en la Capital para la cimentación de sus edificios habían sido cinco: el de pilotes, el de emparrillados, el de bóvedas inversas, el de arena, y por último, el más usado, que consistía en consolidar el terreno por medio de capas sucesivas, apisonadas, de piedra dura, pedacería de ladrillo y mezcla terciada, en sustitución del mamposteo, que era el que se empleaba [Téllez Pizarro, 1899]. Hasta mediados del siglo diecinueve, la mayor parte de zapatas eran de mampostería, ya sea de piedra labrada o pedazos de piedra de todos tamaños. Esta fue adecuada hasta que aparecieron los edificios altos con gran carga en sus columnas. Estas cargas requerían zapatas muy grandes y pesadas que además del valioso espacio que ocupaban, el costo se incrementaba de gran manera.

Fue hasta entonces que se realizaron los primeros intentos de aumentar el área de la zapata sin aumentar su peso, se construían emparrillados de madera y sobre ellos la zapata tradicional. En 1881, se utilizó un emparrillado de rieles de ferrocarril ahogados en concreto como un adelanto sobre el emparrillado de madera. Poco después se construyeron emparrillados con vigas de acero que ayudaron a la construcción de zapatas en cantiliver. Fue hasta después de 1900, que se dejaron de usar las zapatas con emparrillado, cuando se empezó a utilizar el concreto armado.



2.3. Tipos de cimentaciones más usuales en el Valle de México

En la rutina diaria de la ingeniería, se diferencian tres tipos de cimentaciones, en razón de su profundidad, las cimentaciones superficiales o poco profundas, compensadas y las profundas.

Los tipos de cimentación más usuales pueden clasificarse en tres grandes grupos:

Superficiales:

- Zapatas aisladas y corridas
- Losas

Compensadas:

- Cajón de cimentación: semicompensados, compensados o sobrecompensados.

Profundas:

- Pilotes de fricción
- Pilotes de punta
- Pilas

Además de una combinación de éstas.

2.3.1. Cimentaciones superficiales

Las cimentaciones superficiales, como su nombre lo indica, son aquellas que se construyen sobre estratos resistentes superficiales, donde por lo general no se requiere de maquinaria pesada ni procedimientos constructivos especiales y su diseño no acepta esfuerzos de tensión. Los tipos más frecuentes de cimentaciones superficiales son las zapatas aisladas, zapatas corridas y las losas de cimentación.

Las zapatas aisladas son elementos estructurales, que por lo general son de sección cuadrada o rectangular y rara vez circulares, que se construyen bajo las columnas con el objeto de transmitir la carga de éstas al terreno en una mayor área, para lograr una presión de contacto aceptable. Generalmente éstas se construyen de concreto reforzado.

Las zapatas corridas son elementos similares a las zapatas aisladas, solo que su longitud supera varias veces al ancho. Soportan varias columnas o muros y se construyen a base de

concreto reforzado o mampostería, en caso de que las cargas no sean muy grandes. Este tipo de zapata es una evolución de la zapata aislada, utilizado cuando el suelo ofrezca poca resistencia y se obligue a aumentar el área de repartición o si las cargas transmitidas al suelo son demasiado grandes.

Tanto las zapatas aisladas y corridas de lindero se unen a las columnas y muros por medio de traveses de volteo que permiten tomar los momentos y excentricidades presentes en estos elementos.

En ocasiones, las cargas son tan grandes y el suelo con baja resistencia que las áreas requeridas para apoyo de la cimentación deben aumentarse, obligando a utilizar toda el área de construcción; a este tipo de cimentación se le conoce como losa de cimentación, que a similitud de las anteriores se construyen de concreto reforzado.

Las losas de cimentación se usan también para reducir el asentamiento de las estructuras situadas sobre suelos muy compresibles, ya que debido a la rigidez de esta estructura, se presenta una redistribución de esfuerzos, esto es, donde los esfuerzos son menores se incrementan y viceversa. Es por ello que los asentamientos se disminuyen. Sin embargo, si las cargas en las columnas difieren grandemente se pueden presentar asentamientos diferenciales, que pueden ser disminuidos rigidizando la losa, pero el costo de la cimentación se incrementa en gran medida.

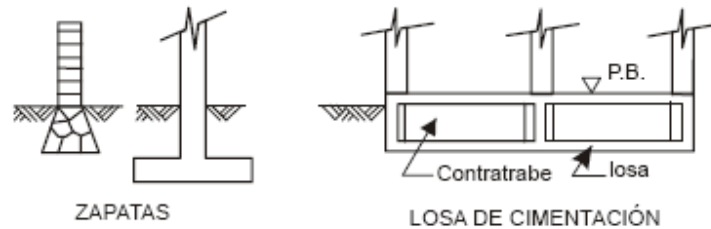


Figura 2.2. Cimentaciones superficiales [Mendoza, 2007]

2.3.2. Cimentaciones compensadas

Se entiende por cimentaciones compensadas aquellas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al suelo mediante una excavación en donde se aloja un cajón de cimentación. Si la transmisión de carga neta al suelo en el desplante del cajón resulta positiva, nula o negativa, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobre-compensada, respectivamente.



Con el propósito de evitar que la estructura experimente asentamientos excesivos, es común que las cimentaciones parcialmente compensadas se combinen con pilotes de fricción, los cuales se describen posteriormente.

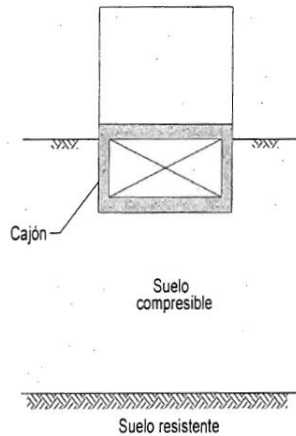


Figura 2.3. Cimentación con cajón
[SMMS, 2001]

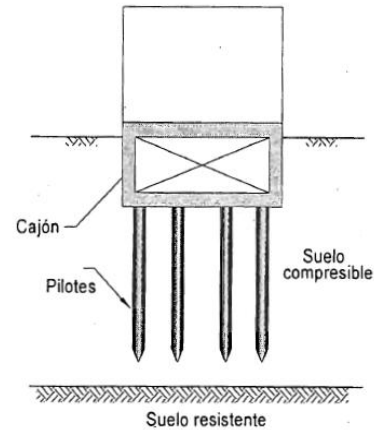


Figura 2.4. Cimentación parcialmente compensada combinada con pilotes de fricción
[SMMS, 2001]

2.3.3. Cimentaciones profundas

Son aquellas que alcanzan estratos profundos que tengan la capacidad de soportar las cargas adicionales que se aplican al suelo, utilizándose generalmente procedimientos constructivos y equipos especiales.

Por lo general, se conocen dos tipos de cimentaciones consideradas profundas; los pilotes y las pilas.

Pilotes

Los pilotes son elementos relativamente largos y esbeltos que varían entre 0.30 y 0.60 m de diámetro, aunque se han llegado a hincar pilotes hasta de 1.50 m.

Los pilotes se utilizan cuando se requiere:

- 1) Transmitir las cargas de una estructura, a través de un estrato de suelo blando o agua, hasta un estrato de suelo resistente.
- 2) Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando, utilizando para ello la fricción lateral que se produce entre suelo–pilote.

- 3) Proporcionar el debido anclaje lateral a ciertas estructuras para resistir fuerzas laterales que se ejerzan sobre ellas.
- 4) Alcanzar con la cimentación profundidades ya no sujetas a erosión, socavación u otros efectos nocivos, entre otros.

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

Los pilotes de punta desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo en el estrato resistente.

Los pilotes de fricción desarrollan su resistencia por la fricción lateral que generan contra el suelo que los rodea.

Los pilotes pueden ser contruidos de madera, de concreto, de acero o alguna combinación de estos materiales.

Pilas

Las pilas de cimentación son un tipo de cimentación profunda, relativamente grande. La función de esta cimentación es transferir la carga a través de suelos blandos a un suelo duro o roca o transferir la carga a través de suelos blandos, donde la roca o los suelos duros se encuentran a grandes profundidades.

La diferencia fundamental entre pila y pilote es el tamaño y el método de construcción. Los pilotes se introducen en el terreno a base de golpes y las pilas requieren de excavación antes de su construcción.

Es evidente que las cimentaciones superficiales son más económicas que las cimentaciones profundas, por ello, se tratará de diseñar este tipo de cimentación, a reserva de que el proyectista considere que existirá una mayor optimización de recursos, si diseña algún tipo de cimentación profunda.

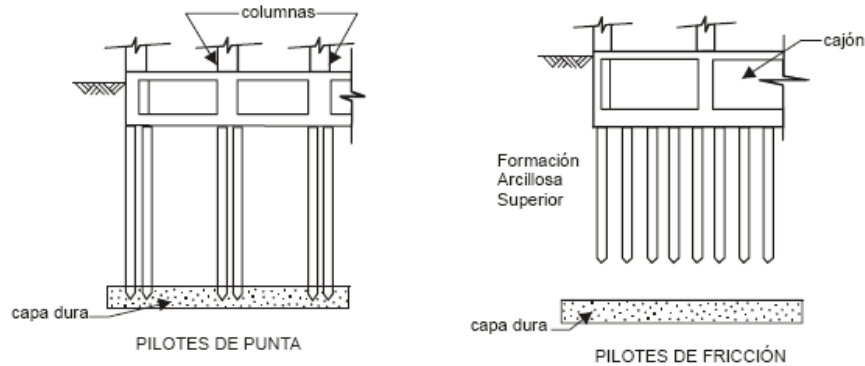


Figura 2.5. Cimentaciones profundas [SMMS, 2001]

2.4. Tipos de cimentaciones de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias

**Cimentaciones
(NTC Diseño y
Construcción de
Cimentaciones,
Capítulo 3)**

- Cimentaciones someras (zapatas y losas)
- Cimentaciones compensadas
- Cimentaciones con pilotes de fricción
- Cimentaciones con pilotes de punta o pilas
- Cimentaciones especiales

2.5. Resumen y conclusiones

La cimentación es la parte soportante de una estructura. Este término se aplica usualmente en forma restrictiva al miembro que transmite la carga de la superestructura al terreno, pero en un completo sentido, la cimentación incluye a la masa de suelo y/o roca que están debajo y que participan en la estabilidad de la misma.

Es por ello, que al hablar de cimentación no podemos restringir este concepto solamente al diseño de un elemento estructural. Conocer el suelo o roca donde se asentará la superestructura es tan importante como diseñar el acero o dimensionar el elemento que transmitirá las cargas.

Por lo expuesto, puede resumirse que la elección de la cimentación apropiada implica un buen conocimiento de los aspectos técnicos, de construcción y de costos, tres condiciones estrechamente relacionadas entre sí que no pueden desligarse.



CAPÍTULO 3.

INFORME GEOTÉCNICO PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES

3.1. Información requerida de una investigación del terreno según la práctica de la Ingeniería Civil

Cualquier obra de ingeniería requiere de una investigación del terreno. La extensión del trabajo depende de la importancia y la planeación de la cimentación de la estructura, de la complejidad de las condiciones del suelo y de la información disponible del comportamiento, en caso de existir cimentaciones en suelos similares [Tomlinson, 1996].

Acorde con los propósitos de cimentaciones en ingeniería, se obtendrá la información siguiente en el transcurso de una investigación del terreno:

- a) Topografía general del terreno; en la medida en que ésta afecte el diseño de cimentaciones y la construcción.
- b) Ubicación de las redes de servicios subterráneos, como cableado eléctrico y telefónico, tuberías de agua y alcantarillado.
- c) Reticulares a las principales formaciones geológicas que son la base del terreno y la posibilidad de hundimiento por extracción de minerales u otras causas.
- d) La historia previa y uso del suelo; incluida información sobre cualquier defecto o daño de los edificios existentes en el presente o en el pasado, atribuibles a las condiciones de cimentación.
- e) Estudio de peligro sísmico o factores climatológicos como inundaciones, crecidas y sequías de acuerdo con estaciones, heladas o erosión del suelo.
- f) Disponibilidad y calidad de los materiales de construcción locales.
- g) Un registro detallado de la estratificación del suelo y de la roca, así como de las condiciones de aguas subterráneas dentro de las zonas afectadas por las presiones de carga de la cimentación y las operaciones de construcción, o de cualquier estrato más profundo que afecte las condiciones del terreno de una u otra forma.

- h) Resultados de las pruebas de laboratorio en muestras de suelo y roca adecuadas al diseño de cimentaciones particular o a los problemas constructivos.
- i) Resultados de los análisis químicos del suelo o de las aguas subterráneas para determinar posibles efectos de deterioro en las estructuras de la cimentación.
- j) Elaborar un estudio geotécnico.

3.2. Partes que conforman un informe geotécnico para diseño y construcción de cimentaciones

En este subcapítulo se comentan los pasos y los procedimientos que deben seguirse en la preparación de informes relacionados con investigaciones del suelo para un proyecto de una cimentación. Los procedimientos aquí presentados se basan en la Asociación de Especialistas en Geotecnia y Geoambiental [AGS–*Association of Geotechnical & Geoenvironmental Specialists, 2003*], que corresponden a lo más reciente actualmente que existe respecto a Informes Geotécnicos de Referencia.

El reporte de una investigación de cimentación es una consideración de todos los datos disponibles obtenidos de perforaciones, pozos de prueba, observaciones del terreno, registros históricos y pruebas de laboratorio. La mayoría de los reportes siguen el patrón descrito a continuación.

El informe geotécnico puede ser considerado como compuesto de las siguientes 4 piezas secuenciales que pueden ser combinadas para satisfacer o ampliar el proyecto, que se enumeran a continuación.

- Estudio de gabinete
- Reporte geotécnico
- Reporte interpretativo
- Reporte de diseño

3.2.1. Estudio de gabinete

La primera etapa de un proceso de investigación del sitio correctamente estructurado es un estudio documental y el reconocimiento del sitio que se considera un requisito esencial. El estudio de gabinete se utiliza como base para una posterior investigación de diseño y planificación.

El estudio de gabinete comprende lo siguiente:



Tener clara la definición de la obra o estructura a cimentar.
Fuentes de información.
Descripción del lugar y sus alrededores sobre la base de una inspección técnica del responsable del diseño.
Geología regional y la del sitio y de cualquier aspecto de la geología y las propiedades conocidas de los materiales que tendrán un impacto en el proyecto.
Condiciones de las aguas subterráneas e hidrogeología.
Registros de investigaciones previas llevadas a cabo en o cerca del sitio, si las hubiere.
Historia del sitio y los usos pasados del sitio y sitios adyacentes (mapas, fotos, etc.).
Características del sitio.
Registros de la minería, explotación de canteras, vertederos de basura, impactos de bombas, etc.
Registros de los servicios y las estructuras subterráneas.
Reconocimiento de campo de la zona general del proyecto, señalando en particular: <ul style="list-style-type: none">• Evidencia de aguas subterráneas;• Ubicación de las aguas superficiales y las evidencias de inundación;• Comportamiento de estructuras ya existentes en el sitio y de estructuras vecinas, colindantes y cercanas;• Zonas de inestabilidad;• Historia del sitio;• Geología del sitio, incluyendo fallas;• Información disponible de fotografías aéreas o imágenes satelitales; y• Evidencia anecdótica de actividades históricas y uso del sitio.
Conclusiones claras con respecto al modelo conceptual del suelo.
Estrategia global y los objetivos para investigar el sitio.
Descripción de los trabajos a realizar y los términos de referencia.

3.2.2. Reporte geotécnico

a) Introducción

Ésta debe informar al lector sobre quién encargó la investigación, la razón de la misma, cómo se llevó a cabo el trabajo (brevemente) y la fecha en que se realizó. Debe señalar los términos de referencia, por ejemplo, si la investigación se realizó simplemente para obtener una cantidad limitada de datos para apoyar el diseño de ingeniería o si se requirió de una investigación completa con perforaciones, pruebas de laboratorio y un análisis de los

resultados para considerar posibles métodos de diseño y construcción de cimentaciones y para calcular las presiones de carga permisibles [Tomlinson, 1996].

b) Objetivo y alcance

El objetivo y alcance de la investigación debe ser explicado para el trabajo a que se refiere, de preferencia incluyéndolo como un apéndice.

c) Presentación

Esto debe explicar la estructura del informe, donde los capítulos descriptivos y los datos precisos se encuentran y debe llamar la atención sobre las notas de carácter general, que acompañan el informe.

d) Ubicación del sitio

Éste debe describir claramente la ubicación del sitio más grande en relación con las características tales como un centro de la ciudad o de su proximidad a los centros de la población. Un plano de ubicación del sitio, por lo general a una escala de 1:50,000, incluido en un apéndice del informe.

e) Descripción del sitio

En este punto del reporte se describen la configuración general y las características de la superficie, mencionando la presencia de todos los árboles, setos, edificios viejos, bodegas, canteras, minas, pantanos, estanques, corrientes de agua, áreas rellenadas, carreteras y senderos. Se debe especificar cualquier información útil derivada de los registros históricos de un uso previo del terreno; otras observaciones que cubran factores tales como erosión por viento o por mar, inundaciones, terremotos o inestabilidad de las laderas, debe anotarse si hay signos de cuarteaduras por asentamiento en cualquier edificio cercano.

f) Geología general del área

La geología del terreno se debe considerar, comparando con información publicada en mapas, memorias, etc., con las condiciones encontradas en las perforaciones. Así también prestar atención a cualquier falla conocida, cantera, manantial, cráteres, minas, socavones u otra característica que vaya a influir en las obras de cimentación [Tomlinson, 1996].

La geología es un gran auxiliar para una estimación preliminar de las características del terreno de cimentación. En efecto, las propiedades de éste son en gran parte función de su



origen geológico. Así, los suelos de origen aluvial, eólico, de pie de monte o residuales tienen propiedades mecánicas diferentes entre sí. Un adecuado conocimiento de la geología permite tener una idea general de los problemas de cimentación que se pueden presentar y hacer un programa racional de exploración del subsuelo.

g) Trabajos de campo

Se describen en el capítulo 4 de este trabajo. Los trabajos de campo comprenden la ejecución de sondeos de exploración y muestreo, como son: 1) métodos directos: pruebas de penetración, pozos a cielo abierto, muestreo con tubo de pared delgada (Shelby), sondeos de cono eléctrico, 2) métodos indirectos: geofísicos y pruebas dinámicas: sondeos de up-hole, cross-hole y down-hole y 3) ensayos in situ: prueba de permeabilidad Lefranc.

h) Trabajos de laboratorio

Se describen en el Capítulo 5 de este trabajo. A las muestras obtenidas durante la exploración se les efectuarán las pruebas de laboratorio tanto para definir la clasificación de los materiales como para determinar las propiedades mecánicas de interés para diseñar las futuras cimentaciones, realizándose los ensayos que se indican: 1) Pruebas índice, 2) Pruebas mecánicas de resistencia al corte y 3) Pruebas de consolidación.

Una vez integrados e interpretados los resultados de la exploración de campo y de los ensayos de laboratorio, habrá que definir con buena precisión el perfil estratigráfico y las propiedades mecánicas de cada una de las formaciones que constituyan el subsuelo del predio en estudio.

3.2.3. Reporte interpretativo

El informe interpretativo se compone de tres partes: una interpretación de la geología detallada del sitio, un resumen de las propiedades geotécnicas del terreno; y una interpretación de ingeniería de las implicaciones de las condiciones del suelo sobre el proyecto en desarrollo. Es en la preparación del informe interpretativo que las lagunas o deficiencias en la investigación pueden ser identificadas y su importancia evaluada.

Es particularmente importante que el escritor presente detalles suficientes para la naturaleza de las propuestas en ese momento para ser entendidas, que permitirá al lector identificar las situaciones en las que las propuestas pueden haber cambiado en la medida en que una re-evaluación es necesaria. Dichos detalles pueden, por ejemplo, incluir:

- Naturaleza del desarrollo propuesto en términos generales, por ejemplo: oficina, residencial, etc.
- Escala del desarrollo propuesto, por ejemplo: número de pisos, longitud de la carretera, profundidad de corte, diámetro del túnel, etc.
- Todas las características significativas, por ejemplo: sótanos, sobrecarga, sensibilidad de las estructuras adyacentes.
- Detalles de cargas, tolerancias, separaciones de columna, etc.

El informe interpretativo debe ser lo suficientemente explícito para definir las condiciones del terreno para su uso por aquellos que necesitan ayuda para su diseño que pueden no ser especialistas geotécnicos.

La evaluación de los datos geotécnicos debe incluir una revisión de los valores derivados de los parámetros geotécnicos, y en su caso:

Una revisión de los trabajos de campo y de laboratorio.
Descripción detallada de todas las formaciones incluyendo su contexto geológico, las propiedades físicas y sus deformaciones y las características de resistencia.
Observaciones y comentarios sobre irregularidades tales como depresiones, cavidades y cantos rodados.
El perfil estratigráfico que muestre la diferenciación de las diversas formaciones.
Identificación de peligros geológicos, geotécnicos o de otro tipo.
La profundidad del nivel de aguas freáticas o subterráneas y sus fluctuaciones estacionales.
El alcance y la agrupación de cualquier valor derivado de los datos geotécnicos para cada estrato.
Tablas de resumen para datos de contaminación química con los listados de determinados criterios de evaluación.
La tabulación y la presentación gráfica de los resultados del trabajo de campo y de laboratorio en relación con los requisitos del proyecto, y si se considera necesario, histogramas que ilustren el rango de valores de los datos más relevantes y su distribución.
Una revisión y resumen de los valores derivados de los parámetros geotécnicos.
Cualquier propuesta adicional de trabajo de campo y de laboratorio, con observaciones y comentarios que justifiquen la necesidad de este trabajo adicional y un programa detallado para las investigaciones adicionales que se llevarán a cabo.

a) Interpretación de Ingeniería

El informe interpretativo debe evaluar la importancia de las condiciones del terreno y los peligros geológicos u otros identificados por la investigación en relación con el desarrollo



propuesto. Una breve revisión de las opciones disponibles deben presentarse antes de que los parámetros de diseño se recomienden. Esta revisión debe mostrar una relación clara entre el modelo del suelo y las opciones disponibles para la construcción o el apoyo de la estructura.

Es probable que se incluya un debate sobre el tipo de cimentaciones, la necesidad para el tratamiento del suelo o de pilotaje, los asentamientos probables, el control del agua subterránea y expedientes necesarios para hacer frente a los problemas del sitio. Cualquier cambio en las propuestas debe estimular la re-evaluación, pero no la re-interpretación. Cambios significativos en las propuestas como la reubicación de un edificio o la introducción de un sótano o estructuras de retención, sin embargo, pueden requerir de una investigación adicional para obtener los datos adecuados para complementar el trabajo original y, por tanto, añadir a la interpretación del modelo del terreno y la evaluación de su importancia.

En relación con el diseño y construcción de terraplenes, el informe debe incluir una evaluación de la estabilidad tanto a corto como a largo plazo, las recomendaciones para taludes laterales, una revisión de etapas de construcción y otras medidas tales como el drenaje vertical y una estimación de los posibles asentamientos. De manera similar, para los túneles y obras subterráneas, el informe debe describir la geología esperada y dar una evaluación de la facilidad de la excavación y la idoneidad de los diferentes métodos de construcción para túneles, la necesidad de soporte del frente y los métodos de control de las aguas subterráneas, junto con observaciones y comentarios sobre los movimientos de tierra previstos en las zonas urbanas.

Cualquier limitación en los datos (por ejemplo, datos deficientes, irrelevantes, insuficientes o inexactos) debe ser señalada y comentada. Cualquiera de los resultados de la prueba, particularmente adversos, tal vez como resultado de la alteración de la muestra o las técnicas de manipulación de la muestra, deben ser considerados cuidadosamente a fin de determinar si son engañosos o representan un fenómeno real que debe tenerse en cuenta en el diseño. Las implicaciones de las lagunas en los datos disponibles o deficiencias en la investigación sobre las soluciones de diseño deben ser sometidas a la atención del lector. Medidas correctivas o trabajos de investigación adicionales necesarios para una completa solución de diseño también deben ser identificados.

Las recomendaciones adicionales para el trabajo de campo y de laboratorio deben incluir propuestas, con observaciones y comentarios que justifiquen la necesidad de la investigación adicional. Estas propuestas deben ir acompañadas por un programa detallado

de las investigaciones adicionales que se llevarán a cabo con referencia específica a las preguntas que tienen que ser contestadas.

b) Aspectos geoambientales

Son muchos los factores que tienen influencia al proyectar una obra, entre otros pueden citarse los siguientes:

- a) Sismicidad,
- b) Acción del viento,
- c) Hundimiento regional,
- d) Discontinuidades naturales o artificiales del subsuelo,
- e) Construcciones e instalaciones vecinas, y
- f) Acción del agua en proyectos localizados en zonas de inundación.

En a) y b), los elementos mecánicos generados en la estructura y subestructura por estos agentes son objeto del análisis estructural correspondiente. Sin embargo, otros efectos en la cimentación deben cuantificarse dentro del análisis de ésta, efectos que pueden ser causa de fenómenos de licuación o de asentamientos generados por vibración de suelos arenosos.

c) El hundimiento regional, como en el caso de la Ciudad de México, puede ser generado por una explotación intensa, regional o local, del agua del subsuelo o por la consolidación impuesta por sobrecargas superficiales, o por instalaciones vecinas.

d) En algunas formaciones rocosas, aparentemente muy resistentes, caracterizados por discontinuidades (cavidades y fuertes agrietamientos) y cavernas, se presentan problemas de cimentación muy serios y costosos que implican estudios y soluciones especiales, incluyendo el tratamiento de la roca.

e) Las construcciones e instalaciones vecinas al predio en estudio, constituyen otro factor determinante en la elección de la cimentación apropiada.

f) En proyectos que se localicen cerca de ríos, lagos o zonas inundables, debe preverse la acción directa del agua, desde el punto de vista de su poder erosivo (problemas de socavación, tubificación), y los efectos que por saturación se pueden generar en el subsuelo, por ejemplo expansiones y pérdidas de resistencia al esfuerzo cortante.

El conocimiento oportuno de la existencia de alguno o varios de los factores enunciados, permitirá cuantificar y considerar su influencia en el comportamiento de las cimentaciones en estudio.



3.2.4. Reporte de diseño

Hipótesis

- Las hipótesis, los datos y el método de verificación de la seguridad y funcionalidad de la construcción geotécnica (por ejemplo, método de cálculo).

Descripción

- Hacer referencia al estudio de gabinete, reporte geotécnico y reporte interpretativo, a cualquier informe derivado y cualquier otro documento contractual relacionado con los proyectos.
- Una descripción del sitio y sus alrededores.
- Una descripción de las condiciones del terreno.
- Una descripción de la propuesta de construcción, incluyendo cargas previstas y deformaciones impuestas.

Valores de Diseño

- Los valores de diseño de las propiedades del suelo y roca, incluyendo todas las explicaciones necesarias para su selección.
- Las declaraciones sobre los códigos, normas y guías de diseño utilizados.
- Las declaraciones sobre la idoneidad del sitio para la propuesta de construcción y el nivel de riesgo asumido en la evaluación.

Cálculos

- Cálculos de diseño geotécnico y dibujos o planos.
- Recomendaciones de diseño para la cimentación.

Supervisión

- Una nota de todos los elementos que se deben controlar durante la construcción o mantenimiento requerido o supervisión necesaria durante la vida útil de la estructura.
- Una declaración de la secuencia de las operaciones de construcción previstas en el diseño. Alternativamente, el reporte de diseño podrá indicar que la secuencia de la construcción tiene que ser decidida por el contratista sujeto a la aprobación o comentario del diseñador.

El reporte de diseño debe incluir un plan de supervisión y control, según sea apropiado para el tipo de proyecto, indicando los límites aceptables de los resultados a obtener por la supervisión y especificando el tipo, calidad y frecuencia de supervisión.

Recomendaciones para el diseño

Para el diseño estructural de la cimentación, dependiendo del tipo de ésta, será necesario proporcionar:

- a) Tipo de cimentación
- b) Profundidad de desplante
- c) Carga de trabajo admisible, limitada por la resistencia al corte y asentamientos tolerables
- d) Distribución de presiones en el contacto subestructura–suelo
- e) Peso volumétrico del suelo por excavar, en el caso de cajones de cimentación
- f) Separación y forma de distribución de pilas o pilotes
- g) Orden de magnitud de los asentamientos totales y diferenciales que puede ocurrir.

Recomendaciones para la construcción

Estas recomendaciones, además de especificar los procedimientos constructivos adecuados, deben señalar la secuencia de aplicación de los mismos.

Dependiendo de las características de la cimentación, de las obras complementarias y de las propiedades del subsuelo, las recomendaciones necesarias pueden ser:

- a) Excavación (si la hay), profundidad, etapas, avance, etc. En este sentido las recomendaciones dependerán del suelo, pudiendo ser función de expansiones a corto y largo plazo, de la estabilidad de los cortes perimetrales, de la presencia de construcciones e instalaciones vecinas, etc.
- b) Procedimiento para el abatimiento del nivel freático (cuando se requiere), superficial o profundo, número de pozos, profundidad de abatimiento, etc.
- c) Procedimiento constructivo de la subestructura, incluyendo pilas y pilotes, cuando los haya. En el caso de pilotes se señalará su tipo, precolados o colados en sitio, si requieren o no de perforación previa, etc. Para las pilas se indicará el método de perforación –en seco, con ademe, utilización de lodos–, condiciones de colado, etc.
- d) Tipo, características y bancos de aprovisionamiento de los materiales para construir los rellenos, grado de compactación, espesor de las capas compactadas, equipo, etc. En los rellenos deben considerarse los requeridos para las excavaciones que alojen a las cimentaciones.



3.3. Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal [RCDF] y Normas Técnicas Complementarias [NTC]

3.3.1. Investigación de las colindancias

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.

3.3.2. Reconocimiento del sitio

Como lo define el artículo 170 del Reglamento, para fines de las presentes Normas, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales [*Arnal y Betancourt, 2005*]:

- a) Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados;
- b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros; y
- c) Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

En la figura 3.1 se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación anterior.

La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio se apoyará en el conocimiento geológico general y local que se tenga de la zona de interés y deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación y la variación de los mismos en el predio. Además, deberá permitir obtener información suficiente sobre los aspectos siguientes:

1. En la zona I se averiguará si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas y, en caso afirmativo, se obtendrá la información requerida para su apropiado tratamiento.

En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de exploración subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas limpias o rellenas con material de baja resistencia, que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes, debida a variaciones del grado de cementación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas dentro de la lava que pudieran afectar la estabilidad de las cimentaciones. Se tomará en cuenta que, en ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

2. En las zonas II y III, se averiguará la historia de carga del predio y la existencia de cimentaciones antiguas, restos arqueológicos, rellenos superficiales antiguos o recientes, variaciones fuertes de estratigrafía, suelos inestables o colapsables, o



cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño. Asimismo, en estas zonas se deberá investigar la existencia de grietas en el terreno, principalmente en las áreas de transición abrupta entre las zonas I y III que se pueden apreciar en el mapa de la figura 3.1.

En la zona II, la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre las diversas formaciones así como mantos de agua colgada y variaciones importantes en el espesor de los suelos compresibles.

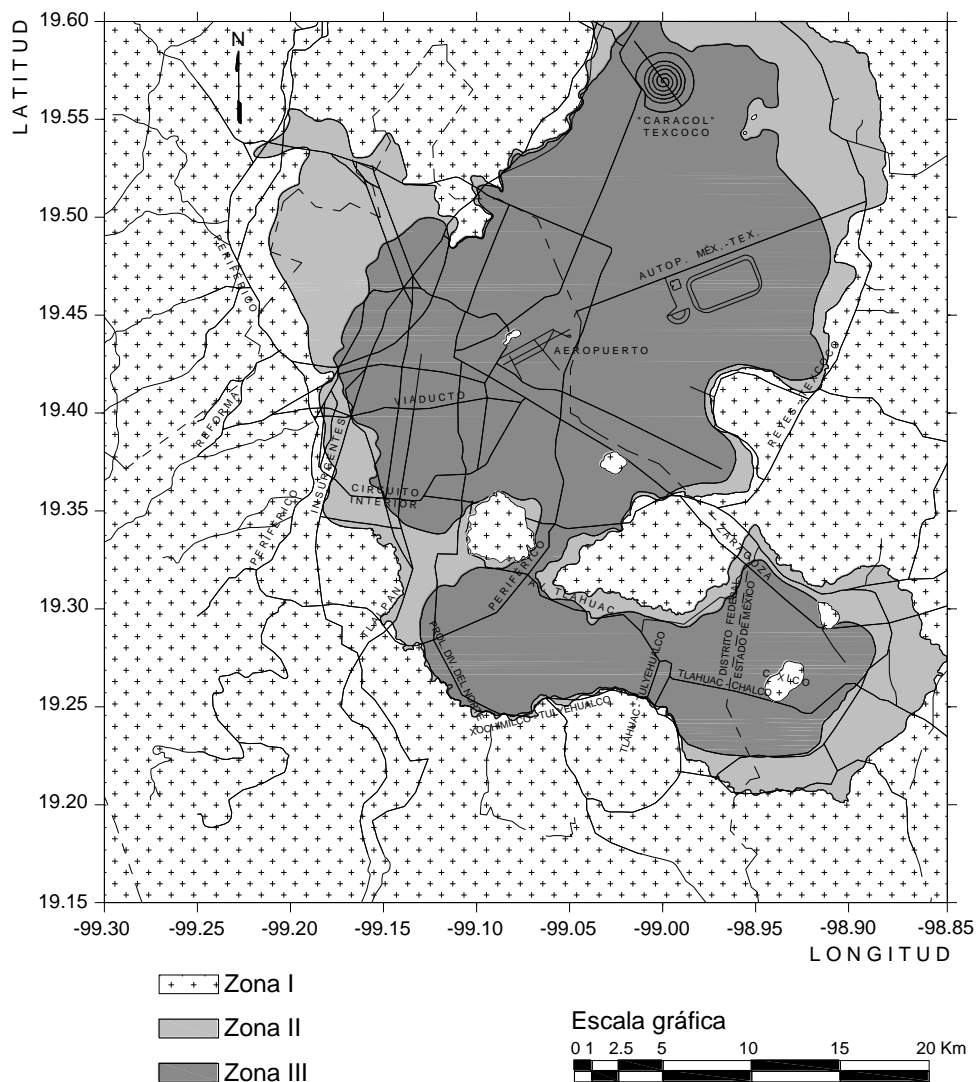


Figura 3.1. Zonificación geotécnica de la ciudad de México [GDF-NTC, 2004].

3.3.3. Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar serán las que se indican en el capítulo 4 de este trabajo.

3.3.4. Determinación de las propiedades en el laboratorio

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad a esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos de laboratorio aceptados.

Se verá con más detalle en el capítulo 5 de este trabajo.

3.3.5. Investigación del hundimiento regional

En las zonas II y III, se tomará en cuenta la información disponible respecto a la evolución del proceso de hundimiento regional que afecta a la parte lacustre del Distrito Federal y se preverán sus efectos a corto y largo plazos sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto.

En edificaciones de los grupos A y B1 (Apartado 3-1), la investigación respecto al fenómeno de hundimiento regional deberá hacerse por observación directa de piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos, alejados de cargas, estructuras y excavaciones que alteren el proceso de consolidación natural del subsuelo. En el caso de los bancos de nivel profundos, se deberá garantizar que los efectos de la fricción negativa actuando sobre ellos no afectarán las observaciones.

Apartado 3-1
Art. 139. Para los efectos de este título, las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:
I. <i>Grupo A:</i> Edificaciones cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones



cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones, estadios, depósitos de sustancias flamables o tóxicas, museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia, y otras edificaciones a juicio de la Secretaría de Obras y Servicios.

II. *Grupo B*. Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A, las que se subdividen en:

- a) *Subgrupo B1*: Edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II a que se aluden en el artículo 170 del Reglamento, y construcciones de más de 15 m de altura o más de 3000 m² de área total construida, en zona III; en ambos casos las áreas se refieren a un solo cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo: acceso y escaleras, incluyendo las áreas de anexos, como pueden ser los propios cuerpos de escaleras. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquel otro a través del cual se desaloje;
- b) Edificios que tengan locales de reunión que puedan alojar más de 200 personas, templos, salas de espectáculos, así como anuncios autosoportados, anuncios de azotea y estaciones repetidoras de comunicación celular y/o inalámbrica, y
- c) *Subgrupo B2*: Las demás de este grupo.

3.3.6. Memoria de diseño

Todo estudio de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones deberá incluir una memoria de diseño detallada con la información suficiente para que pueda ser fácilmente revisada. La memoria de diseño incluirá una descripción detallada de las características del subsuelo, la justificación del tipo de cimentación o recimentación proyectado y de los procedimientos de construcción especificados, así como una exposición de los métodos de análisis usados y los resultados de las verificaciones realizadas de acuerdo con las presentes Normas en cuanto a estados límites de falla y de servicio. También incluirá una descripción clara del comportamiento previsto para cada uno de los estados límite indicado en las presentes Normas. Se anexarán los resultados de las exploraciones, sondeos, pruebas de laboratorio y de campo y otras determinaciones y análisis, las magnitudes de las acciones consideradas en el diseño, los cálculos realizados, así como la interacción considerada durante y después de la construcción con las cimentaciones de los inmuebles colindantes y la distancia, en su caso, dejada entre estas cimentaciones y la que se proyecta.

En el caso de edificios cimentados en terreno con problemas especiales, y en particular los que se localicen en terrenos agrietados, sobre taludes o donde existan rellenos o antiguas minas subterráneas, se agregará a la memoria una descripción de estas condiciones y se indicará cómo éstas se tomaron en cuenta en el diseño de la cimentación.

3.4. Comparativa

Práctica de la Ingeniería Civil	Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias
<p>El informe geotécnico puede ser considerado como compuesto de las siguientes 4 piezas secuenciales que pueden ser combinadas para satisfacer o ampliar el proyecto, que se enumeran a continuación.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Estudio de gabinete • Reporte geotécnico • Reporte interpretativo • Reporte de diseño <p>Estudio de gabinete: La primera etapa de un proceso de investigación del sitio correctamente estructurado es un estudio documental y el reconocimiento del lugar.</p> <p>Reporte geotécnico: Este debe indicar brevemente la naturaleza del proyecto para el cual se llevó a cabo la investigación, la empresa encargada de ello, el nombre del cliente para el que se realizó el trabajo y el nombre de algún consultor que encargó o dirigió el trabajo en nombre del cliente.</p> <p>Reporte interpretativo: Se compone de tres partes: una interpretación de la geología detallada del sitio, un resumen de las propiedades geotécnicas del terreno; y una</p>	<p>Todo estudio de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones deberá incluir una memoria de diseño detallada con la información suficiente para que pueda ser fácilmente revisada. La memoria de diseño incluirá una descripción detallada de las características del subsuelo, la justificación del tipo de cimentación o recimentación proyectado y de los procedimientos de construcción especificados, así como una exposición de los métodos de análisis usados y los resultados de las verificaciones realizadas de acuerdo con las presentes Normas en cuanto a estados límites de falla y de servicio.</p>



<p>interpretación de ingeniería de las implicaciones de las condiciones del suelo. Debe evaluar la importancia de las condiciones del terreno y los peligros geológicos u otros identificados por la investigación en relación con el desarrollo propuesto.</p> <p>Reporte de diseño: 1) Hacer referencia al estudio de gabinete, reporte geotécnico y reporte interpretativo, a cualquier informe derivado y cualquier otro documento contractual relacionado con los proyectos, 2) Una descripción del sitio y sus alrededores, 3) Una descripción de las condiciones del terreno, 4) Una descripción de la propuesta de construcción, incluyendo cargas previstas y deformaciones impuestas, 5) Una declaración de la secuencia de las operaciones de construcción previstas en el diseño.</p>	
---	--

3.5. Resumen y conclusiones

El informe de una investigación de cimentación es una consideración de todos los datos disponibles obtenidos de perforaciones, pozos de prueba, observaciones del terreno, registros históricos y pruebas de laboratorio.

No es necesaria una descripción extensa de los resultados de las pruebas. Se debe limitar a una mención breve de los diferentes tipos de prueba que fueron realizados y hacerse énfasis en cualquier resultado poco común o de especial importancia. Para detalles de los resultados, se debe dirigir al lector a una tabla de resultados con gráficas y diagramas de pruebas. Esto es una ayuda para el ingeniero ocupado, que quizás no tenga tiempo de leer página tras página de discusión.

Las recomendaciones para el diseño de cimentaciones se deben basar en los hechos establecidos en el reporte, es decir en los registros de perforaciones y los datos de las pruebas. No se deben basar en conjeturas. Se tiene que considerar una valoración de las

condiciones del suelo y los tipos de cimentación que podrían adoptarse, por ejemplo, cimentaciones de zapata corrida, losas o pilotes.

Resulta obvio que la cantidad y detalle de los datos requeridos dependerá del tipo e importancia del proyecto y de las características del subsuelo. Así, por ejemplo, los datos por investigar para el estudio de la cimentación de un edificio tipo torre, alto y pesado, que se construirá en un terreno como el de la Zona Lacustre de la Ciudad de México, serán mayores que para el caso de una casa habitación ligera, de un solo piso y claros económicos, que proyecte construirse en el mismo terreno.

Por lo expuesto, es fácil deducir que los factores que determinan el o los tipos de cimentación adecuados, así como la magnitud y alcance del informe geotécnico correspondiente, son función principal de:

- a) Las características del proyecto,
- b) De la estratigrafía y propiedades del subsuelo, y
- c) Los factores ambientales

Se pretende destacar la trascendencia que tienen los informes geotécnicos en el proyecto y durante la realización de obras civiles (cimentaciones, estructuras de tierra, puentes, edificios e instalaciones) que a la vez sean estables y resulten económicas y funcionales. Su campo abarca múltiples aplicaciones, pues es obvio que no se restringe exclusivamente a la cimentación de las estructuras, sino que se extiende también al proyecto y construcción de las obras exteriores complementarias.

Se hace hincapié en que para su correcta aplicación, los principios de la Geotecnia deben hacerse intervenir en cada una de las diferentes etapas de la obra, desde que se concibe el proyecto, hasta que se termina su construcción.

La magnitud y el alcance de los informes dependerán tanto de las características e importancia del proyecto, como de las condiciones del subsuelo, razón por la cual en todo caso es indispensable proporcionar los datos necesarios para el diseño estructural de las diferentes partes de la cimentación, así como los procedimientos constructivos apropiados y su orden de aplicación. En lo que se refiere a las obras exteriores, los informes geotécnicos deben acompañarse de los elementos necesarios para su diseño y construcción.

Comentario Adicional:

Este capítulo permite abordar de una manera sencilla el Informe Geotécnico; en una condición que permita reflexionar su viabilidad y sin dejar de reconocer lo propuesto en las Normas. En ese sentido estamos ciertos que, pese a lo complejo con que se nos puede



presentar la realidad, se le puede abordar de una manera clara y sencilla. Los procesos de investigación poseen particulares niveles de profundidad, distintos espacios de acción, diferentes tiempos de manifestación, específicas formas de percibir la realidad, distintas maneras de abordar a esta última, etcétera. La posibilidad de realizar buenos informes de investigación geotécnica está en relación con intereses, posibilidades y límites del investigador. Por supuesto también, dentro de esas posibilidades y límites se encuentra un adecuado uso del Reglamento y de las Normas.



CAPÍTULO 4. TRABAJOS GEOTÉCNICOS DE CAMPO

Los estudios de gabinete permiten diseñar y planear los trabajos de campo y ensayos de laboratorio necesarios para definir la estratigrafía y cuantificar las propiedades mecánicas del subsuelo.

Los trabajos geotécnicos de campo comprenden la ejecución de sondeos de exploración y muestreo, cuyas características, tipo, número, profundidad y distribución, se fijan de acuerdo con los alcances del proyecto, al conocimiento general del subsuelo y a los resultados que vayan obteniéndose conforme avanza la exploración. Los trabajos de campo también incluyen mediciones y pruebas en sitio.

Los tipos de sondeo más comúnmente utilizados en los estudios de cimentación son: pozos a cielo abierto, sondeos de penetración estándar, sondeos de muestreo inalterado (por ejemplo, tubo Shelby hincado bajo presión estática, doble barril Denison, etc.), sondeos a rotación con barril muestreador provisto con broca de diamante y sondeos de exploración sin muestreo.

4.1. Introducción

De acuerdo con el Informe Geotécnico de Referencia (Capítulo 3), los estudios de campo deben contener [AGS, 2003]:

Los procedimientos seguidos en la realización de los trabajos, incluyendo las normas y reglamentos aplicables y cualesquiera otras directrices de procedimiento en virtud de las cuales se llevó a cabo el trabajo. Se debe seguir por una identificación de cada una de las técnicas de trabajo de campo utilizadas, las ubicaciones (como coordenadas de referencia) y las elevaciones en las que se llevó a cabo cada uno, el rango de profundidades en las que cada uno fue tomado y las fechas en las que se realizó este trabajo.

La estrategia de muestreo debe ser señalada, los tipos de muestras tomadas identificadas y
--

su transporte y almacenamiento descrito.
--

Una descripción de la instrumentación que haya sido instalada, su propósito, sus intervalos de lecturas con fecha y hora.

Los registros detallados del trabajo de campo deben presentarse en un apéndice, junto con un plano del sitio que muestre la posición de cada punto de la investigación.

4.2. Consideraciones en la práctica de la Ingeniería Civil

4.2.1. Métodos directos

Los métodos para determinar las características estratigráficas del sitio y obtener muestras del suelo son los siguientes [Tomlinson, 1996]:

a) Sondeos hechos con barrenas

La herramienta más sencilla para hacer un sondeo en el terreno es la barrena.

b) Perforación con lavado

Un procedimiento sencillo para hacer sondeos relativamente profundos en los depósitos de suelo es el lavado [Peck et al., 2008].

La perforación “lavada” tiene la ventaja de que la estructura o la densidad del suelo debajo del fondo de la excavación no se altera por el empuje de las herramientas de perforación, aunque este método no se puede usar en áreas extensas de grava o en suelos con fragmentos de roca. Es más adecuado para arenas uniformes o arcillas [Tomlinson, 1996].

c) Sondeos con barrenas de vástago hueco

El equipo de perforación con lavado se reemplaza frecuentemente por perforadoras montadas en camiones o tractores, que pueden hacer girar una barrena para hincarla en el suelo. Las perforaciones pueden hacerse rápidamente hasta profundidades de 60 m, usando aspas helicoidales continuas con vástago hueco a través del que pueden hacerse funcionar herramientas muestreadoras [Peck et al., 2008].



d) Perforación con barrena rotatoria

La perforación con barrena rotatoria puede usarse en roca, en arcilla, y aun en arena. Es el método más rápido para penetrar en materiales muy resistentes, a menos que el depósito esté muy suelto o muy fisurado. En este método, una broca que gira rápidamente, corta o muele el material en el fondo del sondeo hasta reducirlo a pequeñas partículas.

Perforación por percusión. Si la perforación debe atravesar estratos excepcionalmente duros de suelo o roca, no pueden usarse barrenas ni el lavado. En este método se levanta y se deja caer alternativamente una barrena pesada, de manera que muele el material inferior hasta que tenga la consistencia de la arena o del limo. El sondeo puede ademarse, si se derrumba. Aunque la perforación por percusión se usa frecuentemente para la perforación de pozos de agua, generalmente no se presta para la exploración cuando deben obtenerse muestras intactas para su identificación y prueba [Peck *et al.*, 2008].

e) Pruebas de penetración

Los penetrómetros son conos o tubos de acero que se hincan a presión (estáticos) o con el impacto de una masa (dinámicos) y permiten definir indirectamente la estratigrafía del sitio y la variación de la compacidad relativa y la resistencia al corte (drenada) de las arenas con la profundidad, así como la resistencia al corte no drenada de las arcillas. Con el penetrómetro estándar se recuperan, además, muestras alteradas que permiten definir confiablemente la estratigrafía. Cabe aclarar que la resistencia al corte drenada de las arenas depende de la permeabilidad de éstas, así como de sus condiciones de frontera para el flujo de agua; aunque esto ciertamente es cuestionable cuando las arenas están contaminadas con limos y se trata de ensayos de penetración dinámica.

En la exploración de un sitio, los penetrómetros se emplean de acuerdo con tres criterios de aplicación:

- Como instrumento de exploración, para definir la estratigrafía y facilitar con ello la selección de los muestreadores de suelo que deberán emplearse.
 - Para disminuir el costo de realización de sondeos complementarios para cubrir un área grande.
 - Como técnica única de exploración, en proyectos de bajo costo que no puedan justificar sondeos de muestreo.
- a) Penetrómetro estático tipo eléctrico (cono holandés, CPT). El penetrómetro de cono tipo eléctrico para hincarse a presión (estático) tiene incorporadas celdas instrumentadas con deformímetros eléctricos que permiten la medición simultánea

de las fuerzas necesarias para el hincado de la punta cónica de 60° de ángulo de ataque y 3.6 cm (1.4 in) de diámetro y de la funda cilíndrica de fricción.

- b) Penetrómetro estándar (SPT). El penetrómetro estándar es un tubo de dimensiones normalizadas que se hinca a percusión. Consiste en un tubo de pared gruesa partido longitudinalmente, con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo inferior de la columna de barras de perforación con que se hinca; la cabeza tiene un conducto para la salida de azolves a través de una válvula esférica o una válvula de varilla. Opcionalmente se utiliza una trampa de paso para retener las muestras.

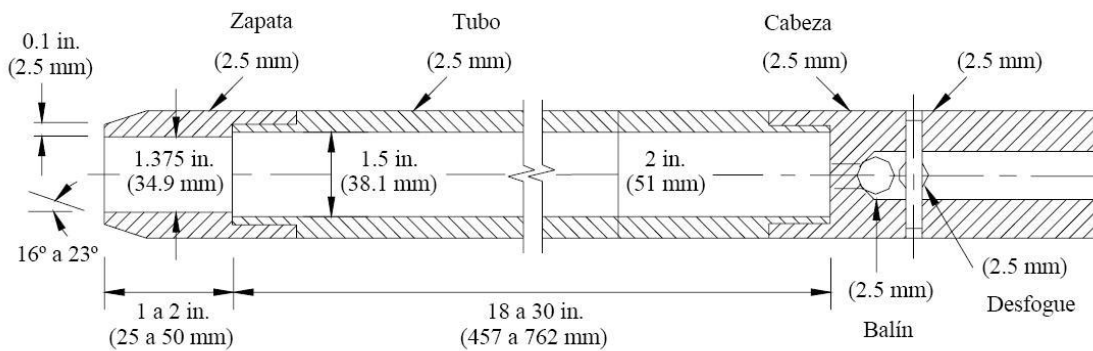


Figura 4.1. Penetrómetro estándar (SPT) [ASTM D1586-08a].

f) Pozos a cielo abierto

Permite extraer muestras superficiales, alteradas o inalteradas del suelo para un análisis en el laboratorio.

Esta prueba es aplicable para la determinación de las propiedades físicas y mecánicas en la evaluación de la capacidad de carga en cimentaciones poco profundas [Norma Mexicana NMX-C-430-ONNCCE-2002].

El pozo a cielo abierto debe ser lo suficientemente accesible en lo referente a sus dimensiones, y la profundidad debe ser variable, o bien hasta encontrar material no excavable con pico y pala o agua freática.

Esta técnica puede ejecutarse mediante excavación manual o excavación con máquina. El pozo a cielo abierto permite observar directamente las características estratigráficas del suelo y rescatar muestras inalteradas de los estratos principales. Este procedimiento de exploración y muestreo es particularmente recomendable en suelos secos y duros.



Con esta técnica se pueden obtener muestras de muy buena calidad, pero es un procedimiento lento, difícil de realizar abajo del nivel freático y limitado a profundidades no mayores de 5 m. En casos excepcionales se pueden hacer lumbreras de exploración a profundidades mayores; de 10 a 15 m.

g) Tubo de pared delgada (Shelby)

El tubo de pared delgada o shelby es un tubo liso afilado, usualmente de 0.075 m a 0.10 m de diámetro, que se hinca a presión para obtener muestras relativamente inalteradas de suelos finos blandos a semiduros, localizados arriba o abajo del nivel freático.

Este muestreador está constituido por un tubo de acero o latón, con la resistencia adecuada para utilizarse en el suelo requerido. Los tubos deben estar limpios y libres de irregularidades en su superficie interna, incluyendo la junta de soldadura, con el extremo inferior afilado y unido por el superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se empuja al muestreador desde la superficie, el tubo se sujeta a la cabeza muestreadora con dos tipos de unión tubo–cabeza usuales; el primero con tres tornillos allen y el segundo con cuerda, que ha mostrado ser más confiable que el primero aun operando en suelos duros.

Tabla 4.1. Dimensiones de los tubos de pared delgada
[Norma Mexicana NMX-C-431- ONNCCE-2002]

Diámetro nominal	<i>De</i>	<i>Di</i>	<i>Dm</i>	<i>e</i>	<i>d</i>	<i>L</i>	<i>Lm</i>	Cuerda de unión
75.0	76.2	72.2	71.1	2.0	12.7	750.0	600.0	AW y BW
			71.7					
100.0	101.6	97.6	96.1	2.0	12.0	900.0	750.0	BW y NW
			96.9					
Todas las dimensiones son en mm								

Donde:

- De*, es el diámetro exterior
- Di*, es el diámetro interior
- Dm*, es el diámetro muestra
- e*, es el espesor
- d*, es la longitud aguzada
- L*, es la longitud tubo
- Lm*, es la longitud de muestreo recomendable

h) Muestreo con tubo de pared delgada (Shelby)

Colocar el tubo muestreador de manera que la parte inferior se apoye en el fondo del barreno. Avanzar el muestreador sin rotación con un movimiento continuo y relativamente constante.

Cuando la formación sea demasiado dura para insertar a presión el tubo de pared delgada (shelby) se puede utilizar el mismo tubo pero dentado, cuyo principio de inserción incluye presión y rotación, o en caso necesario el barril Denison que opera también a presión y rotación, pero que implica una mayor alteración en la muestra.

Preparar y colocar las etiquetas y marcas necesarias para identificar las muestras.

Los datos obtenidos en cada muestra con tubos de pared delgada deben registrarse en campo e incluir lo siguiente:

- La profundidad de la parte alta (superior) de la muestra y el número de muestra.
- Descripción del muestreador; tamaño, tipo de metal, tipo de protección anticorrosiva.
- Método de inserción; a presión o con rotación.
- Método de perforación, tamaño del barreno, ademe y fluido de perforación empleado.
- Profundidad del nivel freático.
- Descripción visual manual del suelo.
- Longitud de avance del muestreador.
- Recuperación; longitud de la muestra extraída.

i) Muestreadores Denison y Pitcher

Estos también se conocen como barriles porque operan a rotación y presión; recuperan muestras que pueden ser inalteradas; las muestras se obtienen a presión y pueden ser de arcillas duras, limos cementados y limos cementados con pocas gravas localizados abajo del nivel freático; operándolos arriba del nivel freático, el agua o lodo utilizado contamina las muestras.

Estos muestreadores consisten esencialmente de dos tubos concéntricos unidos a la pieza denominada cabeza del muestreador; el tubo interior está montado sobre baleros axiales y el exterior, que lleva en su extremo inferior la broca de corte, está unido con rosca.



Estos muestreadores proporcionan muestras donde los otros procedimientos son ineficaces, además de ser los únicos que simultáneamente muestrean y perforan. Su operación es una maniobra delicada.

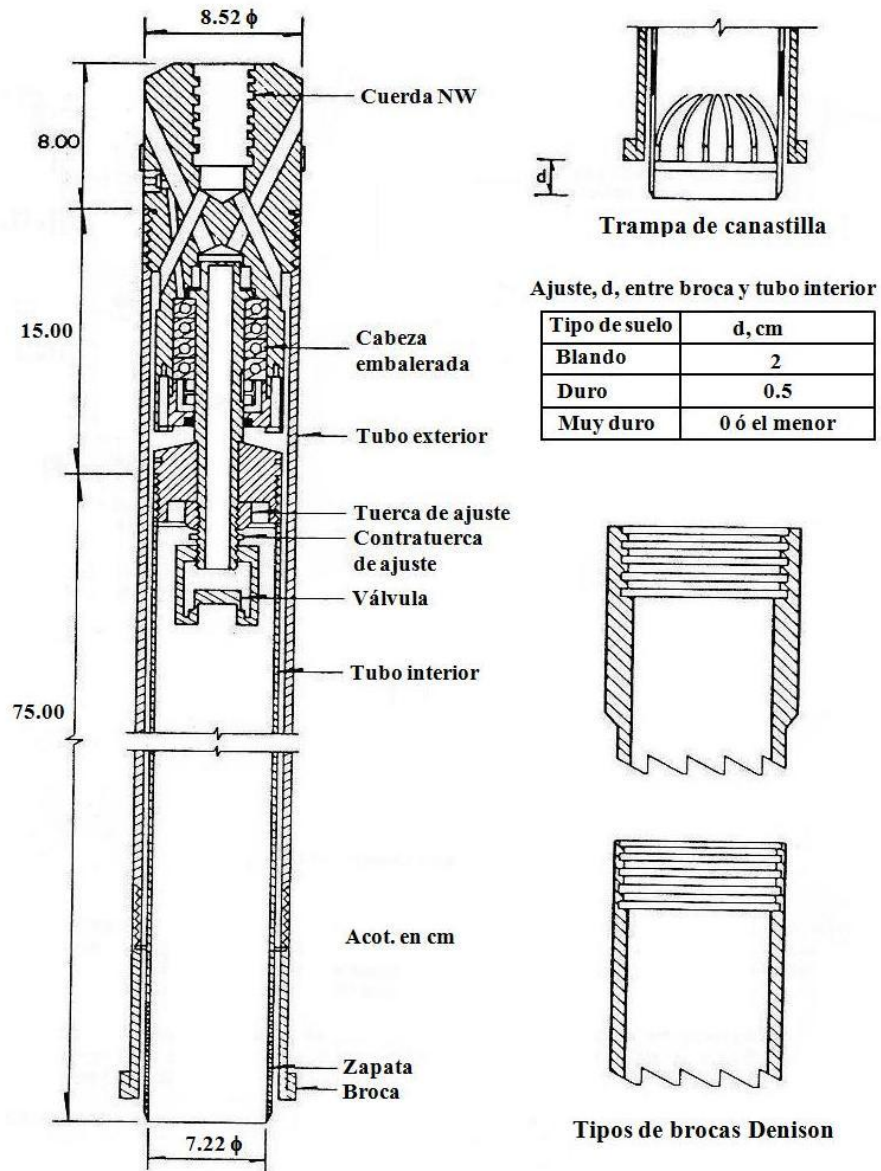


Figura 4.2. Muestreador tipo Denison [SMMS, 1978].

j) Sondeo de cono eléctrico

El sondeo de cono eléctrico se puede emplear con ventaja sobre otros métodos para determinar la secuencia estratigráfica de los suelos de la ciudad de México. Permite

determinar los espesores de los suelos blandos y compresibles y la presencia y espesores de capas drenantes, de arenas, vidrio volcánico y limos arenosos.

Por estas razones, el cono eléctrico permite detectar con precisión capas duras que podrían ser problema durante el hincado de pilotes. También ayuda a localizar estratos permeables para la instalación de piezómetros así como la colocación de puntas de bombas ejectoras para abatimiento del nivel freático.

El equipo que se necesita para realizar un sondeo de cono se puede dividir en las tres partes siguientes [*Santoyo et al., 1989*]:

Sistema electrónico. Compuesto por el cono y la consola. El primero instrumentado con deformómetros eléctricos (Strain gages) es la parte de medición. La consola es la parte electrónica que recibe las señales del cono, las traduce a lecturas de fuerza y las muestra en sus pantallas.

Sistema para el hincado. En principio es suficiente contar con una perforadora implementada con un gato hidráulico que permita aplicar las presiones necesarias para hincar el cono, es conveniente instalar un manómetro a la máquina, para medir la presión total ejercida. En sitios donde el subsuelo es estratificado con lentes duros, que puedan impedir la penetración del cono, sea por las limitaciones de la capacidad del mismo cono o de los gatos de presión, se deben utilizar máquinas con perforación rotatoria, para garantizar que el sondeo llegue a la profundidad de exploración deseada.

Accesorios de conexión. Son las piezas necesarias que unen el cono y la máquina perforadora, comprenden las barras huecas con coples que se necesitan para empuje y extracción. Las barras pueden ser de cualquier diámetro usual en perforación; las de diámetro grande son más rígidas y permiten aplicar mayor presión con menor riesgo de pandeo, pero tienen la desventaja de que la fricción desarrollada en su fuste es mayor, por lo tanto requieren máquinas más potentes. Las barras de menor diámetro, en cambio, son fáciles de manejo durante la ejecución; la experiencia en la Cd. de México demuestra que las barras EW de 3.5 cm de diámetro y un metro de longitud, constituyen una solución muy práctica.

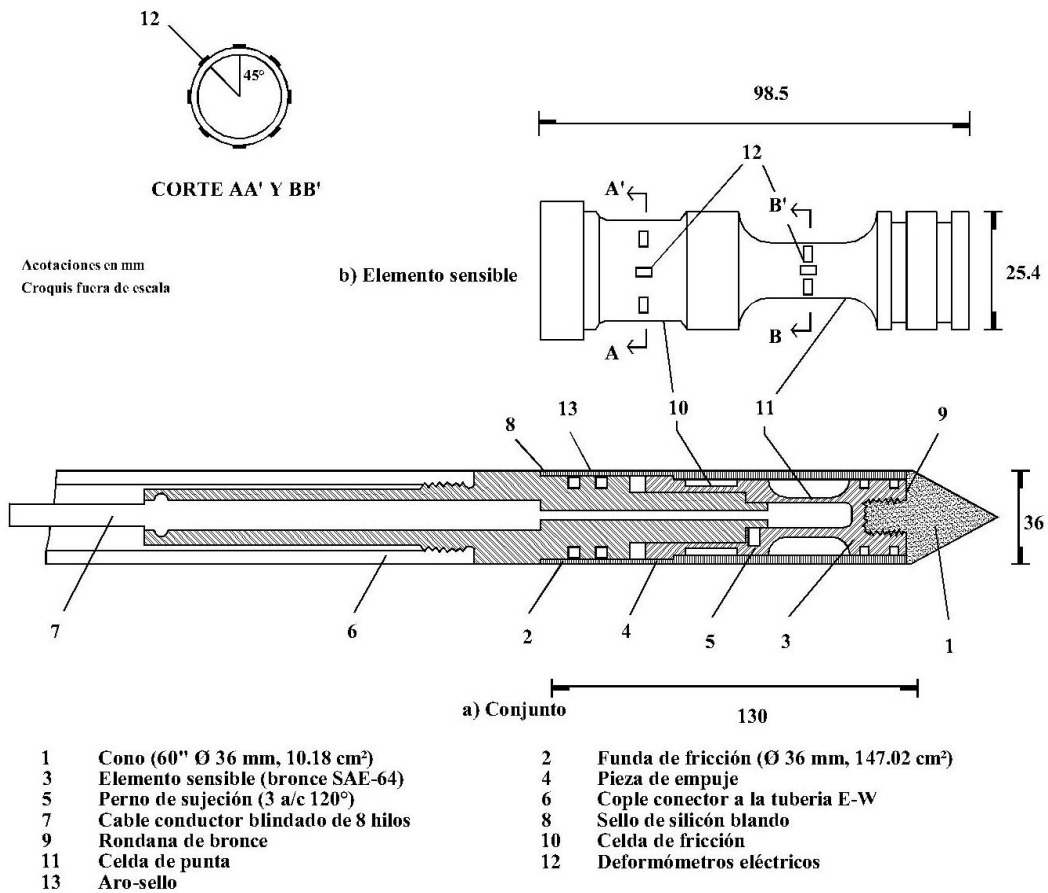


Figura 4.3. Cono eléctrico [Jaime y Jasso, 1991].

El sondeo de cono eléctrico, más que un método de exploración, es una técnica de medición directa; por lo tanto, es importante obtener resultados con suficiente precisión, para que la interpretación estratigráfica, y las correlaciones con los parámetros de resistencia al corte y de deformabilidad sean confiables. Para este fin, se requiere ejecutar la prueba con el debido cuidado, evitando los errores inducidos por operaciones incorrectas, así como detectando y corrigiendo a tiempo las deficiencias a los sistemas de medición e hincado.

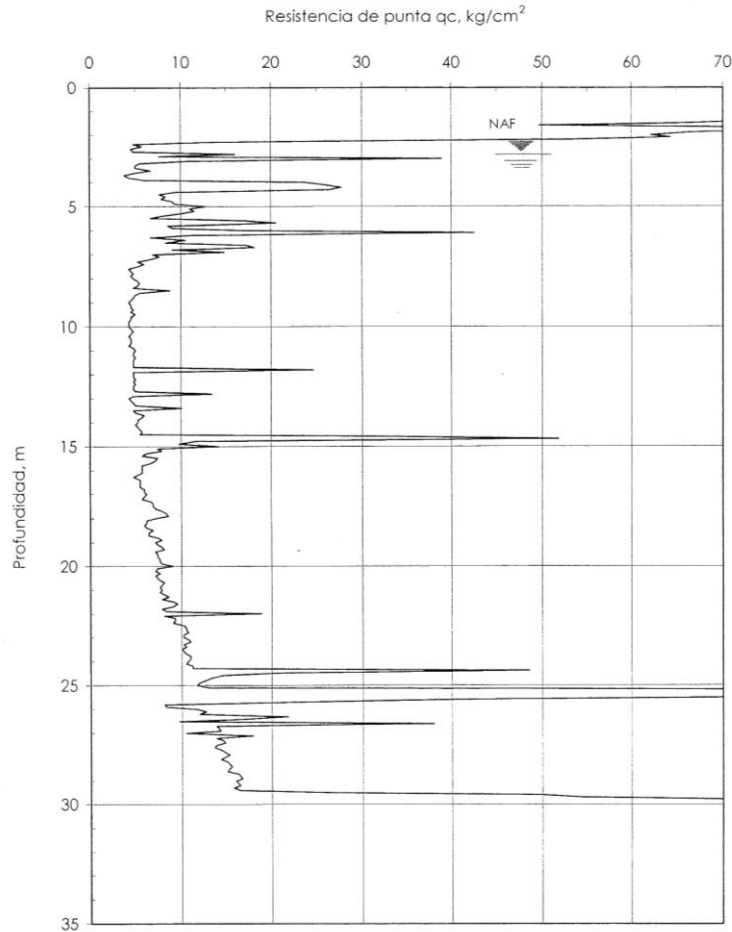


Figura 4.4. Perfil de cono eléctrico [Pérez, 2003].

4.2.2. Métodos indirectos

◆ Métodos geofísicos

Es posible determinar la estratificación de suelos y rocas por métodos geofísicos, los cuales miden los cambios en ciertas características físicas de estos materiales, por ejemplo, magnetismo, densidad, capacidad resistiva eléctrica, elasticidad o una combinación de estas propiedades. Sin embargo, el valor de estos métodos para la ingeniería de cimentaciones es limitado ya que sólo registran cambios en la estratificación cuando las capas tienen propiedades geofísicas apreciablemente diferentes, y la única información útil que proporcionan es el nivel de las interfases entre los varios estratos [Tomlinson, 1996].

Los métodos de exploración geofísica aplicables en geotecnia se basan en la medición de la variación de la velocidad de propagación de ondas sísmicas o de la resistividad eléctrica



(poco confiable) de los suelos, y mediante su interpretación y correlaciones se deducen las características estratigráficas, posición del nivel freático y posibles tipos y propiedades de suelos y rocas. Estos métodos se utilizan para obtener información preliminar del subsuelo, para complementar la información geológica y para reducir el número de sondeos.

- a) Resistividad eléctrica
- b) Refracción sísmica
- c) Reflexión sísmica
- d) Magnetismo

El **método de la resistividad eléctrica** hace uso de las diferencias en la resistencia eléctrica o conductividad entre un tipo de suelo o roca y otro.

Se pasa una corriente eléctrica a través de la tierra entre un par de electrodos (electrodos de corriente), y se mide la caída de potencial mediante un par de electrodos internos conocidos como electrodos de potencial. Los cuatro electrodos están distribuidos a espacios iguales en una línea recta de manera que al variar el espacio la profundidad de penetración de la corriente puede modificarse.

Los **métodos sísmicos** se basan en el hecho de que los suelos y rocas presentan diferencias en la velocidad de propagación de las ondas a través de ellos. Así, cuando se activa una carga explosiva al nivel de la tierra o en una perforación, las ondas viajan en todas direcciones a partir del punto de la explosión y se refractan y reflejan por los diferentes estratos. Viajan a una mayor velocidad en rocas y suelos altamente consolidados que a través de los depósitos con revestimientos sueltos. Por lo tanto, la naturaleza y profundidad de un estrato puede deducirse al medir con un sismómetro o sismógrafo el tiempo que tardan las ondas en llegar a un punto de la superficie.

El **método de refracción sísmica** resulta más adecuado para los propósitos de ingeniería civil en exploración superficial que la técnica de la reflexión, la cual se limita en los sondeos sísmicos convencionales a profundidades mayores que los 100 mm.

Los **métodos magnéticos** se basan en la medición de la variación en intensidad del campo magnético de la Tierra. Se han usado, pero no siempre con éxito, para trazar la localización de cavidades subterráneas ocultas como cráteres de hundimiento o excavaciones mineras en desuso.

En resumen, el uso de estos métodos no es, hasta el momento, amplio en las investigaciones de ingeniería de cimentaciones ya que con ellos se carece de una

correlación entre las mediciones de estas características del suelo y ciertos parámetros del mismo como la fuerza cortante, la compresibilidad y la identificación y clasificación de suelos. Sin embargo, hay campo para su desarrollo, especialmente en las investigaciones del terreno en aguas profundas, en las cuales resulta difícil obtener información con los métodos convencionales [Tomlinson, 1996].

4.2.3. Ensayes in situ

◆ Prueba de permeabilidad Lefranc

La prueba de permeabilidad Lefranc consiste en inyectar o extraer agua a través de un tramo de la perforación con una carga hidráulica relativamente pequeña, equivalente a la gravedad. La medida del gasto de la carga que lo origina permite calcular el coeficiente de permeabilidad k . La carga hidráulica puede ser constante o variable según el tipo de material. En general en suelos permeables ($k > 10^{-4}$ cm/seg), la prueba se hace de inyección y carga constante. En suelos, poco permeables ($k < 10^{-4}$ cm/seg), la prueba se hace de carga variable ya sea por extracción o inyección.

Esta prueba permite determinar la permeabilidad local en materiales granulares tales como limos, areniscas y rocas muy intemperizadas y fisuradas.

El análisis matemático está basado en que si una cavidad formada en un medio granular casi homogéneo dentro de un manto acuífero, se somete a una sobrepresión o depresión (H) respecto al nivel estático del manto, el gasto (Q) que fluye de la cavidad, está ligado con la carga (H) por medio de la siguiente relación $Q = CKH$ en la que K es el coeficiente de permeabilidad del material y C otro coeficiente que se desprende de la forma de la cavidad.

En la prueba de inyección de carga constante se introduce un gasto constante, Q , para mantener el nivel del agua dentro del sondeo estabilizado a una altura h_m . Por lo tanto el gasto inyectado en el terreno será: $Q = Q_1 - Q_2$ (Figura 4.5).

El coeficiente de permeabilidad se calcula con la fórmula:

$$k = \frac{Q}{C \times h_m} \quad (4.5)$$

Donde:

k coeficiente de permeabilidad, en m/s
 Q gasto inyectado, en m³/s



- h_m carga hidráulica correspondiente al gasto Q , por encima del nivel estático, en m
- C coeficiente de forma, en m: $C = \frac{2\pi L}{\ln\left(\frac{2L}{d}\right)}$
- L longitud del tramo ensayado
- d diámetro de la perforación

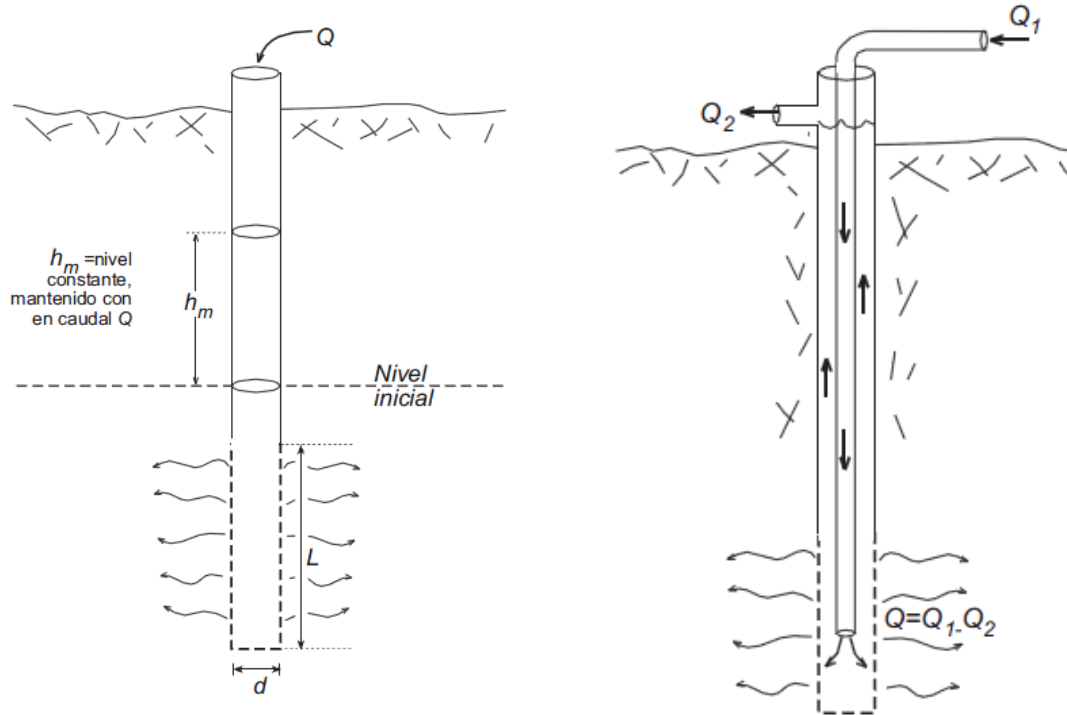


Figura 4.5. Ensayo Lefranc con nivel constante [Sánchez, 2011]

En la prueba de carga variable, ya sea extracción o de inyección, se hace subir el nivel hasta una altura h_0 , y posteriormente medimos dos niveles, h_1 y h_2 , entre las que ha transcurrido un tiempo t .

El coeficiente de permeabilidad se calcula con la fórmula:

$$k = 2.3CA \frac{\log\left(\frac{h_1}{h_2}\right)}{t_2 - t_1} \quad (4.5)$$

Donde:

- k coeficiente de permeabilidad, en m/s
- h_1 carga en el instante t_1 , en m
- h_2 carga en el instante t_2 , en m
- A área efectiva de la sección transversal de la tubería, en m^2
- L longitud del tramo ensayado
- t_1 y t_2 tiempos correspondientes a h_1 y h_2 , en s

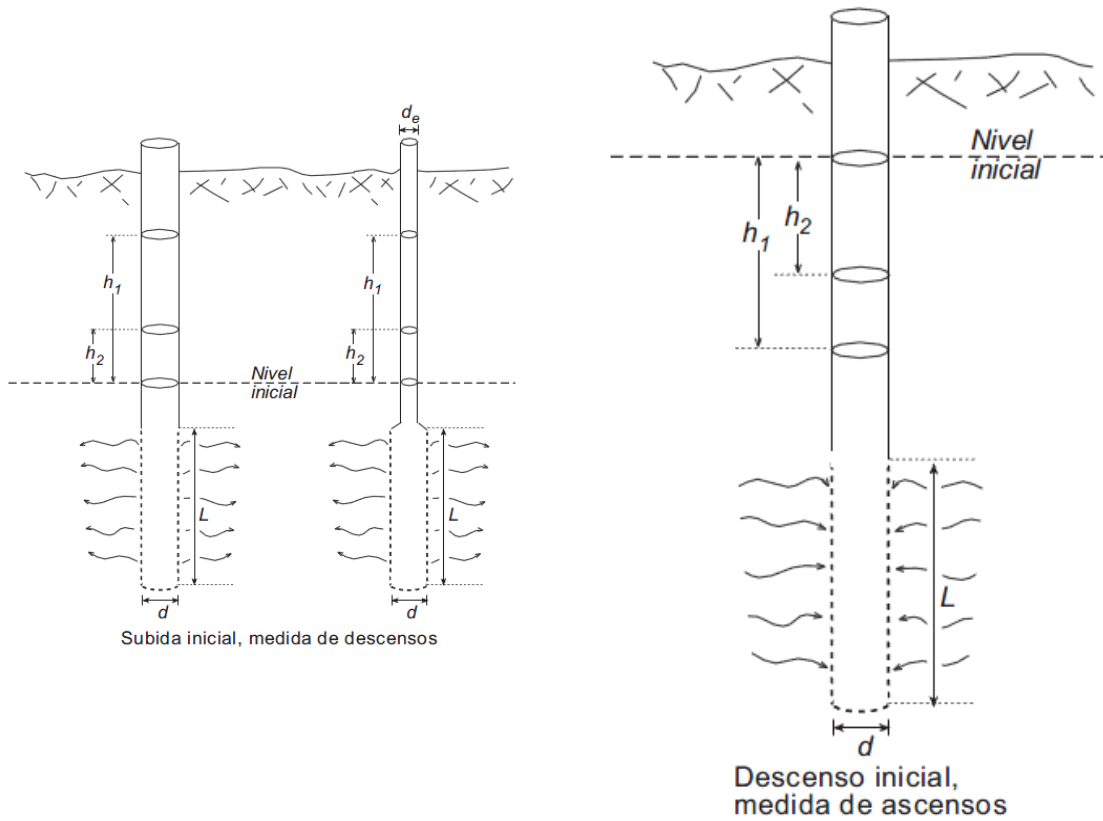


Figura 4.6. Ensayo Lefranc con nivel variable [Sánchez, 2011]

4.2.4. Pruebas dinámicas

◆ Sonda suspendida

Consiste en una prueba in-situ que permite medir las velocidades de propagación de ondas de corte (V_s) y ondas de compresión (V_p) (Kitsunezaki, 1980). El dispositivo para la medición consiste de una sonda con una longitud aproximada de 5 m, en la que están



integradas una fuente de perturbación mecánica, tipo martillo, y elementos receptores, llamados geófonos (Figura 4.5).

Durante las mediciones, la sonda se conserva sumergida en lodo bentonítico, que es el medio transmisor por el que viajan las ondas y llegan a las paredes de la perforación. De la distancia entre la fuente y los receptores, y el tiempo de arribo de un tren de ondas, se determinan las velocidades correspondientes.

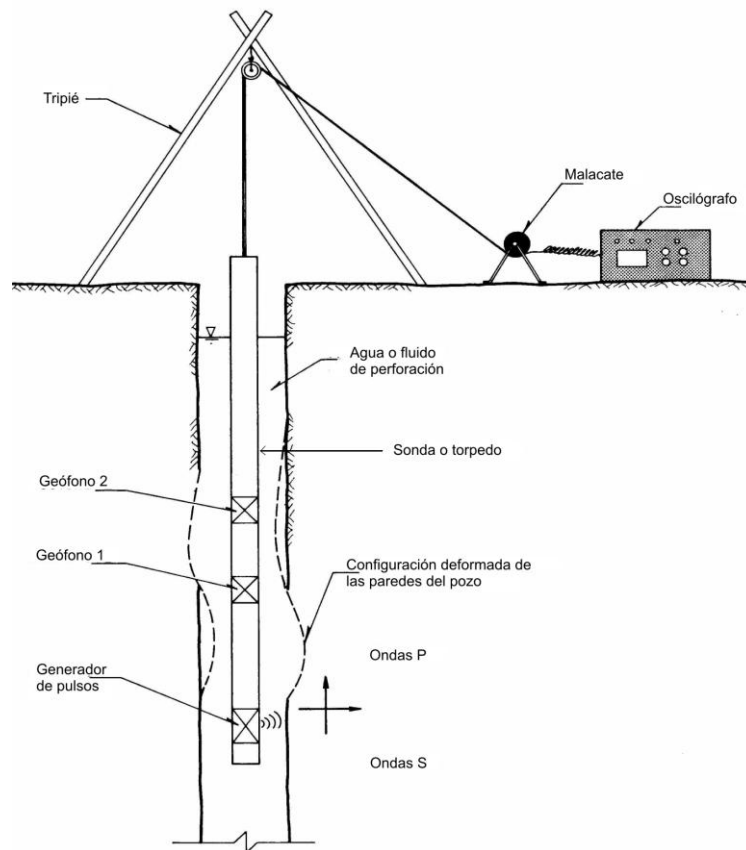


Figura 4.6. Diagrama esquemático del ensayo de sonda suspendida [Osorio, 2007]

◆ Sondeo de down-hole

Se le conoce también como ensayo "Seismic Down-Hole Survey". El procedimiento consiste en perforar un sondeo de 7.6 cm de diámetro hasta la profundidad de exploración requerida y proceder a colocar un ademe poco rígido. Posteriormente, se da la excitación en la superficie y se registra el tren de ondas generado, en sensores ubicados a varias profundidades. Comúnmente se utiliza como fuente de energía un impacto de martillo de 4.5 kg de peso sobre un bloque de concreto de aproximadamente 0.6 m de lado, empotrado

en la superficie del suelo o una placa de acero o madera estabilizada por algún peso que puede ser la rueda de un camión u otro sistema. Es conveniente generar ondas de compresión y de corte para la determinación de V_p y V_s . Las ondas de compresión pueden ser generadas por un impacto de martillo vertical sobre una placa en la superficie, y la onda de corte por un impacto horizontal. Se recomienda golpear en un extremo de la placa y después en el otro para polarizar las ondas y así lograr una mejor identificación de la onda de corte. La recepción de la señal se hace mediante un transductor tridimensional sujeto a la pared de la perforación. Este transductor consta de un geófono vertical y dos geófonos horizontales ortogonales, colocados a diferentes profundidades durante el ensayo (Figura 4.7) [Taboada, 1987].

Los geófonos están conectados a un equipo de registro colocado en la superficie, el cual grafica el tren de onda generado. El procedimiento se repite de cada 1.5 a 3 m, hasta la profundidad final.

Este método proporciona valores promedio de la velocidad de propagación de onda entre la excitación y los sensores. Una vez conocido el tipo de onda generado, el tiempo que toma para llegar a los geófonos, la distancia entre estos y la fuente generadora de energía, se puede determinar la velocidad de propagación de onda en el material y ésta se utiliza para calcular las propiedades dinámicas.

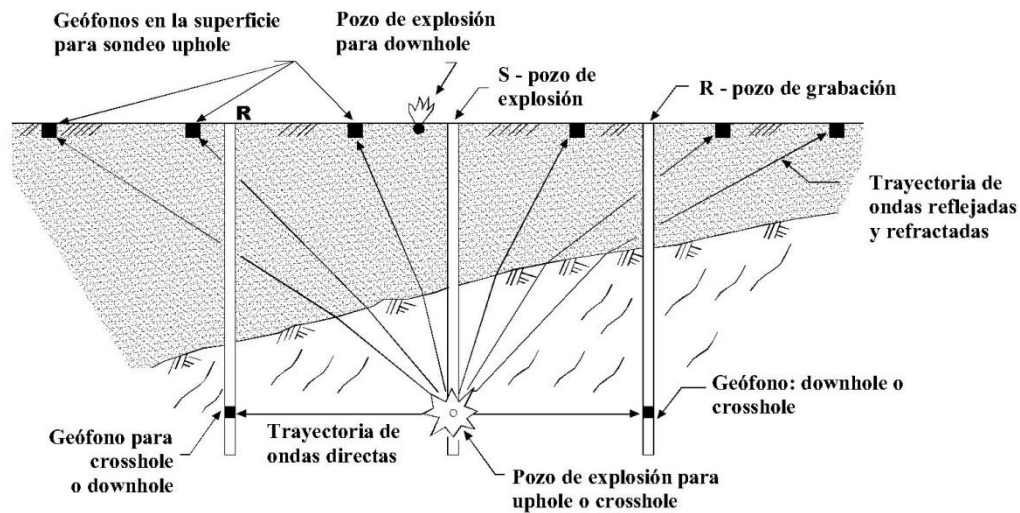


Figura 4.7. Sondeo down-hole, up-hole y cross-hole [Hunt, 2007].



◆ Sondeo de up-hole

En este ensaye, que también se denomina "Seismic Up-Hole Survey", se utiliza una perforación y varios geófonos ubicados en la superficie (Figura 4.7). La excitación se da a distintas profundidades en el pozo y se registra en la superficie. La fuente de energía puede ser una pequeña carga explosiva colocada en la perforación llena de lodo o un impulso mecánico realizado en una perforación seca. Debido a la similitud en la forma de generar las ondas con el cross-hole ambos métodos se pueden realizar simultáneamente.

La prueba up-hole es más práctica que las otras dos, ya que se puede aprovechar como fuente generadora de ondas el muestreador de penetración estándar (SPT), es decir, mientras se hace la exploración geotécnica de un sitio se puede al mismo tiempo realizar el ensaye dinámico.

◆ Sondeo de cross-hole

Conocido también como ensayo "Seismic Cross-Hole Survey", en este método se requieren de un mínimo de dos pozos [Taboada, 1987].

El método consiste en medir la velocidad de propagación de ondas de cuerpo (P o S) entre dos puntos de la masa de suelo. Conocido el tiempo de registro y el espaciamiento entre los sondeos e identificado el tipo de onda generada, se determina la velocidad de propagación correspondiente. También es útil para la medición de la variación del módulo al esfuerzo cortante, G , con la profundidad.

En una perforación se localiza la fuente generadora de energía y en otra (s) se recibe la señal por medio de geófonos, ambos colocados a la misma profundidad. Las ondas pueden ser generadas por una pequeña explosión o un impulso mecánico en la perforación. Este último es el más simple y se ha visto que golpear una barra hueca o tubo dentro de un pozo, produce una excitación que consiste de ondas P y S polarizadas en dirección vertical SV; estas últimas excitan las partículas de suelo en el sentido vertical mientras viajan en dirección horizontal. La perturbación en el sondeo fuente también se puede realizar mediante el penetrómetro del ensaye de penetración estándar (SPT). Cada vez que el martillo de 63.5 kg de peso golpea el penetrómetro, produce una señal eléctrica que dispara el osciloscopio, al mismo tiempo se dispara el registro de las trazas de los geófonos receptores que se encuentran colocados a la misma profundidad de la perturbación.

La distancia entre los dos pozos debe ser determinada cuidadosamente, ya que esta interviene directamente en la estimación de la velocidad de onda. En sondeos profundos

debe buscarse que la verticalidad de los pozos tenga poca desviación, esto puede verificarse con un inclinómetro. El sistema de registro puede ser un osciloscopio, capaz de detectar los tiempos de arribo con precisión de 0.2 milisegundos. Este tipo de ensaye tiene la ventaja de generar predominantemente ondas de cortante.

4.3. Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar serán las que se indican en la Tabla 4.2. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicados en esta tabla no liberará al Director Responsable de la Obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales, y principalmente en terrenos afectados por irregularidades, serán generalmente muy superiores a las indicadas en la Tabla 4.2.

Para la aplicación de la Tabla 4.2, se tomará en cuenta lo siguiente:

Tabla 4.2. Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo.

a) Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras	
Son de esta categoría las edificaciones que cumplen con los siguientes tres requisitos:	
Peso unitario medio de la estructura	$w \leq 40 \text{ kPa (4 t/m}^2\text{)}$
Perímetro de la construcción:	
$P \leq 80 \text{ m}$	en las Zonas I y II; o
$P \leq 120 \text{ m}$	en la Zona III
Profundidad de desplante	$D_f \leq 2.5 \text{ m}$
Zona I	
<ol style="list-style-type: none"> 1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras irregularidades. 2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. 3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de 	



presión mayor de 80 kPa (8 t/m²), el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

Zona II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 50 kPa (5 t/m²), bajo zapatas o de 20 kPa (2 t/m²), bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

Zona III

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
2. Pozos a cielo abierto complementados con exploraciones más profundas, por ejemplo con posteadora, para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
3. En caso de considerarse en el diseño de cimiento un incremento neto de presión mayor de 40 kPa (4 t/m²), bajo zapatas o de 15 kPa (1.5 t/m²) bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

b) Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas

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

Peso unitario medio de la estructura	$w > 40 \text{ kPa (4 t/m}^2\text{)}$
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	$D_f > 2.5 \text{ m}$

Zona I

1. Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras

oquedades.

2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

Zona II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme 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, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

Zona III

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio 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 mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme 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, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.



- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura, w , la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, y en particular en unidades habitacionales, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la Tabla 4.2) será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar en el estrato incompresible al menos 3 m y, en su caso, en las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, y en particular en unidades habitacionales, deberán realizarse exploraciones suficientemente profundas para poder estimar los asentamientos inducidos por la carga combinada del conjunto de las estructuras individuales.
- c) Los procedimientos para localizar rellenos artificiales, galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos, incluyendo los geofísicos, solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.
- d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:
 - 1. Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o compacidad de los materiales superficiales de la zona I y de los estratos resistentes de las zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua y otras propiedades índice. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.
 - 2. Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas.

3. Sondeos consistentes en realizar, en forma continua o selectiva, una determinada prueba de campo, con o sin recuperación de muestras. La prueba podrá consistir en medir:
 - El número de golpes requeridos para lograr, mediante impactos, cierta penetración de un muestreador estándar (prueba SPT) o de un dispositivo mecánico cónico (prueba dinámica de cono).
 - La resistencia a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar (prueba estática de cono o prueba penetrométrica). Al ejecutar este tipo de prueba de campo, deberán respetarse los procedimientos aceptados, en particular en cuanto a la velocidad de penetración, la cual estará comprendida entre 1 y 2 cm/s.
 - La respuesta esfuerzo–deformación del suelo y la presión límite registradas al provocar en el sondeo la expansión de una cavidad cilíndrica (prueba presiométrica). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable para determinar las características de los suelos firmes de la zona I o de los estratos duros de las zonas II y III.
 - La resistencia al cortante del suelo (prueba de veleta o similar). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable a los suelos blandos de las zonas II y III.
 - La velocidad de propagación de ondas en el suelo. Se podrá recurrir a ensayos de campo para estimar el valor máximo del módulo de rigidez al cortante, G , a partir de la velocidad de propagación de las ondas de corte, V_s , que podrá obtenerse de ensayos geofísicos de campo como los de pozo abajo, pozo arriba, el ensayo de cono sísmico, el de sonda suspendida o el ensayo de pozos cruzados. En este tipo de pruebas es recomendable emplear un inclinómetro para conocer y controlar la posición de los geófonos para el registro de vibraciones y la de la fuente emisora de vibraciones.

Estos sondeos podrán usarse para fines de verificación estratigráfica, con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor. Sus resultados también podrán emplearse para fines de estimación de las propiedades mecánicas de los suelos siempre que se cuente con una calibración precisa y reciente del dispositivo usado y se disponga de correlaciones confiables con resultados de pruebas de laboratorio establecidas o verificadas localmente.

4. Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.



Asimismo, se podrán utilizar para obtener muestras en las capas duras de las zonas II y III.

5. Sondeos de percusión o de avance con equipo tricónico o sondeos con variables de perforación controladas, es decir sondeos con registros continuos de la presión en las tuberías o mangueras de la máquina de perforar, de la velocidad de avance, de la torsión aplicada, etc. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

4.4. Comparativa

Práctica de la Ingeniería Civil	Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias
<p>Los trabajos de campo comprenden la ejecución de sondeos de exploración y muestreo, cuyas características, tipo, número, profundidad y distribución, se fijan de acuerdo a las características del proyecto, al conocimiento general del subsuelo y a los resultados que vayan obteniéndose conforme avanza la exploración. Los trabajos de campo también incluyen mediciones y pruebas en sitio.</p> <p>En función de las características del subsuelo y del tipo de información requerida, las muestras de los suelos pueden ser representativas o inalteradas. Las primeras involucran una alteración de la estructura del suelo, pero sin cambios en sus partes constitutivas ni en algunas de sus propiedades índice; en las segundas la muestra conserva, con bajo grado de alteración, la estructura del suelo y sus propiedades índice.</p> <p>Los tipos de sondeo más comúnmente utilizados en los estudios de cimentación</p>	<p>Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:</p> <ol style="list-style-type: none">a) Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar.b) Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III.c) Sondeos consistentes en realizar, en forma continua o selectiva, una determinada prueba de campo, con o sin recuperación de muestras.d) Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.e) Sondeos de percusión o de avance con equipo tricónico o sondeos con variables de perforación controladas, es decir sondeos con registros continuos de la presión en las tuberías o mangueras de la máquina de perforar, de la velocidad de avance, de la

<p>son: pozos a cielo abierto, sondeos de penetración estándar, sondeos de muestreo inalterado, sondeos a rotación con barril muestreador provisto con broca de diamante y sondeos de exploración sin muestreo.</p> <p>Entre las mediciones de campo se incluyen: determinación de la resistencia a la penetración, peso volumétrico de suelos superficiales, profundidad y fluctuación del nivel de aguas freáticas, magnitud y distribución de las presiones de poro (piezometría), investigación de mantos colgados, valores de la resistencia al corte de suelos blandos (prueba de veleta), pruebas de carga para determinar relaciones carga-deformación o directamente la capacidad de carga de un tipo determinado de cimentación, pruebas de permeabilidad.</p>	<p>torsión aplicada, etc. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.</p>
--	--

4.5. Resumen y conclusiones

En México los métodos de exploración y muestreo de suelos más empleados hasta la década de los setentas fueron el sondeo de avance con el uso de brocas de golpe o tricónicas y recuperación de muestras en canal, la penetración estándar, el muestreo con tubos shelby de 3" y 4", el barril Denison, muestreadores con camisas de bronce o de latón y, desde luego, pozos a cielo abierto. También se habían usado esporádicamente métodos geofísicos como el de refracción total y métodos geoeléctricos y gravimétricos [*Marsal y Mazari, 1969*]. En algunas ocasiones se empleó la veleta mecánica y posteriormente eléctrica para suelos blandos [*Santoyo, 1969*], el cono mecánico y sondeos de cono perdido hincado a percusión.

En las NTC se ha puesto énfasis en distinguir los diferentes tipos de sondeo y sus objetivos (recuperación de muestras alteradas o inalteradas, verificación stratigráfica, avance, etc.); ello permite una mejor comprensión y aplicación de los requisitos de exploración.

Para el caso, se dividieron las construcciones en sólo dos categorías: las ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras, y las pesadas, extensas o con excavaciones profundas; para hacer tal distinción se agregó al juicio basado en la magnitud de la presión



media y de la profundidad de desplante de la cimentación, el perímetro de la construcción. Así, las exploraciones mínimas procedentes se establecen para cada tipo de construcción y zona geotécnica.

En las NTC no se establece la profundidad de la exploración, pero es claro que ésta está en función del tipo de construcción y zona geotécnica, así como de las dimensiones en planta de aquella, de acuerdo a lo señalado en el subcapítulo 2.3 de las mismas [Arnal y Betancourt, 2005].



CAPÍTULO 5. TRABAJOS GEOTÉCNICOS DE LABORATORIO

En el laboratorio, las muestras de suelos, representativas e inalteradas, deben someterse a procedimientos de identificación y clasificación y a ensayos para cuantificar sus propiedades índice de interés, como lo son: contenido natural de agua, límites de consistencia, distribución granulométrica, grado de saturación, peso específico relativo, etc. En el caso de muestras inalteradas, hay que determinar también la relación de vacíos y el peso volumétrico de la masa.

De acuerdo a la guía propuesta, Capítulo 3 "Informe Geotécnico para Diseño y Construcción de Cimentaciones" se describen los trabajos geotécnicos de laboratorio.

5.1. Introducción

Esta sección debe explicar el tipo de prueba, los números de los ensayos que se llevaron a cabo y el número de referencia de la prueba correspondiente junto con la ubicación en el informe en el cual los resultados pueden encontrarse. Los resultados de la prueba deben ser presentados, junto con las tabulaciones de los resultados de todas las pruebas del mismo tipo y, en su caso, los resultados de los diferentes tipos de pruebas en el mismo material [AGS, 2003].

Cuando los ensayos químicos o microbiológicos a fin de determinar la presencia y la magnitud de cualquier contaminante se han realizado esto debe ser igualmente informado. Los resultados de la prueba deben ser reportados en una adecuada forma tabular, con el apoyo de una breve exposición del método límite de detección, la precisión de la prueba y una identificación del procedimiento de prueba.

Una vez integrados e interpretados los resultados de la exploración de campo y de los ensayos de laboratorio, habrá que definir con buena precisión el perfil estratigráfico y las

propiedades mecánicas de cada una de las formaciones que constituyan el subsuelo del predio en estudio.

Los trabajos de laboratorio se establecen para cumplir con dos objetivos esenciales: clasificar cuidadosamente los suelos encontrados y obtener sus parámetros de resistencia y deformabilidad para el diseño de la cimentación; para alcanzar estos propósitos, se realizan las pruebas índice y mecánicas.

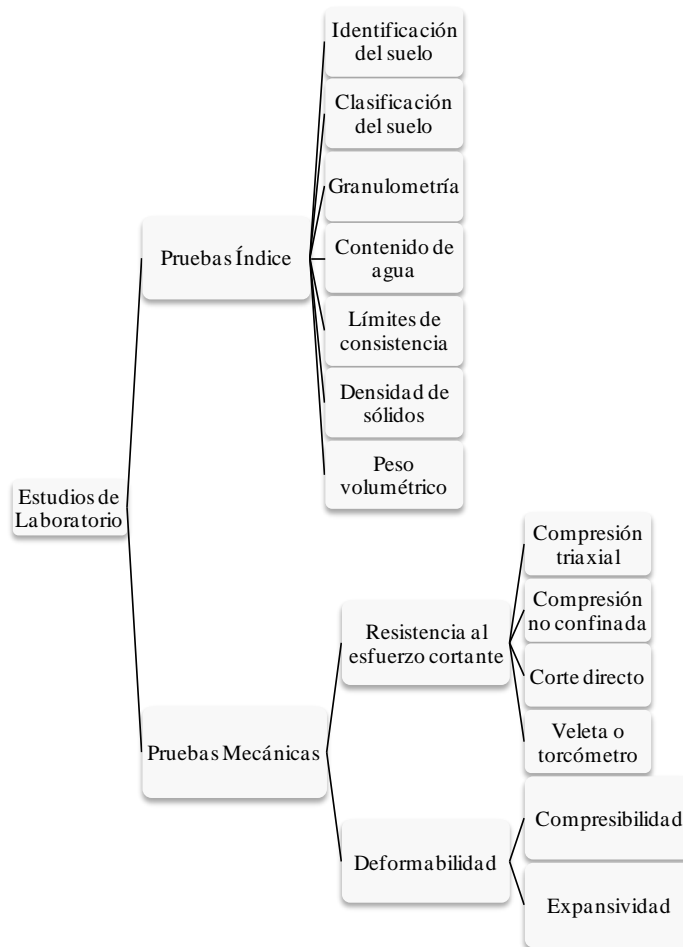


Figura 5.1. Estudios de laboratorio.

Las pruebas de mecánica de suelos relacionadas con la ingeniería de cimentaciones, son las siguientes [Tomlinson, 1996]:

- a) Identificación y clasificación del suelo
- b) Contenido de agua
- c) Límites líquido y plástico
- d) Granulometría y porcentaje de finos



- e) Compresión no confinada
- f) Compresión triaxial
- g) Veleta o torcómetro
- h) Consolidación
- i) Permeabilidad

5.2. Consideraciones en la práctica de la Ingeniería Civil

5.2.1. Pruebas índice de suelos en laboratorio

Para comenzar a entender el comportamiento de los depósitos de suelo es necesario analizar ciertas propiedades que funcionan como un "índice", o sea que proporcionan una idea del comportamiento del material en estudio en comparación con otro; por ejemplo, la cantidad de agua en su estructura, su densidad, etc. Un suelo comparativamente más húmedo que otro podría presentar menor resistencia o mayor deformabilidad que aquel [Rivera, 2004].

◆ Identificación y clasificación de suelo

La finalidad es obtener el color, la textura y la consistencia de las muestras alteradas e inalteradas recogidas en el terreno. Esto debe aparecer como tarea de rutina en las descripciones del ingeniero de campo o del encargado de las perforaciones. Estas pruebas permiten clasificar los suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

La principal base de criterio para identificar suelos finos en el campo es la investigación de las características de dilatancia, de tenacidad y de resistencia en estado seco, que se describen a continuación:

Dilatancia (reacción al agitado). Aproximadamente a 10 cm³ de suelo, se le agrega agua hasta que pierda su consistencia pegajosa y se forme una masilla, la que se coloca en la palma de la mano y se agita en forma horizontal, golpeando vigorosamente contra la otra mano, apareciendo agua en la superficie la que adquiere un aspecto lustroso. El agua y el lustre desaparecen al oprimir el suelo con los dedos.

La rapidez con la que aparece el agua en la superficie al agitar y desaparecer al oprimir, sirve para identificar al suelo, ya que las arenas presentan una reacción rápida, los limos una reacción moderada y las arcillas presentan una reacción muy lenta o no presentan ninguna reacción. Una reacción en menor escala que la de las arenas, correspondería a un

limo o limo arcilloso (reacción media). En cambio, cuando por completo no hay reacción indica una arcilla de alta plasticidad o materia orgánica.

Tabla 5.2a. Reacción al agitado (Dilatancia) [*Norma ASTM D2488–09a, 2010*].

Reacción:	Característica de:
Rápida	Arenas limosas, limos arenosos, limos poco plásticos.
Rápida a lenta	Suelos con pocos finos plásticos, limos de baja a media plasticidad.
Lenta	Suelos orgánicos de baja a media plasticidad, limos arcillosos de mediana plasticidad.
Muy lenta a nula	Arcillas arenosas, arcillas limosas, limos inorgánicos de alta plasticidad, arcillas de baja a media plasticidad, suelos orgánicos altamente plásticos.
Nula	Arcillas de alta y muy alta plasticidad, suelos arcillosos orgánicos de media a alta plasticidad.

Resistencia en estado seco (característica al rompimiento). Se prepara una pasta de suelo agregándose agua hasta alcanzar la consistencia de masilla, se moldea un cilindro de suelo de 2.5 cm de diámetro por 2.5 cm de altura, se seca con calentamiento directo en un horno, al sol o al aire y se prueba su resistencia al esfuerzo cortante, rompiéndola y desmoronándola entre los dedos, según el tipo de suelo, al secarse presenta un endurecimiento diferente y por lo mismo una resistencia al esfuerzo cortante diferente.

La resistencia al esfuerzo cortante en estado seco aumenta, conforme aumenta la plasticidad del suelo. La resistencia es mayor en las arcillas que en los limos y suelos orgánicos y mayor en los suelos compresibles que en los poco compresibles.

Tabla 5.2b. Resistencia en estado seco [*Norma ASTM D2488–09a, 2010*].

Descripción:	Característica de:
Nula a muy baja (se desmorona con los dedos)	Limos arenosos, limos de muy baja plasticidad.
Baja a media (se requiere algo de presión para desmoronar)	Limos de plasticidad media, limos orgánicos, limos arcillosos de baja a media plasticidad.
Media a alta (difícil de desmoronar con la sola presión de los dedos)	Arcillas limosas, arcillas de baja a media plasticidad, arcillas arenosas, arcillas orgánicas.
Alta a muy alta (muy difícil de romper manualmente)	Arcillas de alta plasticidad, arcillas orgánicas.

**Tabla 5.2c.** Plasticidad [*Norma ASTM D2488–09a, 2010*].

Descripción:	Índice plástico aprox.:
Nula	0
Ligera	Menor de 5
Baja	5–10
Media	10–20
Alta	20–40
Muy alta	Mayor de 40

Tenacidad (consistencia cerca del límite plástico). Con 10 cm³ de suelo, aproximadamente, se moldea un espécimen hasta formar una masilla que pierda su consistencia pegajosa y se lamine entre los dedos. Se hace un rollito de aproximadamente 3 mm de diámetro, rolando entre las palmas de las manos o sobre una superficie lisa, se amasa y se vuelve a rolar varias veces. Durante el procedimiento, el contenido de agua del espécimen se reduce gradualmente volviéndose quebradizo; es decir; que pierde su plasticidad y se desmorona cuando se alcanza el límite plástico.

Después de que el rollo se ha desmoronado, se juntan los pedazos y se amasan ligeramente entre los dedos, formando una bolita que se desmorone nuevamente.

El contenido de arcilla en un suelo, se identifica por una mayor consistencia del rollito y por la rigidez de la bolita al romperla entre los dedos.

Tenacidad:	Característica de:
Nula	Suelos con pocos finos plásticos, materiales con plasticidad nula a baja: arenas finas, arenas limosas, limos arenosos, limos de muy baja plasticidad.
Ligera	Suelos con materia orgánica de baja plasticidad.
Ligera a media	Limos inorgánicos de alta plasticidad. Suelos con materia orgánica de plasticidad media a alta.
Media	Suelos de baja a media plasticidad: arcillas arenosas, arcillas limosas, limos arcillosos, arcillas orgánicas de alta plasticidad.
Alta	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad.

◆ Clasificación de suelos según el S.U.C.S.

El sistema de clasificación de suelos que más usan los ingenieros especialistas en cimentaciones, fue elaborado por Arthur Casagrande para el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos. Primero se le llamó sistema de clasificación para aeropistas,

y su objetivo original era servir de ayuda en el proyecto y construcción de las aeropistas militares durante la Segunda Guerra Mundial. Después de la guerra fue adoptado con pequeñas modificaciones por el U. S. Army Corp of Engineers y por el U. S. Bureau of Reclamation con el nombre de *Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)* y su uso se extendió al campo de las presas de tierra, a las obras de navegación fluvial y marítima, a las carreteras, a las obras subterráneas y a las cimentaciones de puentes y edificios. En 1969, fue adoptado por la American Society for Testing and Materials (ASTM), convirtiéndose así en el método estándar de clasificación de suelos para obras de ingeniería, (Prueba D-2487 de la ASTM) [Peck et al., 2008].

El *SUCS* separa, a las partículas de suelo, por su tamaño, en dos grandes fracciones, utilizando para ello la malla N° 200 (0.075 mm de abertura). Las partículas retenidas en esta malla forman lo que se denomina la fracción gruesa, y las que pasan por ella, la fracción fina. [Tamez, E., 2001]. El sistema clasifica a los suelos finos (menores que la malla N° 200), principalmente con base en sus características de plasticidad. Los suelos gruesos (mayores que la malla N° 200), se clasifican sobre todo con criterio granulométrico, si bien son tomadas en cuenta también las características de plasticidad de su fracción fina [Rico y Del Castillo, 2006].

◆ *Suelos gruesos*

Los suelos de grano grueso se dividen en:

1. Gravas y suelos gravosos; símbolo G (gravel).
2. Arenas y suelos arenosos; símbolo S (sand).

Las gravas y las arenas se dividen separadamente en cuatro grupos:

- a. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado; símbolo W (well graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.
- b. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado; símbolo P (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.
- c. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos; símbolo M (del sueco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.
- d. Material con cantidad apreciable de finos plásticos; símbolo C (clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.



◆ **Suelos finos**

Los suelos finos se dividen en tres grupos:

1. Limos inorgánicos y suelos arenosos muy finos; símbolo M (del sueco mo y mjala).
2. Arcillas inorgánicas; símbolo C (clay).
3. Limos y arcillas orgánicas; símbolo O (organic).

Cada uno de estos tres grupos de suelos finos se subdivide de acuerdo al límite líquido en:

- a. Suelos finos con límite líquido de 50% o menos; es decir, de baja a mediana compresibilidad; símbolo L (low compressibility).
- b. Suelos finos con límite líquido mayor de 50%; es decir, de alta compresibilidad; símbolo H (high compressibility).

◆ **Suelos orgánicos**

Los suelos con elevada proporción de materia orgánica, usualmente fibrosos, como la turba y los fangos de muy alta compresibilidad, no se subdividen y se colocan en un grupo; su símbolo es Pt (del inglés peat, turba).

◆ **Granulometría y porcentaje de finos**

Es una forma de clasificación de pruebas en la cual se usan los análisis de tamiz (criba), o una combinación de éstos y el análisis de sedimentación o de hidrómetro para obtener curvas graduadas. Las curvas no tienen un valor directo para establecer la presión de carga permisible, por lo general la realización de este tipo de prueba no es necesaria en relación con ninguna investigación en arcillas o en caso de arenas y gravas cuando la excavación está por encima del nivel del agua (NAF).

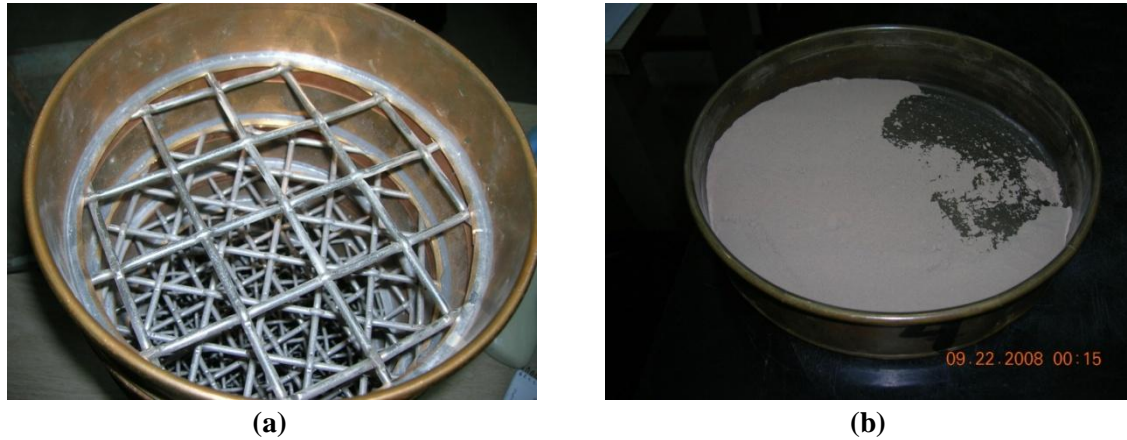


Figura 5.2. (a) Mallas para prueba de granulometría (b) Porciento de finos [Juárez, 2008]

◆ Contenido de agua

Una de las propiedades índice más importantes de los suelos finos es el contenido de agua. El contenido de agua (w) de un suelo cualquiera se expresa como la relación entre el peso de agua que contiene el suelo (W_w) y el peso del suelo seco (W_s), en %.

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (5.1)$$

El contenido de agua de una muestra de suelo se obtiene directamente por el siguiente método: se pesa el suelo natural; se seca en un horno; se pesa el suelo seco y por último se calcula el contenido de agua como diferencia entre los pesos inicial y seco, dividida por el peso seco [Lambe y Whitman, 2008].

Varía teóricamente de 0 a infinito, existen valores de 1,000% que se han medido en arcillas procedentes del Sureste de México. En la formación arcillosa superior del lago de Texcoco puede tener valores entre 150 y 500%, en la inferior entre 100 y 200%. Las arcillas de Xochimilco–Chalco tienen contenidos de agua variables entre 150 y 350% hasta 110 m de profundidad [Jaime, 1988].

◆ Límites de consistencia

◆ Límite líquido

El significado de los contenidos de agua que sirven de límite para cada estrato físico fue sugerido por primera vez por A. Atterberg en 1911. Por lo tanto, estos límites se conocen



comúnmente como límites de Atterberg, y las pruebas para determinarlos se llaman determinación de los límites de Atterberg.

La determinación del límite líquido se hace comúnmente, utilizando un aparato mecánico diseñado por A. Casagrande. Se coloca una muestra de suelo remoldeado en la copa, y se hace una ranura de 2 mm de ancho en su base, y de 8 mm de altura, en el centro de la pasta de suelo. Luego, el operador da vuelta a la manivela que levanta la copa a cierta altura de manera que el punto de contacto entre la copa y la base quede a un centímetro sobre la base. Desde esta posición la copa cae libremente. El suelo está en el límite líquido, si se requieren 25 golpes para hacer que los extremos inferiores de la ranura queden en contacto entre sí en una longitud de 13 mm. La humedad que tenga la muestra cuando se le da este número de golpes es el límite líquido.

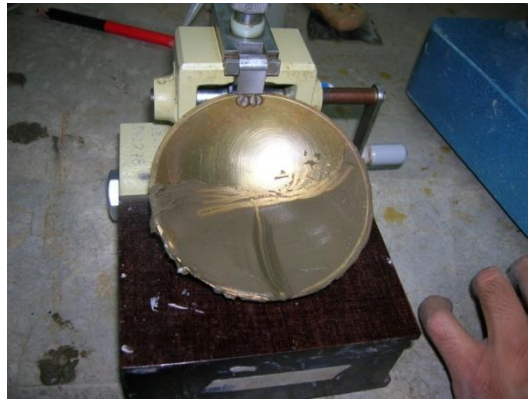


Figura 5.3. Obtención del límite líquido en laboratorio [Juárez, 2008]

◆ *Límite plástico*

La determinación del límite plástico se realiza formando cilindros delgados con una muestra de suelo plástico con un diámetro de 3 mm. Si el suelo no se desmorona, se recoge el cilindro, se vuelve a amasar y se rola de nuevo. Se repite este proceso hasta que el cilindro se comienza a desmoronar precisamente cuando adquiera el diámetro de 3 mm. a la humedad a la que se desmorone el cilindro se la define como límite plástico.



Figura 5.4. Obtención del límite plástico en laboratorio [Juárez, 2008]

◆ *Límite de contracción lineal*

El límite de contracción de un suelo se determina preparando una muestra de volumen conocido con una humedad superior al límite líquido, misma que se seca en un horno. Se miden el peso y el volumen de la muestra secada en el horno. Con estos datos y el contenido de agua inicial, se hace un cálculo de la humedad a la que la muestra seca estaría precisamente saturada. Se considera que esta humedad es el límite de contracción.

En los métodos estándar de la ASTM D-423, D-424 y D-427, se dan los procedimientos detallados para realizar las pruebas del Límite Líquido, el Límite Plástico y el Límite de Contracción.

◆ *Índice de plasticidad*

El índice de plasticidad (*IP*) se define como el intervalo de contenidos de agua correspondientes a los límites líquido y plástico, dentro del cual el suelo exhibe propiedades plásticas; su magnitud es un reflejo del contenido de arcilla coloidal del suelo fino. Con los datos de los límites líquido y plástico se calcula la diferencia entre ellos [CFE, 1980]:

$$IP = w_L - w_P \quad (5.2)$$

En un suelo formado totalmente por arcilla coloidal el índice de plasticidad es muy amplio, mientras que en un limo puro, carente de arcilla este índice es prácticamente nulo. En las arcillas del Valle de México el índice de plasticidad puede alcanzar valores mayores de 500% [Tamez, E., 2001].



Tanto el límite líquido w_L , como el índice de plasticidad IP , son utilizados en el SUCS para clasificar los suelos finos según su plasticidad, y estos parámetros se relacionan también con la compresibilidad, y el comportamiento mecánico.

◆ *Carta de plasticidad*

La interpretación de las pruebas de los límites líquido y plástico se facilita usando la *Carta de Plasticidad* desarrollada por A. Casagrande. En esta Carta (Fig. 5.1), las ordenadas representan valores del índice de plasticidad, y las abscisas, valores del límite líquido. La Carta se divide en seis regiones por la línea inclinada A que tiene por ecuación $IP = 0.73 (w_L - 20)$, y las dos líneas verticales $w_L = 30$ y $w_L = 50$. Todos los suelos representados por puntos arriba de la línea A son arcillas inorgánicas; la plasticidad varía de baja ($w_L < 30$) a alta ($w_L > 50$) con valores crecientes del límite líquido. Los suelos representados por puntos que quedan abajo de la línea A pueden ser limos inorgánicos, limos orgánicos, o arcillas orgánicas. Si son inorgánicos, se dice que son de compresibilidad baja, media o elevada, lo que depende de que su límite líquido sea inferior a 30, esté comprendido entre 30 y 50, o sea superior a 50. Si son limos orgánicos, están representados por puntos situados en la región correspondiente a un límite líquido entre 30 y 50 y, si son arcillas orgánicas, a un límite líquido superior a 50 [Peck et al., 2008].

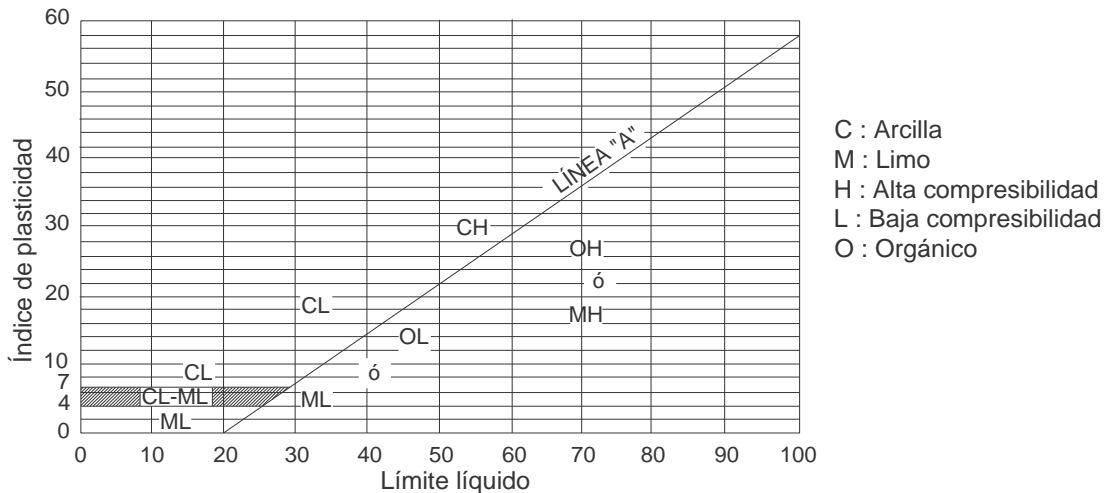


Figura 5.5. Carta de plasticidad para clasificación de los suelos de partículas finas en laboratorio [Lambe y Whitman, 2008].

◆ **Peso volumétrico**

El peso por unidad de volumen o *peso volumétrico* γ es una de las propiedades físicas más importantes de un suelo. Por ejemplo, deberá conocerse para poder calcular la presión de tierra o la producida por sobrecargas.

Por definición:

Peso volumétrico,

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (5.3)$$

En la que W es el peso total del suelo incluyendo el agua y V es el volumen total. Es conveniente indicar los valores especiales del peso volumétrico por medio de subíndices. Si el suelo está completamente saturado, es decir, si $V_g = 0$, su peso volumétrico se designa por γ_{sat} . Si el suelo está secado en el horno, su peso se indica con γ_d , llamándose peso volumétrico seco, y se define.

Peso volumétrico seco,

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (5.4)$$

◆ **Compacidad relativa**

La compacidad de un suelo no es sino otra forma de expresar la porosidad; a medida que la porosidad es menor, la estructura del suelo es más compacta y viceversa. La compacidad natural de un depósito de suelo granular ejerce gran influencia en sus propiedades mecánicas y por tanto, en el comportamiento del suelo como material de apoyo para una cimentación. En los suelos granulares gruesos (gravas y arenas) la compacidad se expresa en términos relativos, como un porcentaje de la condición más compacta que la estructura de cada suelo puede alcanzar. Terzaghi ha propuesto el concepto de grado de compacidad o compacidad relativa D_r , para medir tal condición. La compacidad relativa es definida por la siguiente expresión [Tamez, E., 2001]:

$$D_r (\%) = \frac{e_{m\acute{a}x} - e_{nat}}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \times 100 \quad (5.5)$$

Expresión en la que:

$e_{m\acute{a}x}$ es la relación de vacíos del suelo en su estado más suelto;



e_{\min} es la relación de vacíos del suelo en su estado más compacto; y
 e_{nat} es la relación de vacíos del suelo en su estado natural (*in situ*).

D_r se expresa usualmente como porcentaje. De acuerdo con esta ecuación, un valor de $D_r = 100\%$ significa que el suelo se encuentra en su estado más compacto; mientras que, cuando $D_r = 0\%$, está en su estado más suelto posible. Valores superiores al 50% suelen considerarse de un suelo compacto y este valor se menciona frecuentemente como límite de seguridad razonable en problemas prácticos, tales como cimentaciones en suelos gruesos, posibilidades de licuación de mantos de arena y limos no plásticos, etc. [Rico, *et al.*, 2006].

En la práctica, la compacidad relativa de los suelos granulares usualmente se juzga de manera indirecta mediante pruebas de penetración dinámica o estática y de carga, porque la medida directa de la relación de vacíos en el campo no resulta práctica. Sin embargo, si se conoce e , pueden determinarse los valores de e_{\max} y e_{\min} en el laboratorio [Peck, *et al.*, 2008].

La compacidad relativa es una propiedad de importancia fundamental en la capacidad de carga y el asentamiento de las cimentaciones y en la estabilidad de las excavaciones en depósitos de suelos granulares; cuando están bien graduados y compactos (y confinados) son excelentes materiales de cimentación. En contraste, cuando tienen una baja compacidad, como las arenas uniformes y sueltas de los depósitos de dunas, no solamente exhiben baja capacidad de carga, sino también alta compresibilidad y gran susceptibilidad al colapso brusco de su estructura por efectos de la saturación o del sismo [Tamez, *E.*, 2001].

◆ Pruebas de compactación

En el caso de suelos compactados, una forma de medir su compacidad es a través del concepto de grado de compactación o compactación relativa, CR , definida como:

$$CR(\%) = \frac{\gamma_{dcom} - \gamma_{d\min}}{\gamma_{d\max} - \gamma_{d\min}} \times 100 \quad (5.6)$$

Siendo: $\gamma_{d\max}$ el peso específico seco del suelo en su estado más compacto; $\gamma_{d\min}$ el peso específico seco del suelo en su estado más suelto; y γ_{dcom} el peso específico seco del suelo compactado en el campo (*in situ*).

La necesidad de un método para definir el grado de compactación condujo, a principios de la década de los treinta, a la elaboración en California de un método de prueba para la

compactación en el laboratorio (Proctor, 1933). Esta prueba ha sido perfeccionada y estandarizada por la ASTM y la AASHTO (ASTM título D-698 o método AASHTO T-99).

◆ **Proctor estándar**

El aparato comúnmente usado (Figura 5.4), consta de un cilindro metálico que tiene un volumen de 944 cm^3 y un diámetro interior de 10.2 cm, en combinación con un pisón metálico con un peso de 2.495 kg y una cara circular de 5.1 cm de diámetro. El suelo se coloca en el cilindro en tres capas aproximadamente iguales. Cada capa se compacta con 25 golpes de pisón dejándolo caer libremente desde una altura de 30.5 cm. (En una alternativa del procedimiento se permite el uso de un molde que tiene un diámetro de 15.2 cm con un volumen de 2124 cm^3 ; se aplican 56 golpes del martillo estándar a cada una de las tres capas). Después de la compactación, el suelo se enrasa respecto a la parte superior del cilindro y se determina el peso del suelo contenido en el recipiente. Luego se extrae una muestra de en medio del cilindro compactado de suelo para determinar la humedad.

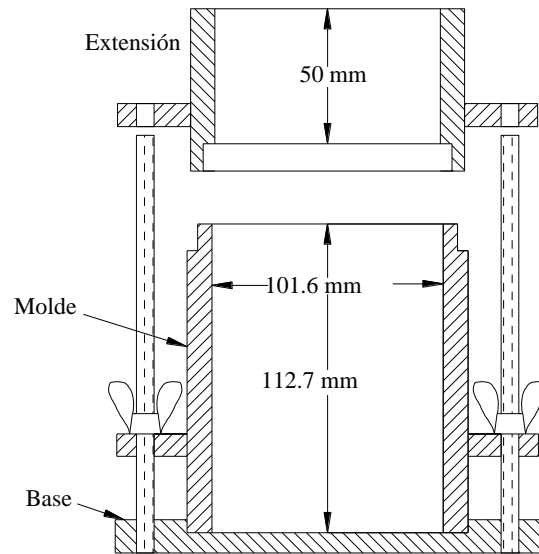


Figura 5.6. Dimensiones y partes del molde tipo Proctor.

Con el peso y el volumen del suelo del recipiente, se calcula el peso volumétrico γ del suelo. Sin embargo, la medida de la compactación, es el peso volumétrico seco γ_d , es decir, el peso por metro cúbico de los componentes sólidos del suelo que están en el recipiente. Los valores de γ_d se determinan para una serie de muestras de suelo, cada una de las cuales tiene una humedad inicial diferente. Ordinariamente, las primeras determinaciones se hacen con el suelo bastante seco; las determinaciones sucesivas se hacen con suelos



progresivamente más húmedos, hasta que el peso del suelo húmedo que puede introducirse en el molde alcanza un máximo y comienza a decrecer.

Los resultados se representan con curvas de compactación en las que la γ_d para cada determinación, se dibuja contra el valor correspondiente de la humedad de moldeo w . A la abscisa del punto máximo de la curva de compactación le denominó humedad óptima w_{opt} , y a la ordenada se le designa como peso específico o volumétrico seco máximo $\gamma_{m\acute{a}x}$. En términos generales, al aumentar la energía de compactación para un mismo suelo, aumenta su peso volumétrico óptimo y disminuye su humedad óptima.

◆ *Proctor modificada*

En la prueba Proctor modificada, el procedimiento experimental es el mismo que en la prueba Proctor estándar. Sin embargo, la energía de compactación es distinta, ya que la altura y el peso del pisón varían. La cara del pisón tiene las mismas dimensiones, pero su peso se ha aumentado a 4.53 kg y la altura de caída a 45.7 cm. Además, el suelo se compacta con 25 golpes en cada una de cinco capas, en lugar de tres.

5.2.2. Pruebas mecánicas

◆ **Prueba de compresión no confinada**

El objetivo primario del ensayo de compresión no confinada es obtener rápidamente un valor aproximado de la resistencia a la compresión de los suelos que tienen suficiente cohesión para ser sometidos a dicho ensayo.

Es el tipo más sencillo para medir la fuerza cortante. Este tipo de prueba no se puede realizar en suelos de baja cohesión o en arcillas y limos, muy blandos para mantenerse firmes en la máquina sin colapsarse antes de que la carga sea aplicada.

◆ **Prueba de compresión triaxial**

El objetivo de un ensayo triaxial consiste en determinar la relación esfuerzo–deformación y la resistencia al corte que el suelo tiene o tenía antes de ser extraído del subsuelo, o bien, para otro estado de esfuerzos previstos [*Norma Mexicana NMX-C-432-ONNCCE-2002*].

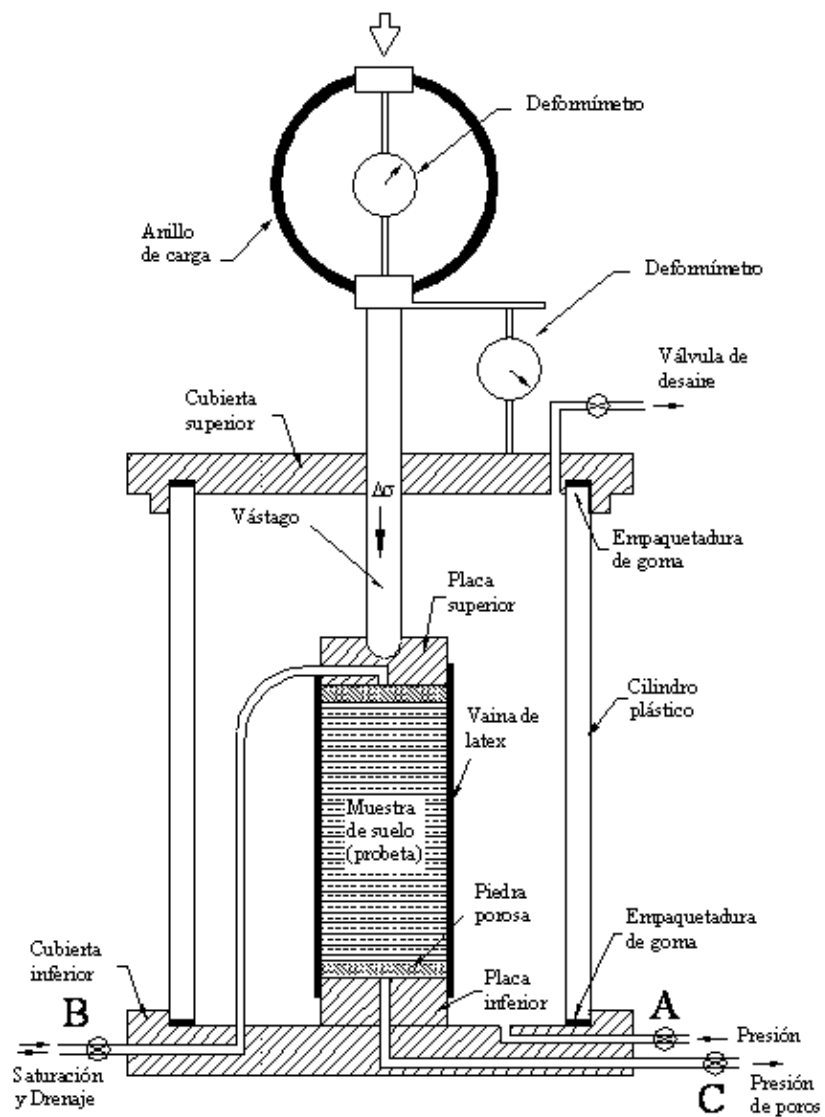
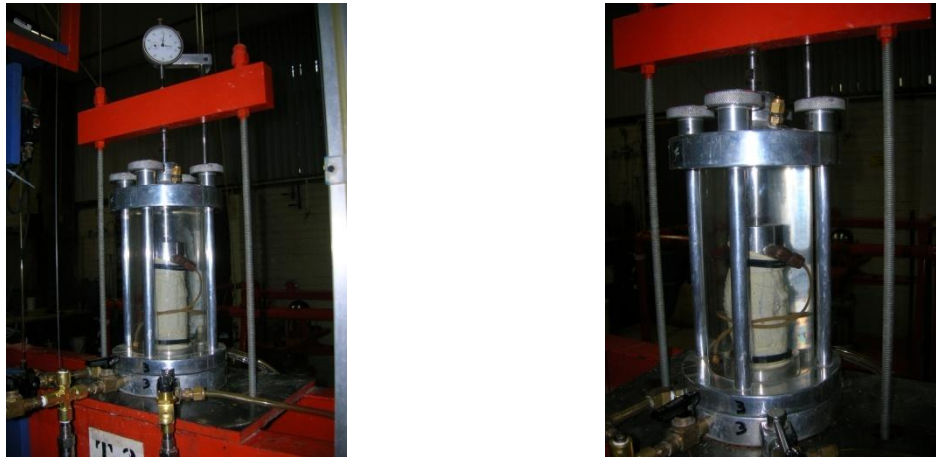


Figura 5.7. Partes de la cámara triaxial



Para conocer el comportamiento del material, en diversos estados, es necesario para los análisis de estabilidad de cortinas y bordos, cortes, cimentaciones, etc., es necesario llevar a cabo distintos ensayos de compresión triaxial que enseguida se listan:

- a) Prueba no consolidada no drenada (UU)
- b) Prueba consolidada no drenada (CU)
- c) Prueba consolidada drenada (CD)

Prueba no drenada. Se impide que el espécimen se drene durante la aplicación de la presión completa o del esfuerzo desviador, con lo cual se evita que la presión de poro se disipe en alguna fase de la prueba.

Prueba consolidada–no drenada. Permite que el espécimen se drene mientras se aplica la presión completa; de esta manera se deja que el espécimen se consolide totalmente en esta etapa de la prueba. El drenado se impide durante la aplicación de la fuerza desviadora.

Prueba drenada. Permite el drenado del agua de los poros del espécimen, mientras dure la etapa de consolidación bajo la presión completa, como durante la aplicación de la fuerza desviadora.

Para la realización del ensayo triaxial se utiliza una muestra cilíndrica, cuyas dimensiones típicas oscilan en un diámetro entre 35 mm y 75 mm y una relación de altura a diámetro de 2 a 2.5. Dicha muestra es sometida a presiones laterales de un fluido, generalmente agua, por lo cual es protegida con una membrana impermeable. La muestra cilíndrica se coloca en el interior de una cámara hermética (lucita) con el objeto de lograr el debido confinamiento. En los extremos de la probeta se colocan piedras porosas que se pueden comunicar al exterior para drenar la muestra si se desea, y sobre éstas una placa que permita la aplicación de carga axial por medio de un vástago; al aplicar dicha carga durante un ensayo, puede ocurrir un cambio en el volumen del espécimen o medirse una presión de poro inducida.

◆ *Prueba triaxial no consolidada no drenada (UU)*

Para la realización de este tipo de prueba, una probeta cilíndrica, inalterada o reconstruida, se sujeta a una presión de confinamiento en la cámara triaxial, y posteriormente se somete a esfuerzo cortante en compresión a una tasa constante de deformación axial, sin que haya drenaje o consolidación en ninguna etapa del ensayo. Por medio de esta prueba, se mide la resistencia al esfuerzo cortante no drenada del suelo, S_u y se establecen sus relaciones esfuerzo–deformación. La resistencia a compresión del suelo se determina en términos de

esfuerzos totales, por lo que el resultado de resistencia depende de la presión de poro desarrollada durante la carga. Si el espécimen está 100% saturado, la consolidación no puede ocurrir cuando se aplica la presión de confinamiento, ni durante la etapa de corte, ya que no se permite el drenaje. Con base en lo anterior, si varios especímenes del mismo material son ensayados, y si todos ellos tienen aproximadamente el mismo contenido de agua y relación de vacíos, tendrán aproximadamente la misma resistencia al esfuerzo cortante no drenada. La envolvente de falla de Mohr–Coulomb será usualmente una línea recta horizontal sobre el rango completo del esfuerzo de confinamiento aplicado al espécimen.

◆ *Prueba triaxial consolidada no drenada (CU)*

La parte inicial de este ensaye es similar a la del ensaye CD en cuanto a que se le permite al espécimen consolidarse bajo la carga de presión de confinamiento. Sin embargo, la etapa de aplicación del esfuerzo cortante ocurre con las líneas de drenaje cerradas, por lo que se desarrolla presión de poro. Por medio de esta prueba se pueden determinar los esfuerzos totales y efectivos y la compresión axial, midiendo la carga axial, deformación axial y la presión de poro del agua; asimismo, proporciona información útil en la determinación de las propiedades de resistencia y deformación de suelos cohesivos tales como envolventes de resistencia de Mohr–Coulomb y módulo de Young, para lo cual generalmente son ensayados 3 especímenes a diferentes esfuerzos efectivos de confinamiento para definir la envolvente de falla. La resistencia al esfuerzo cortante de un suelo saturado en compresión triaxial depende de los esfuerzos aplicados, tiempo de consolidación, tasa de deformación y la historia de esfuerzos experimentada por el suelo.

◆ *Prueba triaxial consolidada drenada (CD)*

En este tipo de prueba, se permite que el espécimen se consolide completamente en la etapa de la aplicación de la presión de confinamiento, previo a la realización de la aplicación del cortante. Durante el corte, la carga se aplica a una tasa lo suficientemente lenta para permitir el drenaje del agua de poro y evitar que se presente presión de poro. La característica importante de esta prueba es que los esfuerzos aplicados a la muestra son efectivos, lo cual permite la evaluación de parámetros de resistencia de esfuerzos efectivos tales como c' y ϕ' . Este ensaye modela la condición a largo plazo (drenada) del suelo.

◆ **Prueba de la veleta o torcómetro**

Se aplica más a las condiciones de campo que de laboratorio. Sin embargo, la prueba de la veleta o torcómetro de laboratorio tiene una aplicación útil cuando se obtuvieron muestras no alteradas de arcillas muy blandas y limos y donde resulta imposible preparar



especímenes, debido a su soldadura, de los tubos para pruebas de fuerza cortante usando la máquina para prueba triaxial o no confinada.

◆ Pruebas de consolidación

Las pruebas de consolidación se realizan con objeto de obtener información sobre los dos aspectos: La relación entre reducciones de relación de vacíos y presiones efectivas aplicadas, obtenida durante la prueba, permite estimar los asentamientos totales que pueden esperarse en una obra dada. Por otra parte, la relación deformación contra tiempo, obtenida para un incremento de carga dado durante la prueba, permite, por medio de la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi, prever la evolución de los asentamientos con el tiempo.

Se usan para calcular la magnitud y el rango de consolidación del suelo bajo las cimentaciones. La prueba se describe como una prueba de consolidación unidimensional debido a que la muestra se encierra en un anillo de metal y la carga se aplica sólo en una dirección. A partir de los resultados se obtiene el coeficiente de consolidación C_v , el cual, en condiciones favorables de suelo, posibilita el cálculo del rango de asentamientos de la estructura a escala natural. Los datos de carga y asentamiento obtenidos a partir del ciclo completo de carga y descarga se usan para trazar una relación presión–vacío de la cual se deriva el coeficiente de compresibilidad del volumen (m_v). Éste se utiliza para calcular la magnitud de asentamiento de consolidación debajo de cualquier carga dada.

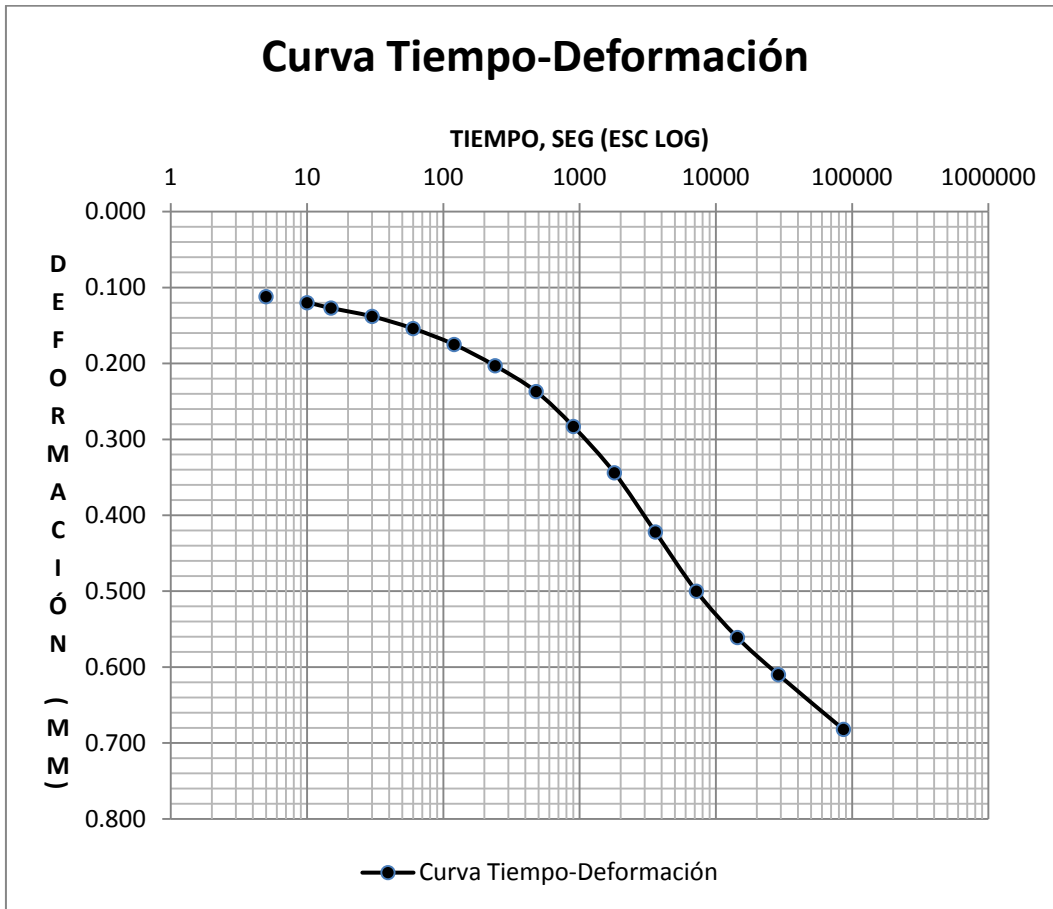


Figura 5.8. Curva de consolidación

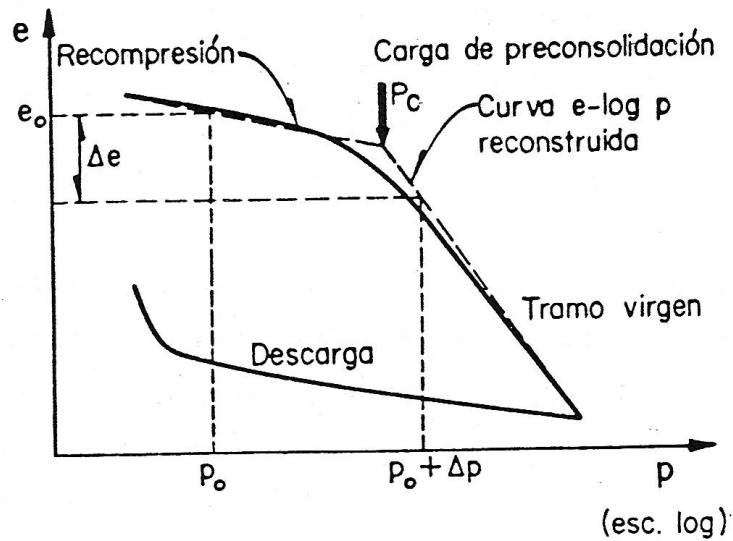


Figura 5.9. Curva de compresibilidad

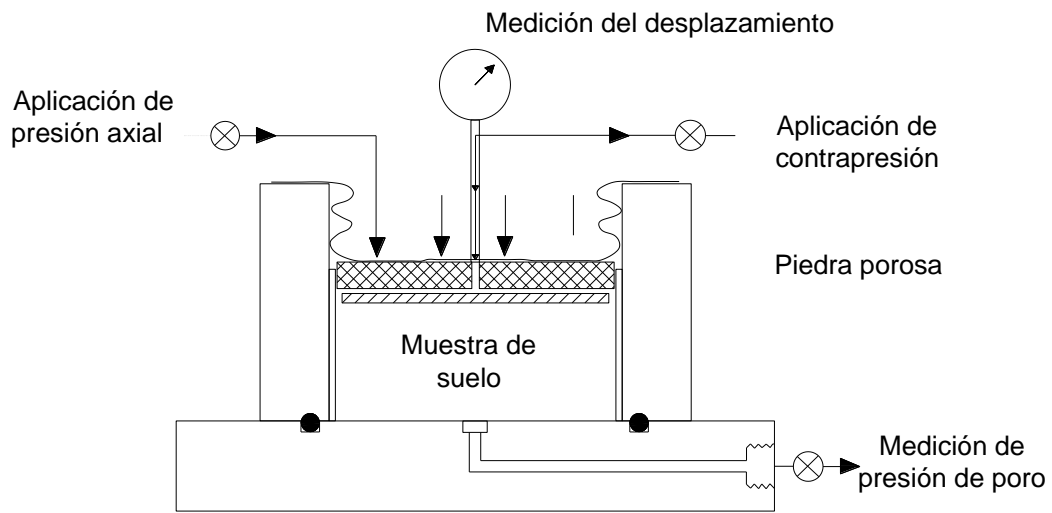
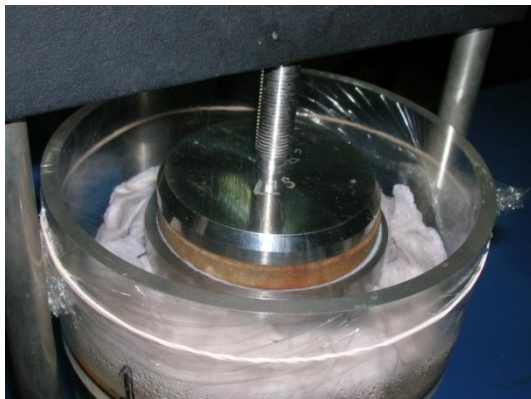


Figura 5.10. Consolidómetro



(a)



(b)



(c)

Figura 5.11. (a) Muestra de suelo (b) Consolidómetro (c) Carga incremental [Juárez, 2008]

◆ **Pruebas para determinar la permeabilidad**

Las pruebas de permeabilidad en las muestras de suelo se hacen usualmente con un permeámetro de carga variable o con uno de carga constante.

El de carga constante da resultados seguros en materiales muy permeables como las arenas y gravas limpias. El valor de k se calcula por medio de la ecuación

$$k = \frac{QL}{hAt} \quad (5.7)$$

En la que Q es el volumen de agua de descarga; L la longitud de la muestra en la dirección del flujo; A el área de la sección transversal de la muestra; h la carga hidráulica y t el tiempo. Todas estas cantidades se miden en la prueba.

El permeámetro de carga variable es más adecuado para probar materiales de baja permeabilidad, debido a que las dimensiones del aparato pueden ajustarse de manera que las medidas de carga y de tiempo puedan efectuarse con gran precisión dentro de una amplia variación de los valores del coeficiente de permeabilidad. El valor de k puede calcularse con las cantidades medidas durante la prueba, por medio de la ecuación

$$k = 2.3 \frac{aL}{At} \log_{10} \frac{h_0}{h_1} \quad (5.8)$$

En esta ecuación, a es el área de la sección transversal del tubo de descarga, L es la longitud de la muestra, A es el área de la sección transversal de la muestra, t es el tiempo, y h_0 y h_1 son las cargas hidráulicas original y final, respectivamente.



Figura 5.11. Prueba de permeabilidad [Juárez, 2008]



Al efectuar pruebas de permeabilidad, el técnico debe tener el cuidado de saturar completamente la muestra, y asegurarse de que no se desprenden en el agua burbujas de aire durante la prueba. Las burbujas de aire tapan los huecos disminuyendo así la permeabilidad. A lo sumo, las pruebas de laboratorio para determinar la permeabilidad en muestras pueden servir solamente de base para hacer una tosca estimación de la permeabilidad en un depósito de suelo grueso, basada en la granulometría puede ser con frecuencia tan útil como los resultados de las pruebas de laboratorio.

5.2.3. Pruebas dinámicas

La selección del tipo de ensaye de laboratorio a utilizar para obtener las propiedades dinámicas de un suelo, depende del problema específico en cuestión y del nivel de deformaciones angulares esperado. En la tabla siguiente se presentan las técnicas de laboratorio para obtener las propiedades dinámicas de los suelos.

Tabla 5.3. Determinación de las propiedades del suelo de interés en un análisis dinámico [Modificado de *Jaime, 1980*].

Propiedad	Tipo de ensaye	Tipo de suelo	Método de prueba recomendable
Módulo de cortante G	Campo	Cualquiera	Geofísico
	Laboratorio	Cualquiera	Triaxial, corte simple, columna resonante
Amortiguamiento	Laboratorio	Cualquiera	Triaxial, columna resonante
Relación de Poisson ν	Campo	Cualquiera	Geofísico
	Laboratorio	Cualquiera	Triaxial, normalmente se estima
Resistencia estática	Laboratorio	Cohesivo	Compresión no-confinada
Compacidad relativa	Campo	Granular	Penetración estándar
	Laboratorio	Granular	"Muestra inalterada" si es posible

Tabla 5.4. Técnicas de laboratorio para obtener propiedades dinámicas de suelos [Jaime, 1980].

Ensaye	Módulo G	Módulo E	% de amortiguamiento crítico	Comportamiento bajo carga cíclica
Columna resonante	×	×	×	
Triaxial cíclica		×	×	×
Corte simple cíclico	×		×	×

◆ Ensaye de columna resonante

El equipo dinámico de columna resonante se utiliza para determinar el módulo de rigidez al cortante dinámico, G , y la relación de amortiguamiento λ , y la variación de éstos con la deformación angular γ , requeridas (10^{-5} a $10^{-2}\%$). Permite ensayar probetas de suelos granulares o friccionantes [Flores, 2002].

El ensaye se realiza en un espécimen cilíndrico de suelo de 3.60 de diámetro y 9 cm de altura, bajo vibración forzada torsional. Esto se logra al aplicar una fuerza de torsión y se hace variar la frecuencia de excitación, hasta alcanzar la frecuencia de resonancia. La resonancia es la condición en la que la amplitud de vibración de respuesta del espécimen de suelo es máxima.

El aparato consiste en una cámara triaxial a cuyo vástago de carga se le aplica un giro $\Delta\theta$ pequeño, el cual se transmite a la muestra de suelo previamente colocada en la cámara, y consolidada a la presión confinante deseada. Una vez girado el vástago se libera para observar la forma en que regresa a su posición original. Si el suelo fuera un material con amortiguamiento mayor que el crítico, el vástago recobraría su posición original sin oscilar. Sin embargo, el caso general es que se presenten oscilaciones que disminuyen de amplitud con el tiempo hasta llegar a cero. La vibración se registra con un dispositivo eléctrico o mecánico [Jaime, 1980].

En la Figura 5.10 se presenta esquemáticamente el equipo. Esta cuenta con tres sensores: uno de desplazamiento, el cual mide el desplazamiento axial de la probeta durante el ensaye; uno de presión, para registrar los esfuerzos que se aplican al espécimen en las etapas previas al ensaye (confinante y contrapresión) y la presión de poro que se genera en la etapa de prueba; y un acelerómetro, que mide la aceleración del sistema.

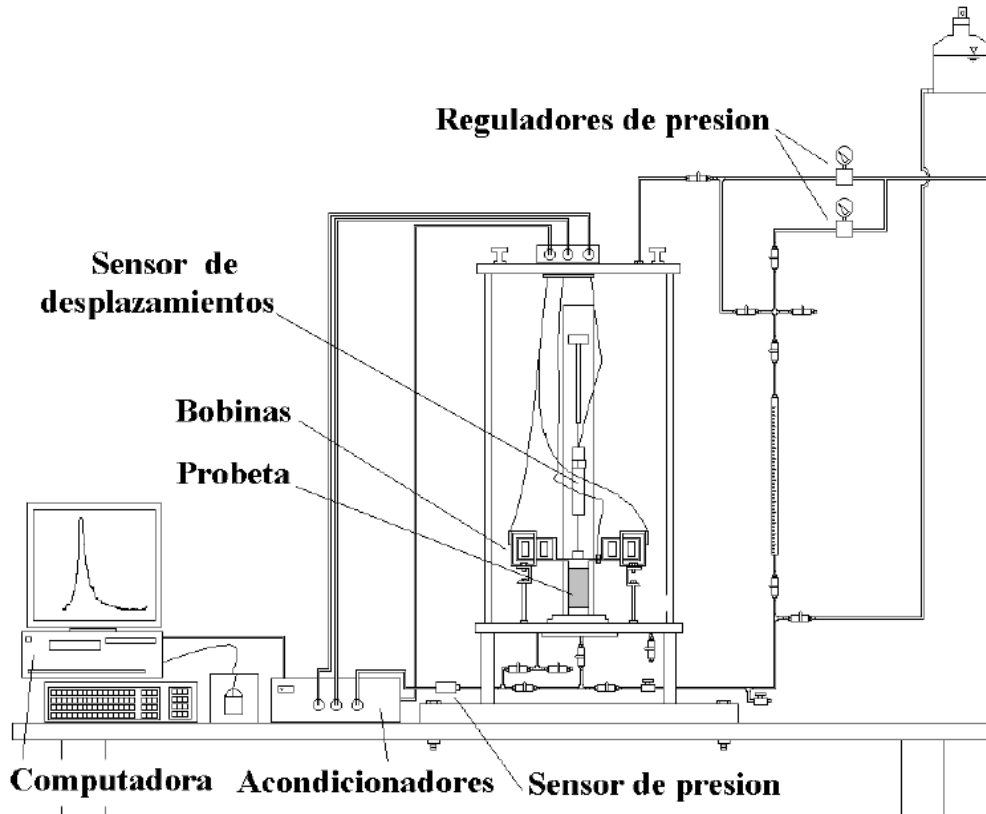


Figura 5.10. Esquema del equipo dinámico de columna resonante [Flores, 2002]

◆ Péndulo de torsión

Este ensaye consiste en someter un espécimen cilíndrico de suelo a un impulso que le provoque una vibración torsional libre.

Consiste en una cámara triaxial modificada, que permite someter la muestra a diferentes presiones de confinamiento, σ_c , esto lleva al conocimiento de la variación del módulo G , con la presión de confinamiento. Un vástago, unido firmemente a un brazo horizontal, atraviesa la tapa de la cámara y transmite la vibración torsional libre a la cabeza de la muestra.

◆ Ensaye triaxial cíclico

El ensaye triaxial cíclico tiene como finalidad obtener la curva de degradación del módulo de rigidez y el incremento del amortiguamiento para niveles de deformación angular entre 10^{-3} a 10% (prácticamente en la falla).

El ensaye triaxial cíclico consiste en colocar una muestra de suelo en una cámara triaxial y consolidarla a la presión confinante deseada. Posteriormente se aplica un esfuerzo desviador cíclico (esfuerzo controlado), σ_{dc} , o una deformación axial cíclica (deformación controlada) con una forma de onda conocida (normalmente cuadrada o senoidal) a la frecuencia deseada (generalmente uno o dos Hz) [Jaime, 1980].

En el caso de la prueba cíclica con esfuerzo controlado, la fuerza inducida en el espécimen y su deformación axial se detectan utilizando transductores de fuerza y de desplazamiento (LVDT). También es posible medir la variación de la presión de poro con un transductor de presión. Asimismo, se puede conocer el porcentaje de amortiguamiento crítico λ . Por lo general la prueba triaxial cíclica se realiza con esfuerzo controlado.

De acuerdo con la forma en que se aplique el esfuerzo desviador cíclico, σ_{dc} , el ensaye triaxial se puede llevar a cabo de distintas maneras: a) en compresión solamente, con el espécimen sujeto a confinamiento hidrostático o anisotrópico; y b) en compresión y extensión, bajo confinamiento hidrostático o anisotrópico.

Con la prueba triaxial cíclica en sus distintas variantes, además de G y λ , se puede determinar el número de ciclos de esfuerzo desviador cíclico, σ_{dc} , de magnitud conocida para inducir la falla en un espécimen de suelo o la combinación de esfuerzos estáticos y cíclicos más desfavorables.

La Figura 5.11 muestra un esquema de una cámara triaxial cíclica. El sistema utilizado en esta prueba está compuesto por una cámara cilíndrica de lucita en la que se coloca la probeta de suelo, este equipo cuenta con tres transductores: uno de desplazamiento, el cual mide el desplazamiento axial de la probeta durante el ensayo; dos de presión, uno para registrar los esfuerzos que se aplican al espécimen y otro para medir la presión de poro que se genera en la etapa de prueba. Además está provisto de un conjunto de acondicionadores de señal y una computadora que tiene integrada una tarjeta de adquisición de datos.

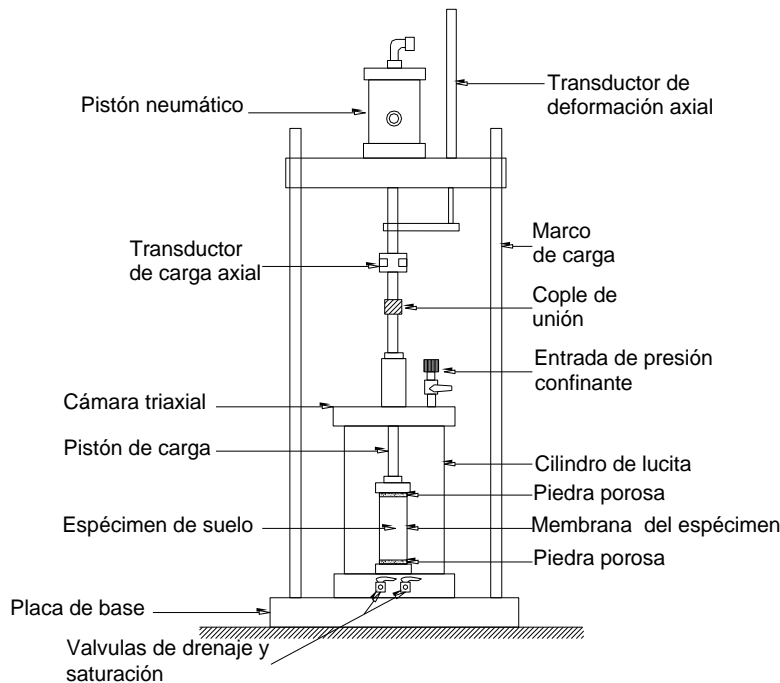


Figura 5.11. Cámara triaxial cíclica [Osorio, 2007]

◆ Corte simple cíclico

El ensayo de corte simple cíclico consiste en aplicar una fuerza cortante cíclica a una muestra de suelo, cilíndrica o de sección rectangular, envuelta con una membrana, que a su vez es confinada por un resorte plano o un recipiente de paredes móviles. En algunos casos la membrana se refuerza con un helicoide de alambre de acero, con el paso de la hélice prácticamente cerrado.

En el aparato de corte simple cíclico del Instituto de Ingeniería, a la muestra de suelo se le aplica un esfuerzo vertical, σ_v , para consolidarla; posteriormente, a través de la tapa del espécimen, la probeta se somete a una fuerza cortante cíclica, usando el gato neumático. Durante la prueba se mide la fuerza cortante, el desplazamiento horizontal y la presión de poro. De esta manera se puede determinar el módulo G y el porcentaje de amortiguamiento crítico λ [Jaime, 1980].

La prueba de corte simple cíclico induce deformaciones angulares al espécimen de suelo mayores de $10^{-2}\%$. Una limitación del ensayo es que el estado de esfuerzos desarrollado en el espécimen no es totalmente de corte simple.

5.2.4. Resultados de las pruebas de laboratorio

No es necesaria una descripción extensa de los resultados de las pruebas. Se debe limitar a una mención breve de los diferentes tipos de prueba que fueron realizados y hacerse énfasis en cualquier resultado poco común o de especial importancia. Para detalles de los resultados, se debe dirigir al lector a una tabla de resultados con gráficas y diagramas de pruebas tales como el análisis granulométrico y porcentaje de finos, la compresión triaxial (círculos de esfuerzo de Mohr) y pruebas de consolidación (curvas de esfuerzo–deformación y curvas de compresibilidad). El procedimiento de la prueba se debe describir sólo en caso de pruebas no estándar que se hayan diseñado especialmente para la investigación.

5.3. Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias

◆ **Sub–Capítulo 2.4 Determinación de las propiedades en el laboratorio [GDF–RCDF, 2004]**

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos, se harán por lo menos dos clasificaciones y determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad a esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos de laboratorio aceptados. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje, trayectorias de esfuerzos, y variación de carga que se desean evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de tres pruebas de resistencia y dos de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Para determinar en el laboratorio las propiedades dinámicas del suelo, y en particular el módulo de rigidez al cortante, G , y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al



crítico, ξ , a diferentes niveles de deformación, podrán emplearse los ensayos de columna resonante o el de péndulo de torsión, el ensaye triaxial cíclico o cíclico torsionante, o el de corte simple cíclico. Los resultados de estos ensayos se interpretarán siguiendo métodos y criterios reconocidos, de acuerdo con el principio de operación de cada uno de los aparatos. En todos los casos, se deberá tener presente que los valores de G y ξ obtenidos están asociados a los niveles de deformación impuestos en cada aparato y pueden diferir de los prevalecientes en el campo.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y el control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compacidad relativa.

5.4. Comparativa

Práctica de la Ingeniería Civil	Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias
<p>En el laboratorio, las muestras de suelos, representativas e inalteradas, deben someterse a procedimientos de identificación y clasificación y a ensayos para cuantificar sus propiedades índice de interés, como lo son: contenido natural de agua, límites de consistencia, distribución granulométrica, grado de saturación, peso específico, etc. En el caso de muestras inalteradas, hay que determinar también la relación de vacíos y el peso volumétrico de la masa.</p> <p>En probetas labradas de las muestras inalteradas, o construidas reproduciendo la estructura del suelo en el lugar, se determinan los parámetros de resistencia al corte (“cohesión” y “ángulo de fricción interna”) y las características de</p>	<p>Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos aceptados para este tipo de pruebas.</p> <p>Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad a esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos de laboratorio aceptados.</p>

<p>compresibilidad. Ocasionalmente, se realizan ensayos para medir su permeabilidad.</p>	
<p>En suelos identificados como susceptibles de expansión o colapso al saturarse, se requieren, además, ensayos que permitan cuantificar la presión de expansión, la deformación por expansión o colapso y la pérdida de resistencia al corte.</p>	

5.5. Resumen y conclusiones

En las NTC-1977 se señalaban cuáles eran las propiedades índice y mecánicas de interés, mencionándose también detalles sobre cómo determinarlas (Procedimientos de acuerdo al Manual SRH). En las Normas actuales sólo se menciona que deben realizarse según los procedimientos aceptados; se eliminó este procedimiento, considerando que se encuentra en todo libro o manual de Mecánica de Suelos y que quien emplee estas normas les deben ser familiares. Alternativamente, en las Normas se aceptan otros sondeos de penetración, como el de un cono, como indicador de las condiciones estratigráficas de un sitio.

Por otra parte, se enfatiza la necesidad de determinar las propiedades dinámicas de los materiales del subsuelo, a fin de evaluar explícitamente los estados límite de falla y servicio bajo cargas sísmicas.



CAPÍTULO 6. ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE CIMENTACIONES

6.1. Introducción

Acción Sísmica. Los sismos registrados desde 1940 a la fecha, y particularmente los del 19 y 20 de septiembre, 1985, han destacado la importancia de sus efectos en el comportamiento de las cimentaciones diseñadas y construidas en la Ciudad de México. Asentamiento brusco y desplome de inmuebles sobre zapatas y/o losas superficiales, así como de otros soportados por cajones de concreto reforzado, parcialmente compensados sin y con pilotes de fricción, choques entre edificios, y daños graves en las cabezas de pilotes de punta que habían emergido a causa del hundimiento general, son hechos registrados últimamente y atribuibles a la acción de tales sismos intensos y de gran duración en el Valle. Este tipo de evento natural unido a los fenómenos del hundimiento por explotación de los acuíferos y agrietamiento del terreno, constituyen verdaderos retos para el especialista que diseña cimentaciones en un ambiente geotécnico tan complejo y conflictivo como el de la Ciudad de México.

Las ondas sísmicas ocasionan en el suelo fuerzas dinámicas que producen mal comportamiento en las obras civiles que se apoyan sobre el suelo o dentro de él. La estructuración de la cimentación y el esqueleto estructural del edificio constituyen un conjunto que juega un papel importante en la interacción suelo–estructura de la cimentación. Es decir, la flexibilidad del conjunto estructura de cimentación y superestructura del edificio es de suma importancia cuando ésta se compara con la flexibilidad dinámica de la masa del suelo donde apoya la cimentación del edificio [Zeevaert, 1995].

La aceleración que se asigna a la superficie produce efectos dinámicos variables en la masa de suelo, que dependen de la estratigrafía y de las características geo–dinámicas de cada uno de los estratos que configuran al subsuelo hasta la profundidad del suelo firme.

Las ondas sísmicas originan en el subsuelo deformaciones y presiones que incrementan el estado de esfuerzos estáticos. Por otra parte, el fenómeno de volteo sísmico del edificio transmite al suelo por conducto de la cimentación, presiones dinámicas en planos horizontales que es necesario adicionar a las antes descritas y que pueden valorizarse por métodos dinámicos de interacción suelo – estructura de cimentación. De estos análisis se obtendrán las condiciones físicas más desfavorables que deben compararse con los valores de la resistencia dinámica del suelo. Así también, es necesario cuantificar los desplazamientos sísmicos probables al nivel del desplante de la cimentación, los cuales es necesario conocer para aplicarlos al análisis sísmico de la superestructura.

El diseño de las estructuras para resistir efectos sísmicos difiere del que se realiza para el efecto de otras acciones. Las razones son diversas. Lo peculiar del problema sísmico no estriba sólo en la complejidad de la respuesta estructural a los efectos dinámicos de los sismos, sino, sobre todo, se deriva de lo poco predecible que es el fenómeno y de las intensidades extraordinarias que pueden alcanzar sus efectos, asociado a que la probabilidad de que se presenten dichas intensidades extraordinarias en la vida esperada de la estructura es muy pequeña.

Por lo anterior, mientras que en el diseño para otras acciones se pretende que el comportamiento de la estructura permanezca dentro de su intervalo lineal, y sin daño, aun para los máximos valores que pueden alcanzar las fuerzas actuantes, en el diseño sísmico se reconoce que no es económicamente viable diseñar las edificaciones en general para que se mantengan dentro de su comportamiento lineal ante el sismo de diseño.

En términos generales, puede establecerse como objetivos del diseño sísmico:

- i) Evitar que se exceda el estado límite de servicio para sismos de intensidad moderada que pueden presentarse varias veces en la vida de la estructura;
- ii) Que el estado límite de integridad estructural no se exceda para sismos severos que tienen una posibilidad significativa de presentarse en la vida de la estructura;
- iii) El estado límite de supervivencia no debe excederse ni para sismos extraordinarios que tengan una muy pequeña probabilidad de ocurrencia. Esta probabilidad puede manejarse en términos de periodos de retorno.

Los reglamentos en general, no establecen métodos explícitos para alcanzar estos objetivos, que estrictamente requerirían de análisis para tres niveles de sismos; tratan de cumplirlos de manera indirecta mediante un conjunto de requisitos que supuestamente lleven a ello.

Los objetivos antes expuestos no se logran simplemente diseñando la estructura para que sea capaz de resistir un conjunto de fuerzas laterales, aunque esto es parte esencial del



proceso. Debe darse a la estructura la habilidad de disipar de la manera más eficiente la energía introducida por el movimiento del terreno, en caso de sismos severos es aceptable que buena parte de esta disipación de energía se realice con deformaciones inelásticas que implican daño, siempre que no se alcancen condiciones cercanas al colapso.



Figura 6.1. Las construcciones presentan asentamientos y desplomes, causa de las acciones sísmicas.

6.2. Origen de los sismos en México

El conocimiento de la sismicidad de la república mexicana ha avanzado enormemente, pero estos estudios sismológicos se han concentrado en conocer y evaluar el peligro sísmico en la ciudad de México y en las zonas sismogénicas que la afectan, como lo demuestra el hecho de que la red acelerográfica del país contiene estaciones que se concentran en las costas de Guerrero y en la ciudad de México y sus alrededores [Ovando y Segovia, 1996].

A pesar de las limitaciones, se han producido estudios de sismicidad de carácter regional en los que, en diversos momentos, se ha resumido este conocimiento. Ejemplo de este esfuerzo son los estudios que dieron lugar a las recomendaciones de diseño de algunos manuales, como el de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad en su última versión (2008). En algunos de los reglamentos de construcciones estatales y de varias de las principales ciudades del país se recogen estas experiencias, adaptándolas de la mejor manera posible a las condiciones locales. Son pocos los estudios sismológicos que se hayan enfocado expresamente a valorar el riesgo sísmico en ciudades, regiones o estados específicos, con miras a reglamentar el diseño sísmico de las edificaciones, como es el caso del Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal actual y el del estado de Guerrero y menos son los casos en los que estos estudios se hayan efectuado para estimar el peligro potencial de la licuación de arenas.

Cualquier estudio sobre el peligro sísmico debe incluir información actualizada y tan completa como sea posible. La información sismológica cambia continuamente, de acuerdo con la disponibilidad de más estaciones de registro, más datos, más investigaciones al respecto. Esto refuerza la necesidad de contar con información reciente. También debe tenerse presente la incertidumbre sobre los datos y las recomendaciones que se derivan de cualquier estudio de sismicidad. Los estudios de sismología regional y local que se realizan en México la toman en cuenta explícitamente pero es común que los diseñadores lo olviden.

A lo largo de los bordes de las placas tectónicas de Norteamérica con la del Pacífico, la de Cocos y la del Caribe se generan la mayor parte de los eventos sísmicos que afectan al territorio nacional. En estos bordes se encuentra la zona de subducción de las placas de Norteamérica y la del Pacífico a lo largo de la costa de Oaxaca, Guerrero, Jalisco y Michoacán. Hacia el norte, el comportamiento entre los bordes entre estas placas es diferente y se manifiesta como el Golfo de California. Hacia el sur, en el estado de Chiapas se presenta una triple unión entre placas al converger la Placa de Norteamérica, la de Cocos y del Caribe formando la compleja orografía de Chiapas con sus múltiples pliegues, fallas y volcanes. Finalmente, aunque de manera aislada, se presentan sismos profundos hacia el interior de la placa de Norteamérica, estos son esporádicos y de menor magnitud comparados con los que ocurren por causas tectónicas.



Figura 6.2. Placas tectónicas que originan la sismicidad en México
[Servicio Sismológico Nacional].

México presenta una notable actividad sísmica en diversas regiones de su territorio, en donde los grandes terremotos liberan alrededor del 3% de la energía sísmica mundial.



En los sitios de actividad sísmica más importante en nuestro país, por el momento la respuesta de cuándo ocurrirá un sismo importante y su magnitud probable son imposibles de responder con un nivel aceptable de certeza.

La respuesta sísmica de la cimentación depende del conocimiento de las propiedades estratigráficas y dinámicas del subsuelo, así como del espectro de respuesta sísmica de la región.

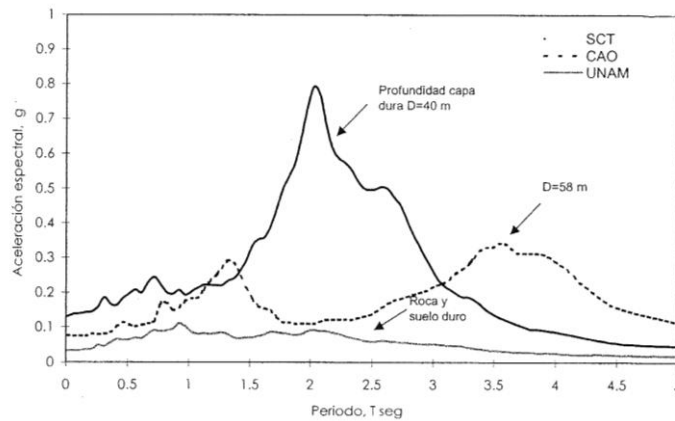


Figura 6.3. Espectros de respuesta de aceleración para diferentes sitios de la ciudad de México [Romo y Jaime, 1986].

6.3. Consideraciones en la práctica de la Ingeniería Civil

La intensidad del movimiento sísmico es uno de los peligros al que están expuestas las construcciones. Para tomar en cuenta el peligro sísmico, frecuentemente se recurre al uso de espectros de diseño que dependen, entre otros aspectos, de la cercanía del sitio a las fuentes generadoras de temblores y de las condiciones locales del terreno. En el pasado, esto se resolvió mediante una regionalización sísmica del territorio mexicano que consistía en cuatro zonas, y una clasificación en tres tipos de terreno. Se proporcionó una forma funcional del espectro de cinco parámetros consignados en una tabla en que se atendía la zona sísmica y el tipo de terreno. El usuario determinaba la zona sísmica en una carta de Regionalización Sísmica de la República Mexicana. Cuando la determinación era ambigua, se recomendaba tomar los parámetros estipulados para la zona de mayor sismicidad. Se procedía con una clasificación del tipo de terreno en función de dos parámetros: el periodo dominante y la velocidad de propagación de ondas de corte en el sitio. Como resultado se tenían doce espectros de diseño regionales, que cubrían grandes sectores de la República y una gran variedad de condiciones del terreno. En particular, para terrenos tipo II y III se

tomaban en cuenta, implícitamente, los efectos de amplificación dinámica y de no linealidad. Si se conocía el periodo del terreno se permitían algunas modificaciones en los límites de la meseta espectral. Esta forma de proceder fue bien aceptada en la comunidad porque, a pesar de su simplicidad, fue un gran avance en la descripción de las variaciones de las intensidades sísmicas debidas a la cercanía del sitio a las fuentes sísmicas y al tipo de terreno. Además, sentó las bases del diseño sísmico óptimo.

En resumen, la construcción de un espectro de diseño sísmico se realizará con la siguiente secuencia:

1. Se determinará la aceleración máxima en roca localizando el sitio en el programa de cómputo PRODISIS (Programa para diseño sísmico) e indicando la importancia estructural (estructuras del grupo B, A o A+).
2. Se obtendrá el factor de distancia relativa a las fuentes sísmicas.
3. Se caracterizará el terreno de cimentación mediante el periodo dominante del terreno y la velocidad de propagación de ondas de corte.
4. Se obtendrán los factores del sitio de comportamiento lineal. Estos son el factor de sitio y el factor de respuesta.
5. Se obtendrán los factores del sitio de comportamiento no lineal. Estos son el factor no lineal y factor de velocidad.
6. Se calculará la aceleración máxima en el suelo con la aceleración máxima en roca, el factor de sitio y el factor no lineal.
7. Se calculará el coeficiente sísmico con la aceleración máxima del suelo y el factor de respuesta.
8. Se determinarán los límites de la meseta espectral con el periodo dominante del terreno y el factor de velocidad.
9. Se calculará el factor de amortiguamiento para valores diferentes a 5%.
10. Se procederá con la construcción del espectro, que puede resultar de tres o cuatro ramas dependiendo del periodo dominante del terreno.

Factor de importancia estructural y estado límite de servicio

Para estructuras del grupo A, se recomienda multiplicar todas las ordenadas espectrales correspondientes al estado límite de colapso de estructuras del Grupo B por el factor 1.5.

6.3.1. Respuesta dinámica del terreno

a) Determinación del periodo dominante del sitio y de la velocidad efectiva

El periodo dominante del sitio [CFE, 2008] se determinará con la siguiente ecuación:



$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \right) \left(\sum_{n=1}^N \gamma_n h_n (w_n^2 + w_n w_{n-1} + w_{n-1}^2) \right)} \quad (6.1)$$

Donde:

γ_n es el peso volumétrico del n-ésimo estrato

G_n es el módulo de rigidez en cortante del n-ésimo estrato, igual a $\gamma_n v_s^2 / g$

h_n es el espesor del n-ésimo estrato

N es el número de estratos

Con

$$\begin{aligned} w_0 &= 0 && \text{En la roca basal} \\ w_N &= 1 && \text{En el estrato superficial} \end{aligned} \quad (6.2)$$

Y

$$w_n = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}} \quad \text{En los estratos intermedios} \quad (6.3)$$

v_i es la velocidad de propagación de ondas de corte del i-ésimo estrato.

La velocidad efectiva del depósito se determinará con:

$$v_s = \frac{4H_s}{T_s} \quad (6.4)$$

Donde:

H_s es el espesor total del estrato del terreno

T_s es el periodo dominante del estrato equivalente (periodo del sitio)

v_s es la velocidad efectiva de propagación de ondas de corte en el estrato

6.3.2. Factores dependientes del sitio

Para la construcción de los espectros de diseño estipulados en el Manual de Diseño de Obras Civiles (2008) se hará uso de factores que dependen de la localización geográfica del sitio, así como de las características dinámicas del terreno. Estos factores se pueden enunciar como:

- ◇ Factores de terreno rocoso
- ◇ Factores de comportamiento lineal del suelo
- ◇ Factores de comportamiento no lineal del suelo

a) Factores de terreno rocoso

Los factores de terreno rocoso son la aceleración máxima del terreno en roca a_0^r , que depende de las coordenadas geográficas, y el factor de distancia F_d , que es una medida de la distancia relativa a las fuentes generadoras de temblores en función de la intensidad sísmica.

◇ **Aceleración máxima en terreno rocoso a_0^r**

La aceleración máxima en terreno rocoso a_0^r es el parámetro con que se inicia la construcción del espectro de diseño a partir del peligro sísmico en el sitio, sea rocoso o terreno deformable. Para determinarla se hará uso del programa de cómputo denominado PRODISIS. Esta aceleración debe ser mayor o igual que 0.02.

◇ **Factor de distancia F_d**

El factor de distancia F_d se determinará como sigue:

$$F_d = \frac{a_0^r}{a_{ref}}; \quad F_d \leq 1 \quad (6.5)$$

Donde

a_0^r es la aceleración máxima en terreno rocoso del sitio de interés, en cm/s^2
 a_{ref} es una aceleración de referencia igual a 400 cm/s^2

b) Factores de comportamiento lineal del suelo

Los factores de comportamiento lineal del suelo son el factor de sitio F_s y el factor de respuesta F_r . Para determinarlos debe contarse con los factores de terreno rocoso, así como, con el periodo dominante del depósito de suelo T_s y el contraste de impedancias p_s .

◇ **Factor de sitio F_s**

El factor de sitio, F_s , es la relación que existe entre la aceleración máxima del suelo a_0 y la aceleración máxima en terreno rocoso a_0^r , suponiendo que el comportamiento de los materiales es elástico lineal.



$$F_s = \frac{a_0}{a_0^r} \quad (6.6)$$

Tabla 6.1. Factores de sitio F_s [CFE, 2008]

$f_{sd} \rightarrow$	0.00	0.05	0.10	0.20	0.50	1.00	2.00	3.00
$p_s \downarrow$								
1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.625	1.00	1.08	1.23	1.12	1.00	1.00	1.00	1.00
0.250	1.00	1.18	1.98	1.60	1.40	1.12	1.00	1.00
0.125	1.00	1.20	2.64	2.01	1.69	1.32	1.00	1.00
0.000	1.00	1.22	4.51	3.17	2.38	1.75	1.19	1.00

Para terreno rocoso $F_s = 1.0$.

Para determinar este factor se hará una interpolación lineal con los valores de la Tabla 6.1, partiendo de los valores de f_{sd} y p_s , donde $f_{sd} = T_s(F_d)^{1/2}$ es una función del periodo dominante del sitio y del factor de distancia, mientras que $p_s = v_s/v_0$ es el contraste de impedancias mecánicas entre el suelo y la roca, aceptando que $\gamma_s = \gamma_0$. Si se conocen los valores de γ_0 y γ_s , entonces el contraste de impedancias se determinará como $p_s = \gamma_s v_s / \gamma_0 v_0$. En particular, γ_s se determinará como el promedio de los pesos volumétricos de los estratos pesados por el espesor de cada uno de ellos.

◆ Factor de respuesta F_r

El factor de respuesta, F_r , es la relación entre la aceleración máxima espectral, c (la respuesta máxima del conjunto de osciladores de igual amortiguamiento), y la aceleración máxima del suelo a_0 calculada, es decir:

$$F_r = \frac{c}{a_0} \quad (6.7)$$

Tabla 6.2. Factores de respuesta F_r [CFE, 2008]

$T_s \rightarrow$	0.00	0.05	0.10	0.20	0.50	1.00	2.00	3.00
$p_s \downarrow$								
1.000	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
0.625	2.50	3.80	3.74	3.57	3.26	2.81	2.56	2.51
0.250	2.50	4.36	4.41	4.27	3.45	2.85	2.59	2.53
0.125	2.50	4.74	4.91	4.90	3.70	3.06	2.75	2.65
0.000	2.50	5.27	5.66	6.02	4.81	4.05	3.58	3.40

Para terreno rocoso $F_r = 2.5$.

c) Factores de comportamiento no lineal del suelo

Los efectos de la no linealidad de los materiales del suelo en la respuesta dinámica se pueden reconocer como una reducción en la velocidad efectiva de propagación de ondas en el manto de suelo, idealizado homogéneo, y por un aumento en el amortiguamiento. Con el propósito de incorporar estos efectos en los espectros de diseño, se hará una reducción de las ordenadas del espectro que reflejen los aumentos en el amortiguamiento y se ajustará el valor del periodo dominante del sitio T_s , sólo para determinar el ancho de la meseta espectral. El periodo lineal T_s estará exento de modificaciones para determinar los factores de sitio, F_s , de respuesta, F_r , de no linealidad, F_{nl} y de velocidad, F_v .

◆ Factor de no linealidad F_{nl}

El factor de no linealidad, F_{nl} , es el parámetro con que se reducen las ordenadas del espectro de diseño debido al aumento del amortiguamiento por efectos de la no linealidad. Para determinar este parámetro se requiere del periodo dominante del sitio, T_s , del contraste de impedancias mecánicas, p_s , y del factor de distancia, F_d , de acuerdo con la ecuación 6.8.

$$F_{nl} = \begin{cases} 1 - (1 - F'_{nl}) \frac{T_s}{T_{ref}} & \text{si } T_s \leq T_{ref} \\ F'_{nl} & \text{si } T_s > T_{ref} \end{cases} \quad (6.8)$$

Donde

T_{ref} es un periodo de referencia igual a 1.5 s

F'_{nl} se determinará mediante una interpolación lineal con los valores de la Tabla 6.3, para suelos granulares y de la Tabla 6.4, para suelos arcillosos, partiendo de los valores del factor de distancia, F_d , y del contraste de impedancias mecánicas, p_s .



Tabla 6.3. Factores F'_{nl} para la determinación de F_{nl} , para suelos granulares [CFE, 2008].

$F_d \rightarrow$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
$p_s \downarrow$								
1.000	1.00	0.97	0.93	0.90	0.86	0.83	0.75	0.71
0.625	1.00	0.95	0.91	0.89	0.85	0.82	0.71	0.68
0.250	1.00	0.93	0.87	0.82	0.77	0.73	0.63	0.56
0.125	1.00	0.92	0.84	0.75	0.67	0.64	0.58	0.53
0.000	1.00	0.90	0.78	0.66	0.58	0.54	0.53	0.50

Tabla 6.4. Factores F'_{nl} para la determinación de F_{nl} , para suelos arcillosos [CFE, 2008].

$F_d \rightarrow$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
$p_s \downarrow$								
1.000	1.00	0.98	0.95	0.91	0.87	0.85	0.79	0.75
0.625	1.00	0.97	0.94	0.93	0.90	0.88	0.81	0.79
0.250	1.00	0.96	0.93	0.91	0.87	0.85	0.77	0.74
0.125	1.00	0.93	0.85	0.76	0.70	0.67	0.61	0.56
0.000	1.00	0.82	0.63	0.46	0.36	0.32	0.31	0.28

Para terreno rocoso $F_{nl}=1.0$.

◆ **Factor de velocidad F_v**

El factor de velocidad, F_v , es el parámetro con que se reduce la velocidad efectiva del manto de suelo, v_s , llamada velocidad equivalente, v'_s . Para determinar el parámetro, F_v , se requiere del periodo dominante del sitio, T_s , del contraste de impedancias mecánicas, p_s , y del factor de distancia, F_d , de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F_v = \begin{cases} 1 - (1 - F'_v) \frac{T_s}{T_{ref}} & \text{si } T_s \leq T_{ref} \\ F'_v & \text{si } T_s > T_{ref} \end{cases} \quad (6.9)$$

Tabla 6.5. Factores F'_v para la determinación de F_v , para suelos granulares [CFE, 2008].

$F_d \rightarrow$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
$p_s \downarrow$								
1.000	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.95	0.95
0.625	1.00	0.98	0.97	0.93	0.90	0.89	0.89	0.89
0.250	1.00	0.97	0.93	0.86	0.81	0.79	0.79	0.79
0.125	1.00	0.97	0.92	0.85	0.80	0.78	0.78	0.78
0.000	1.00	0.97	0.92	0.85	0.80	0.78	0.78	0.78

Tabla 6.6. Factores F'_v para la determinación de F_v , para suelos arcillosos [CFE, 2008].

$F_d \rightarrow$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
$p_s \downarrow$								
1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.625	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
0.250	1.00	0.99	0.98	0.96	0.94	0.93	0.93	0.93
0.125	1.00	0.98	0.95	0.90	0.86	0.84	0.84	0.84
0.000	1.00	0.95	0.88	0.77	0.69	0.67	0.66	0.66

Para terreno rocoso $F_v = 1.0$.

F'_v se determinará mediante una interpolación lineal con los valores de la Tabla 6.5 para suelos granulares y de la Tabla 6.6 para suelos arcillosos, partiendo de los valores del factor de distancia, F_d , y del contraste de impedancias mecánicas, p_s .

La velocidad equivalente, v'_s , se determinará como

$$v'_s = F_v v_s \quad (6.10)$$

Con la velocidad equivalente, v'_s , se calculará el periodo dominante del sitio T_s , llamado periodo equivalente, T'_s , y con éste se determinará el ancho de la meseta espectral.

6.3.3. Espectros de diseño

Los espectros de diseño estipulados en el Manual de Diseño de Obras Civiles (2008) son transparentes por reflejar la totalidad del peligro sísmico. Habrá que tomar en cuenta el tipo de estructura, la importancia estructural y, para el estado límite de colapso, las reducciones por ductilidad y sobrerresistencia.



Las ordenadas del espectro de aceleración para diseño sísmico $Sa(T_e)/g$, expresadas como fracción de la gravedad y en función del periodo estructural adquieren la siguiente forma paramétrica

$$a = \frac{Sa(T_e)}{g} = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T_e}{T_a}; & \text{si } T_e < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T_e < T_b \\ \beta c \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r; & \text{si } T_b \leq T_e < T_c \\ \beta c \left(\frac{T_b}{T_c} \right)^r \left[k + (1-k) \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2 \right] \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2; & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad (6.11)$$

Donde:

- a = es la aceleración espectral normalizada con la aceleración de la gravedad
- T_e = es el periodo estructural
- T_a = es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño
- T_b = es el límite superior de la meseta del espectro de diseño
- T_c = $\begin{cases} 2s & \text{si } T_b < 2s \\ T_b & \text{si } T_b \geq 2s \end{cases}$
- es el periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno
- r = es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_b \leq T_e < T_c$, y es igual a T_s , pero no será menor que 0.5 ni mayor que 1.0 ($0.5 \leq r \leq 1.0$). Para terreno firme $r = 0.5$.
- k = es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_e \geq T_c$.
- β = es el factor de amortiguamiento.

Para el estado límite de colapso en estructuras del grupo B, estos parámetros se definen a continuación.

a) Aceleración máxima del terreno a_0

Para determinar la aceleración máxima del terreno, a_0 , se hará uso de los factores de sitio y no linealidad, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$a_0 = \frac{F_s F_{nl} a_0^r}{981.0}; \quad \text{con } F_s F_{nl} \geq 1.0 \quad (6.12)$$

b) Ordenada espectral máxima o coeficiente de diseño c

El coeficiente de diseño c se determinará haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$c = F_r a_0 \quad (6.13)$$

c) Periodos característicos del espectro T_a y T_b

Los periodos característicos del espectro se determinarán de acuerdo con las ecuaciones:

$$\begin{aligned} T_a &= 0.35T_s' & T_a &\geq 0.1s \\ T_b &= 1.20T_s' & T_b &\geq 0.6s \end{aligned} \quad (6.14)$$

Para terreno rocoso $T_a = 0.1$ s y $T_b = 0.6$ s.

d) Caída de la rama espectral descendente k

El parámetro k , que controla la caída de la rama descendente del espectro a periodo largo, se determinará mediante:

$$\begin{aligned} k &= \min \{1.5, 2 - T_s\} & \text{si } T_s &\leq 1.65s \\ k &= \max \{0.35, \beta / F_r\} & \text{si } T_s &> 1.65s \end{aligned} \quad (6.15)$$

Para terreno rocoso $k = 2.0$

e) Factor de amortiguamiento β

El factor de amortiguamiento permite modificar las ordenadas del espectro de diseño debido a valores de amortiguamiento estructural diferentes a 5%, o bien, debidos a los efectos de interacción suelo-estructura. Este factor se define como:

$$\beta = \left(\frac{0.05}{\zeta_e} \right)^\lambda; \quad \text{con } \lambda = \begin{cases} 0.45 & \text{si } T_e < T_c \\ 0.45 \frac{T_c}{T_e} & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad (6.16)$$



En esta ecuación ζ_e es el amortiguamiento estructural, o bien, el amortiguamiento efectivo debido a la interacción suelo–estructura, en cuyo caso, el periodo estructural T_e debe ser el periodo efectivo T_e .

f) Espectros de diseño para estructuras del Grupo A y A+

Si para estructuras del Grupo B, el espectro de diseño para el estado límite de colapso se define como Sa_{col}^B , entonces para estructuras del Grupo A, el espectro correspondiente Sa_{col}^A se obtendrá al multiplicar todas las ordenadas espectrales por el factor 1.5, es decir:

$$Sa_{col}^A = 1.5 \times Sa_{col}^B \quad (6.17)$$

El espectro de diseño para las estructuras del Grupo A+ se construirá a partir de la aceleración máxima en terreno rocoso a_0^r que suministra el programa PRODISIS cuando se especifica explícitamente este grupo de estructuras (A+). Para zonas de baja sismicidad, esta aceleración corresponde a la provista para estructuras del Grupo A.

6.3.4. Clasificación de construcciones según su destino

El destino de las construcciones debe tomarse como referencia para determinar su importancia, y con ello, la protección o seguridad que se les provea. En el diseño sísmico de estas estructuras se seguirán criterios especiales acordes con el estado del conocimiento [CFE, 2008]. Este criterio se consigna a continuación:

- a) *Grupo A+*. Son estructuras en que se requiere un grado de seguridad extrema, como las grandes presas y las plantas nucleares.
- b) *Grupo A*. Son estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto, tal es el caso de puentes principales, sistemas de abastecimiento de agua potable, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, monumentos, museos, hospitales, escuelas, estadios, templos, terminales de transporte, salas de espectáculos, hoteles, gasolineras y depósitos de sustancias inflamables o tóxicas.
- c) *Grupo B*. Son estructuras en que se requiere un grado de seguridad convencional, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos y estructuras urbanas o industriales, así como muros de retención, bodegas ordinarias y bardas.

6.3.5. Clasificación de construcciones según su estructuración

Atendiendo a las características estructurales que influyen en la respuesta sísmica de la estructura, las construcciones se clasifican según su estructuración, como se indica a continuación [CFE, 2008]:

- ◆ *Tipo 1.* Estructuras de edificios.
- ◆ *Tipo 2.* Péndulos invertidos y apéndices.
- ◆ *Tipo 3.* Muros de retención.
- ◆ *Tipo 4.* Chimeneas, silos y similares.
- ◆ *Tipo 5.* Tanques, depósitos y similares.
- ◆ *Tipo 6.* Estructuras industriales.
- ◆ *Tipo 7.* Puentes.
- ◆ *Tipo 8.* Tuberías.
- ◆ *Tipo 9.* Presas.
- ◆ *Tipo 10.* Aislamiento sísmico y disipación de energía.
- ◆ *Tipo 11.* Torres de telecomunicación.
- ◆ *Tipo 12.* Túneles.
- ◆ *Tipo 13.* Cimentación.

Siendo de interés para este trabajo de investigación el Tipo 1, 2, 3 y 13.

6.3.6. Factor de comportamiento sísmico Q

En la actualidad, la forma más adecuada de caracterizar las estructuras en función de su ductilidad consiste en el empleo del factor de comportamiento sísmico Q , que en realidad no sólo está asociado a la ductilidad estructural, sino también a la estructuración, al deterioro o efecto que puede llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad y a reservas de capacidad ante carga sísmica que los métodos convencionales de diseño no consideran.

No todo el exceso de la capacidad estructural real ante sismo con respecto a la calculada se debe a comportamiento dúctil. La mayoría de las estructuras posee reservas de capacidad ante carga sísmica no consideradas en el diseño convencional. Estas reservas extras son consecuencia de diversas situaciones tales como: a) el uso de factores reductores de la resistencia en el diseño, b) las resistencias reales de los materiales exceden en promedio a sus resistencias nominales, c) las fórmulas que se emplean para calcular la capacidad de la sección de un miembro estructural ante diversos tipos de sollicitación son siempre conservadoras y d) al redondear los cálculos en el diseño, sistemáticamente, se cometen



errores del lado conservador, lo mismo que al escoger las dimensiones de los elementos estructurales.

En el Manual CFE 2008, se discuten los detalles que se deben satisfacer para adoptar los factores de comportamiento sísmico provistos para el diseño, para cada uno de los tipos de estructuración considerados.

6.4. Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y Normas Técnicas Complementarias (NTC)

I. Zonificación

Se considerarán las zonas del Distrito Federal que fija el artículo 170 del Reglamento. Adicionalmente, la zona III se dividirá en cuatro subzonas (III_a, III_b, III_c y III_d), según se indica en la figura 6.5.

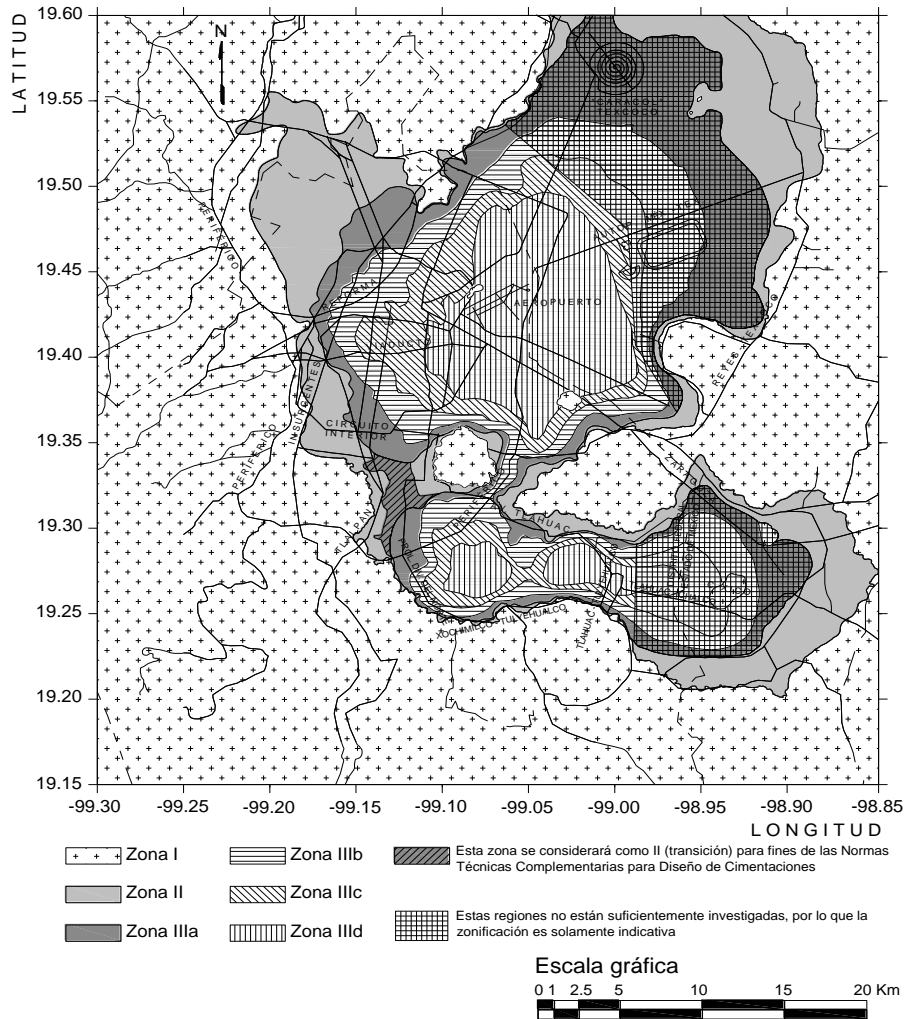


Figura 6.5. Zonificación del D.F. para fines de diseño por sismo [*GDF-NTC, 2004*].



II. Coeficiente sísmico

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, V_0 , entre el peso de la edificación sobre dicho nivel, W_0 .

Con este fin se tomará como base o desplante 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, según las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

El coeficiente sísmico para las edificaciones clasificadas como del grupo B en el artículo 139 del Reglamento se tomará igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II, 0.40 en las zonas III_a y III_c, 0.45 en la III_b y 0.30 en la III_d, a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los coeficientes que fija la tabla 6.7. Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50%.

$$a = a_0 + [c - a_0] \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a \quad (6.18)$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b \quad (6.19)$$

$$a = qc; \quad \text{donde } q = \left[\frac{T_b}{T} \right]^r \quad (6.20)$$

Tabla 6.7. Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones
[Arnal y Betancourt, 2005].

Zona	c	a_0	T_a (s)	T_b (s)	r
I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.00
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.80	2.00
III _b	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
III _c	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
III _d	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00

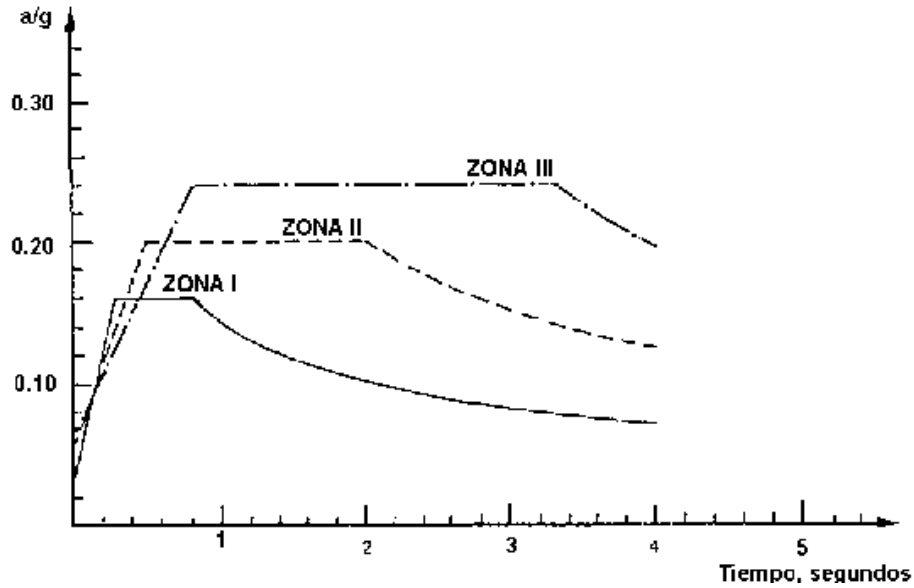


Figura 6.6. Espectros para diseño sísmico por zonas.

III. Reducción de fuerzas sísmicas

Cuando se aplique el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, las fuerzas sísmicas calculadas podrán reducirse con fines de diseño, en función de las características estructurales y del terreno.

Los coeficientes que se especifican para la aplicación del método simplificado de análisis toman 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.

IV. Combinación de acciones

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

V. Separación de edificios colindantes

Toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 50 mm, ni menor que el desplazamiento horizontal calculado para el nivel de que se trate, aumentado en 0.001, 0.003 o 0.006 veces la altura de dicho nivel sobre el terreno, en las zonas I, II o III, respectivamente. En este caso deben incluirse los desplazamientos



debidos a la flexión de conjunto de la estructura y al giro de su base, en caso de que sean significativos.

En caso de que en un predio adyacente se encuentre una construcción que esté separada del lindero una distancia menor que la antes especificada, deberá dejarse en la nueva construcción una distancia tal que la separación entre las dos construcciones no sea menor de la suma de las requeridas para cada una, según esta sección. Sólo será admisible dejar la separación requerida para la construcción nueva, cuando se tomen precauciones que, a satisfacción de la Administración, garanticen evitar daños por el posible contacto entre las dos construcciones durante un sismo.

VI. Estructuras especiales

El análisis y diseño estructurales de puentes, tanques, chimeneas, silos, muros de contención y otras construcciones que no sean edificios, así como de construcciones industriales complejas, se harán de acuerdo con lo que marca el Capítulo 10 de las Normas Técnicas Complementarias >NTC< y, en los aspectos no cubiertos por las mismas, se harán de manera congruente con ellas, previa aprobación de la Administración.

VII. Estructuras con sistemas no convencionales de resistencia sísmica

Cuando la estructura se aíse sísmicamente en su base, o se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los aquí especificados, pero congruentes con ellos, si se demuestran, a satisfacción de la Administración, tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales, como la validez de los valores del amortiguamiento y del factor de comportamiento sísmico que se propongan.

VIII. Clasificación de construcciones

Las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

- I. *Grupo A:* Edificaciones cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones, estadios, depósitos de sustancias flamables o tóxicas, museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia, y otras edificaciones a juicio de la Secretaría de Obras y Servicios.

- II. *Grupo B*: Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A, las que se subdividen en:
- a) *Subgrupo B1*: Edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II a que se aluden en el artículo 170 de este Reglamento, y construcciones de más de 15 m de altura o más de 3000 m² de área total construida, en zona III; en ambos casos las áreas se refieren a un solo cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo: acceso y escaleras, incluyendo las áreas de anexos, como pueden ser los propios cuerpos de escaleras. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquel otro a través del cual se desaloje;
 - b) Edificios que tengan locales de reunión que puedan alojar más de 200 personas, templos, salas de espectáculos, así como anuncios autosoportados, anuncios de azotea y estaciones repetidoras de comunicación celular y/o inalámbrica, y
 - c) *Subgrupo B2*: Las demás de este grupo.

6.5. Comparativa

Práctica de la Ingeniería Civil	Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias
<p>Regionalización Sísmica de la República Mexicana</p> <p>En el Manual (2008) se incluye una aplicación de cómputo denominada PRODISIS con que podrá obtenerse el valor de la aceleración máxima del terreno en función de las coordenadas geográficas del sitio y de la importancia estructural.</p>	<p>Zonificación</p> <p>El Distrito Federal se divide en tres zonas. Adicionalmente, la zona III se dividirá en cuatro subzonas (III_a, III_b, III_c y III_d).</p>
<p>Comentario Final:</p>	<p>El plano de zonificación no tiene otro objetivo que servir de referencia a las normas sobre seguridad ante un sismo de las edificaciones. Por ello, en la literatura de la práctica de la ingeniería civil, nos da más información sobre si el proyecto se trata de una construcción en cualquier parte de la República Mexicana. En este trabajo sólo</p>



				estudiaremos la zonificación sísmica que se refiere al Distrito Federal.
Tipo de suelo	Número de golpes (SPT)	Vs (m/s)	γ_s (t/m ³)	***
Roca	–	> 720	2.0	
Suelo firme y denso	> 50	360	1.8	
Suelo medio	15 – 50	180	1.5	
Suelo blando	< 15	90	1.3	
<i>Comentario:</i>				En este caso, el Reglamento de Construcciones en el plano de zonificación sísmica [GDF–NTC, 2004] contempla una clasificación de tipo de suelo y espesores solo del Distrito Federal, lo cual tiene un efecto importante sobre el comportamiento sísmico de las cimentaciones, por lo que se debe considerar en los análisis. Por su parte, el Manual de CFE [2008] contempla una clasificación de toda la República Mexicana, por medio del programa PRODISIS, por lo que este Manual, pierde precisión en los análisis.
Atendiendo a la seguridad estructural aconsejable para la estructura, las construcciones se clasifican según su destino como se indica a continuación:				Las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:
GRUPO A+. Las estructuras de "gran importancia", o del Grupo A+, son estructuras en que se requiere un grado de seguridad extrema. Su falla es inadmisibles porque, si se presenta, conduciría a la pérdida de miles de vidas humanas, a un grave daño ecológico, económico o social, o bien, impediría el desarrollo nacional o cambiaría el rumbo del país. Son estructuras de importancia extrema, como las grandes				I <i>Grupo A</i> : Edificaciones cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones, estadios, depósitos de sustancias flamables o tóxicas, museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia,

<p>presas y las plantas nucleares.</p> <p>GRUPO A. Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud intensa o excepcionalmente alta, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial a raíz de un sismo. Tal es el caso de puentes principales, sistemas de abastecimiento de agua potable, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, monumentos, museos, hospitales, escuelas, estadios, templos, terminales de transporte, salas de espectáculos y hoteles que tengan áreas de reunión que pueden alojar un número elevado de personas, gasolineras, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas y locales que alojen equipo especialmente costoso. Se incluyen también todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica cuya falla por movimiento sísmico pondría en peligro la operación de la planta, así como las estructuras para la transmisión y distribución de energía eléctrica.</p> <p>GRUPO B. Estructuras en que se requiere un grado de seguridad convencional. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas moderadas o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos y</p>	<p>y otras edificaciones a juicio de la Secretaría de Obras y Servicios.</p> <p>II <i>Grupo B</i>: Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A, las que se subdividen en:</p> <p>a) <i>Subgrupo B1</i>: Edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II a que se aluden en el artículo 170 de este Reglamento, y construcciones de más de 15 m de altura o más de 3000 m² de área total construida, en zona III; en ambos casos las áreas se refieren a un solo cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo: acceso y escaleras, incluyendo las áreas de anexos, como pueden ser los propios cuerpos de escaleras. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquel otro a través del cual se desaloje;</p> <p>b) Edificios que tengan locales de reunión que puedan alojar más de 200 personas, templos, salas de espectáculos, así como anuncios autoportados, anuncios de azotea y estaciones repetidoras de comunicación celular y/o inalámbrica, y</p> <p>c) <i>Subgrupo B2</i>: Las demás de este grupo.</p>
---	---



estructuras urbanas o industriales no incluidas en el grupo A, así como muros de retención, bodegas ordinarias y bardas. También se incluyen todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica que en caso de fallar por temblor no paralizarían el funcionamiento de la planta.	
Comentario:	Se puede observar que el RCDF no toma en cuenta el Grupo C que corresponde a estructuras pequeñas. Sin embargo, divide al Grupo B en dos subgrupos que dependen del área y altura de la estructura y de la zona geotécnica a considerar, esto nos da una mayor precisión al clasificar la construcción de un determinado proyecto.

6.6. Resumen y conclusiones

En su organización actual se incluyen en el cuerpo del Reglamento únicamente las disposiciones relativas a la responsabilidad de las distintas partes que intervienen en la construcción, a la clasificación de las edificaciones y a los criterios en que debe basarse la revisión de la seguridad de las mismas. Los aspectos más propiamente técnicos, relativos al diseño de las estructuras de distintos materiales y de sus cimentaciones, así como los que especifican la manera de tomar en cuenta los efectos de acciones como el sismo y el viento, se detallan en un conjunto de Normas Técnicas Complementarias cuya observancia es también obligatoria.

En el artículo 170 se establece la subdivisión del Distrito Federal en tres zonas, atendiendo el tipo de suelo: de lomas, de transición y de lago; los criterios para distinguir a qué zona corresponde un predio dado, se proporcionan en el capítulo de cimentaciones. La zonificación incide en los coeficientes sísmicos y en otros requisitos para diseño sísmico de las construcciones, en los aspectos de mecánica de suelos así como en los que conciernen la supervisión de calidad de la obra. En este reglamento se imponen condiciones más estrictas de supervisión y de seguridad a las construcciones ubicadas en la zona de lago (zona III), donde son más severos los efectos sísmicos y los problemas de cimentaciones. En las normas de diseño sísmico se hace una subdivisión más fina de estas zonas.

El diseño de las estructuras para resistir efectos sísmicos difiere del que se realiza para el efecto de otras acciones. Las razones son diversas. Lo peculiar del problema sísmico no estriba sólo en la complejidad de la respuesta estructural a los efectos dinámicos de los sismos, sino, sobre todo, se deriva de lo poco predecible que es el fenómeno y de las intensidades extraordinarias que pueden alcanzar sus efectos, asociado a que la probabilidad de que se presenten dichas intensidades extraordinarias en la vida esperada de la estructura es muy pequeña.

En términos generales, puede establecerse como objetivos del diseño sísmico:

- i) Evitar que se exceda el estado límite de servicio para sismos de intensidad moderada que pueden presentarse varias veces en la vida de la estructura;
- ii) Que el estado límite de integridad estructural no se exceda para sismos severos que tienen una posibilidad significativa de presentarse en la vida de la estructura;
- iii) El estado límite de supervivencia no debe excederse ni para sismos extraordinarios que tengan una muy pequeña probabilidad de ocurrencia. Esta probabilidad puede manejarse en términos de periodos de retorno.

Los reglamentos en general, no establecen métodos explícitos para alcanzar estos objetivos, que estrictamente requerirían de análisis para tres niveles de sismos; tratan de cumplirlos de manera indirecta mediante un conjunto de requisitos que llevan a ello.



6.7. Ejemplo de Aplicación 1: Espectro para diseño sísmico

6.7.1. Planteamiento

Construir el espectro de diseño en un sitio del Distrito Federal–Tlalpan si la estratigrafía está conformada por estratos granulares y arcillosos con las siguientes propiedades:

h (m)	V _s (m/s)	γ _s
2.00	250	1.83
4.50	250	1.61
1.20	250	1.61
1.30	250	1.69
0.90	56	1.80
1.10	56	1.36
0.80	250	1.66
3.00	50	1.22
0.60	116	1.26
2.60	250	1.27
2.40	135	1.31
4.25	250	1.26
1.65	250	1.20
3.90	250	1.61

Se analizará una construcción que se clasifica como una estructura del Grupo B, desplantada en la zona II, en el Distrito Federal.

Práctica de la Ingeniería Civil	Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias
Grupo B: Estructuras en que se requiere un grado de seguridad convencional. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas moderadas o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras	Grupo B: Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales.

<p>comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos y estructuras urbanas o industriales no incluidas en el grupo A, así como muros de retención, bodegas ordinarias y bardas. También se incluyen todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica que en caso de fallar por temblor no paralizarían el funcionamiento de la planta.</p>	
--	--

6.7.2. Consideraciones en la práctica de la Ingeniería Civil

Clasificación de la estructura

En vista de que se trata de una estructura convencional, en la que no existe riesgo de pérdida de un gran número de vidas o pérdidas económicas cuantiosas, el edificio se clasifica como estructura del grupo B.

Para determinar el periodo del terreno, que está idealizado con una estratigrafía en que existen estratos de alta velocidad intercalados con estratos de baja velocidad, se hace uso de la ecuación 6.1, y tomando los valores de S de los diferentes estratos de suelo de acuerdo con la Tabla (6.8) [Jaime, 1987] dando como resultado:

$$T_s = 1.15 s$$

Tabla 6.8. Velocidad de onda S (sonda suspendida) vs. resistencia de punta con cono, q_c . Correlaciones [Jaime, 1987].

Sitio	Ecuación	Coefficiente de correlación
SCT	$S = 4.04 + 7.82q_c$	0.94
CUPJ	$S = 4.2 + 10.22q_c$	0.90
Alameda 1	$S = 5.94 + 11.88q_c$	0.82
NONO	$S = 1.83 + 8.43q_c$	0.94
CAO	$S = 3.16 + 12.0q_c$	0.92
CAF	$S = 4.21 + 12.97q_c$	0.93
EUVI	$S = 2.4 + 13.52q_c$	0.92
TID	No hay correlación	



TIB	$S = 9.81 + 8.58q_c$	0.86
Lago de Texcoco preconsolidado	$S = 10.03 + 7.89q_c$	0.83
Lago de Texcoco Virgen	$S = 6.0 + 12.11q_c$	0.88
Unidades:	S en m/s q_c en kg/cm ²	

A falta de información, y con base en la experiencia, se tomaron valores de velocidad de onda de 250 m/s para los estratos en que no hay datos con el perfil de cono eléctrico y donde si los hay se calcularon con la formula para el Lago de Texcoco Virgen.

En vista de que el espesor total es

$$H_s = \sum_{i=1}^N h_i = 30.20 \text{ m}$$

Entonces, la velocidad de propagación de ondas es

$$V_s = \frac{4 \times 30.20}{1.15} = 105.50 \text{ m/s}$$

Por otra parte, el peso volumétrico del estrato equivalente se determina como el promedio pesado de los pesos volumétricos de los estratos por el espesor de cada uno de ellos, es decir

$$\gamma_s = \frac{\sum_{i=1}^N \gamma_i h_i}{H_s} = 1.46$$

Así, el contraste de impedancias mecánicas se determina como

$$p_s = \frac{\gamma_s V_s}{\gamma_o V_o} = \frac{1.46 \times 105.50}{1.61 \times 250} = 0.3800$$

Acción sísmica

Las ecuaciones que definen el espectro de diseño de acuerdo con el Manual de Diseño de Obras Civiles (2008) son:

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{Sa(T_e)}{g} = a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T_e}{T_a}; \quad \text{si } T_e < T_a \\
 a &= \frac{Sa(T_e)}{g} = \beta c; \quad \text{si } T_a \leq T_e < T_b \\
 a &= \frac{Sa(T_e)}{g} = \beta c \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^r; \quad \text{si } T_b \leq T_e < T_c \\
 a &= \frac{Sa(T_e)}{g} = \beta c \left(\frac{T_b}{T_c} \right)^r \left[k + (1-k) \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2 \right] \left(\frac{T_c}{T_e} \right)^2; \quad \text{si } T_e \geq T_c
 \end{aligned} \tag{6.1}$$

Donde a_0 es el coeficiente de aceleración del terreno, c el coeficiente sísmico y T el periodo natural de interés; T_a y T_b son dos periodos característicos que delimitan la meseta y r un exponente que define la parte curva del espectro de diseño. Los valores de estos parámetros se consignan en la Tabla 6.1 para las diferentes zonas sísmicas y los distintos tipos de terreno de cimentación.

Empleando el programa PRODISIS se tiene que la aceleración máxima del terreno en roca para el Distrito Federal (Tlalpan) es:

$$a_0^r = 144 \text{ cm/s}^2$$

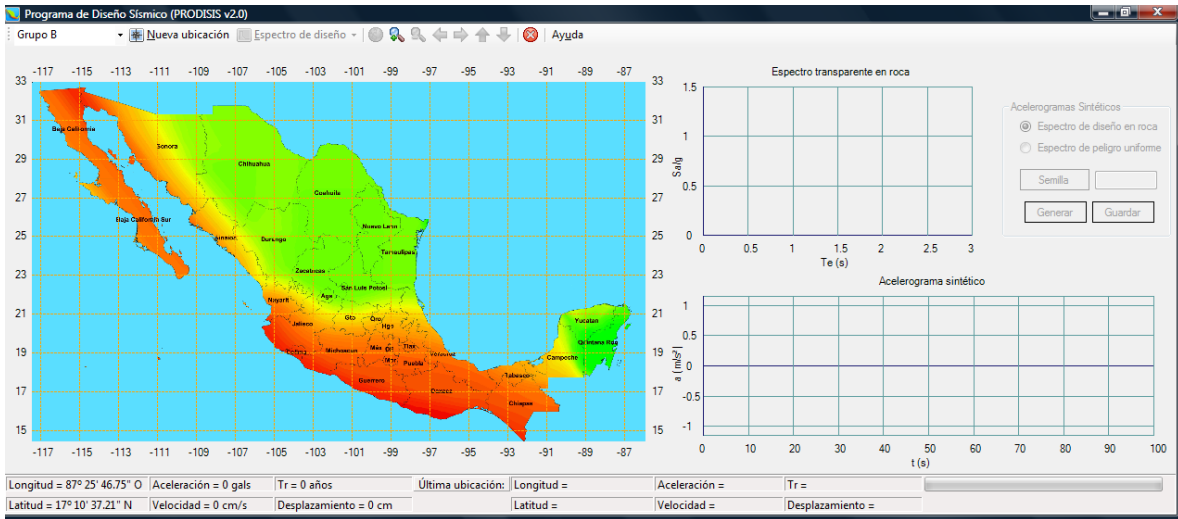


Figura 6.6. Regionalización Sísmica de la República Mexicana [PRODISIS, 2008].

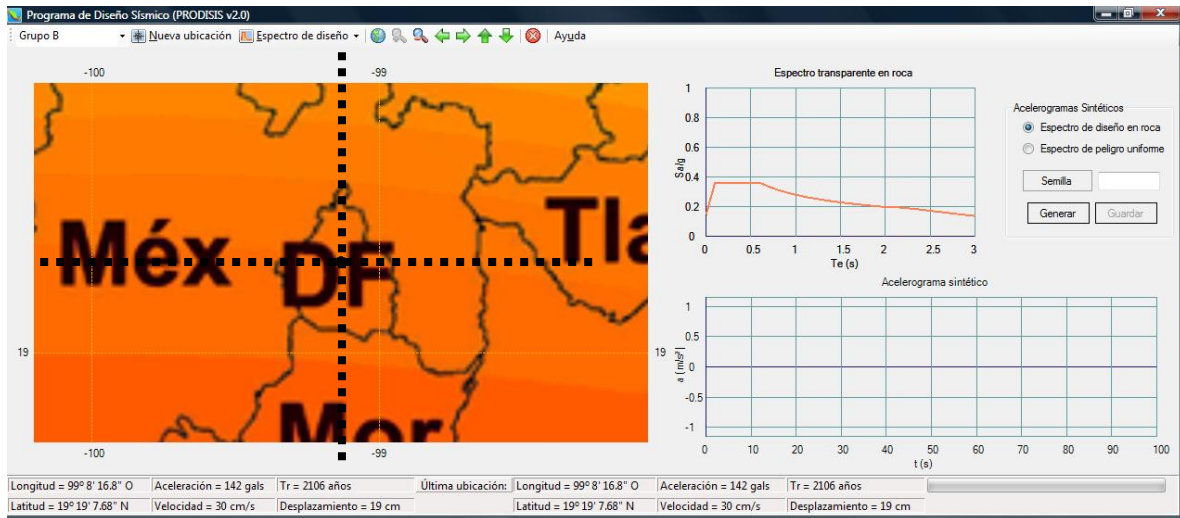


Figura 6.7. Aceleración máxima del terreno en roca [empleando el programa *PRODISIS*, 2008].

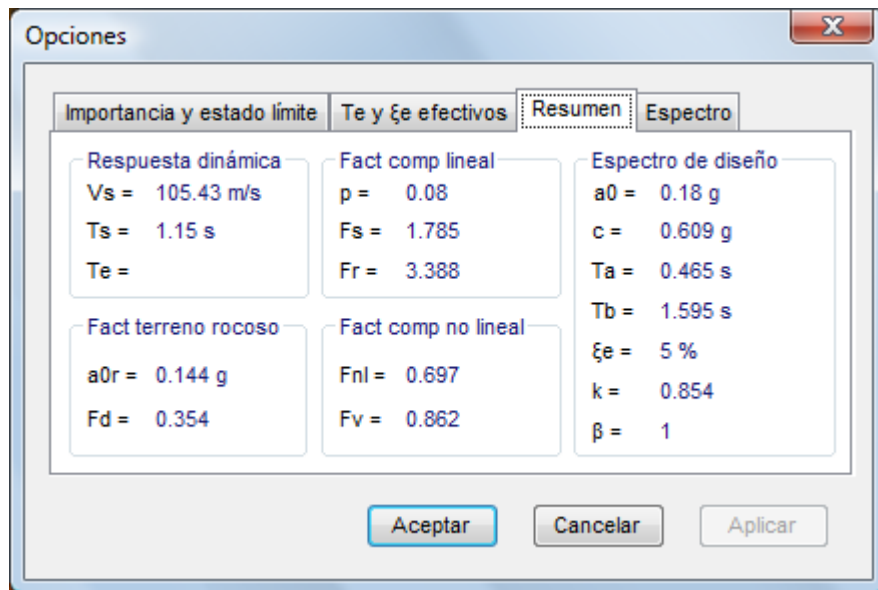


Figura 6.8. Resumen de parámetros de diseño sísmico [*PRODISIS*, 2008].

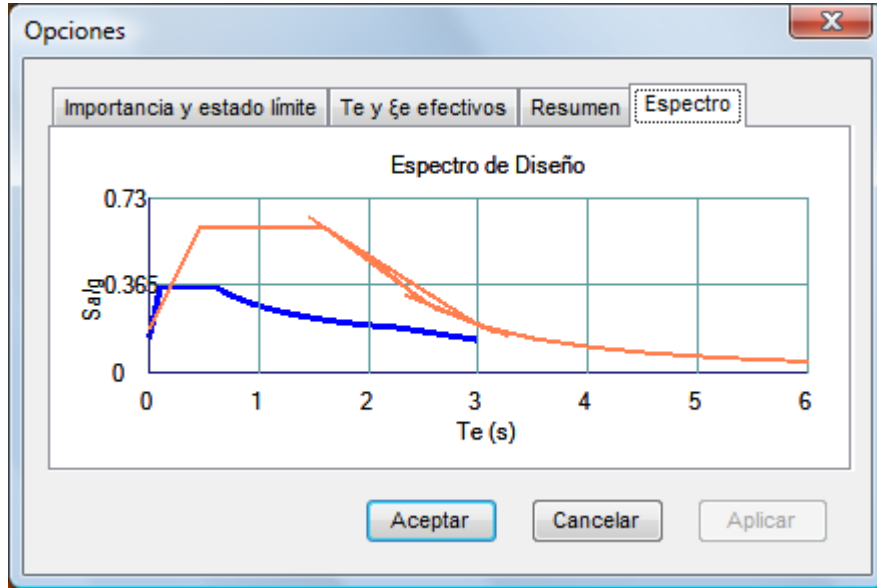


Figura 6.9. Espectro de diseño [PRODISIS, 2008]

El factor de distancia se determinará como (ecuación 6.2):

$$F_d = \frac{a_0^r}{a_{ref}}; \quad F_d \leq 1 \quad (6.2)$$

$$F_d = \frac{144.0}{400.0} = 0.3600$$

El factor de sitio se obtendrá por interpolación de la Tabla 6.1. Para ello, se hará

$$f_{sd} = T_s (F_d)^{1/2} \quad (6.3)$$

$$f_{sd} = 1.15(0.3600)^{1/2} = 0.6900$$



Los nodos entre los que se realizará la interpolación lineal serán

$f_{sd} \rightarrow$	0.00	0.05	0.10	0.20	0.50	1.00	2.00	3.00
$p_s \downarrow$								
1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.625	1.00	1.08	1.23	1.12	1.00	1.00	1.00	1.00
0.250	1.00	1.18	1.98	1.60	1.40	1.12	1.00	1.00
0.125	1.00	1.20	2.64	2.01	1.69	1.32	1.00	1.00
0.000	1.00	1.22	4.51	3.17	2.38	1.75	1.19	1.00

Siendo $F_{ij} = 1.40$, $F_{i,j+1} = 1.12$, $F_{i+1,j} = 1.00$ y $F_{i+1,j+1} = 1.00$, con $x = f_{sd} = 0.6900$, $y = p_s = 0.3800$. Las distancias relativas en la interpolación se determinarán como

$$dx = \frac{0.6900 - 0.50}{1.00 - 0.50} = 0.3800$$

$$dy = \frac{0.3800 - 0.250}{0.625 - 0.250} = 0.3467$$

Entonces, el factor de sitio resulta

$$F_s = 1.40 \times (1 - 0.3800) \times (1 - 0.3467) + 1.00 \times 0.3800 \times 0.3467 + 1.12 \times 0.3800 \times (1 - 0.3467) + 1.00 \times (1 - 0.3800) \times 0.3467 = 1.7850$$

El factor de respuesta se obtendrá por interpolación de la Tabla 6.2. Los nodos entre los que se realizará la interpolación lineal serán

$T_s \rightarrow$	0.00	0.05	0.10	0.20	0.50	1.00	2.00	3.00
$p_s \downarrow$								
1.000	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
0.625	2.50	3.80	3.74	3.57	3.26	2.81	2.56	2.51
0.250	2.50	4.36	4.41	4.27	3.45	2.85	2.59	2.53
0.125	2.50	4.74	4.91	4.90	3.70	3.06	2.75	2.65
0.000	2.50	5.27	5.66	6.02	4.81	4.05	3.58	3.40

Siendo $F_{ij} = 2.85$, $F_{i,j+1} = 2.59$, $F_{i+1,j} = 2.81$ y $F_{i+1,j+1} = 2.56$, con $x = T_s = 1.1500$ s, $y = p_s = 0.3800$. Las distancias relativas en la interpolación se determinarán como

$$dx = \frac{1.1500 - 1.00}{2.00 - 1.00} = 0.1500$$

$$dy = \frac{0.3800 - 0.250}{0.625 - 0.250} = 0.3467$$

Entonces, el factor de respuesta resulta

$$F_r = 2.85 \times (1 - 0.1500) \times (1 - 0.3467) + 2.56 \times 0.1500 \times 0.3467 + 2.59 \times 0.1500 \times (1 - 0.3467) + 2.81 \times (1 - 0.1500) \times 0.3467 = 3.3880$$

Para determinar el factor no lineal F_n , primero habrá que determinar F'_n que se obtendrá por interpolación de las tablas 6.3 y 6.4, ya que existen estratos granulares y arcillosos, y se obtendrá un promedio de ambos. Los nodos entre los que se realizará la interpolación lineal serán

$F_d \rightarrow$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
$p_s \downarrow$								
1.000	1.00	0.97	0.93	0.90	0.86	0.83	0.75	0.71
0.625	1.00	0.95	0.91	0.89	0.85	0.82	0.71	0.68
0.250	1.00	0.93	0.87	0.82	0.77	0.73	0.63	0.56
0.125	1.00	0.92	0.84	0.75	0.67	0.64	0.58	0.53
0.000	1.00	0.90	0.78	0.66	0.58	0.54	0.53	0.50

Siendo $F_{i,j} = 0.82$, $F_{i,j+1} = 0.77$, $F_{i+1,j} = 0.89$ y $F_{i+1,j+1} = 0.85$, con $x = F_d = 0.3600$, $y = p_s = 0.3800$. Las distancias relativas en la interpolación se determinarán como

$$dx = \frac{0.3600 - 0.30}{0.40 - 0.30} = 0.6000$$

$$dy = \frac{0.3800 - 0.250}{0.625 - 0.250} = 0.3467$$

Entonces, F'_{nl} resulta ser

$$F'_{nl} = 0.82 \times (1 - 0.6000) \times (1 - 0.3467) + 0.85 \times 0.6000 \times 0.3467 + 0.77 \times 0.6000 \times (1 - 0.3467) + 0.89 \times (1 - 0.6000) \times 0.3467 = 0.8163$$



$F_d \rightarrow$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
$p_s \downarrow$								
1.000	1.00	0.98	0.95	0.91	0.87	0.85	0.79	0.75
0.625	1.00	0.97	0.94	0.93	0.90	0.88	0.81	0.79
0.250	1.00	0.96	0.93	0.91	0.87	0.85	0.77	0.74
0.125	1.00	0.93	0.85	0.76	0.70	0.67	0.61	0.56
0.000	1.00	0.82	0.63	0.46	0.36	0.32	0.31	0.28

Siendo $F_{i,j} = 0.91$, $F_{i,j+1} = 0.87$, $F_{i+1,j} = 0.93$ y $F_{i+1,j+1} = 0.90$, con $x = F_d = 0.3600$, $y = p_s = 0.3800$. Las distancias relativas en la interpolación se determinarán como

$$dx = \frac{0.3600 - 0.30}{0.40 - 0.30} = 0.6000$$

$$dy = \frac{0.3800 - 0.250}{0.625 - 0.250} = 0.3467$$

Entonces, F'_{nl} resulta ser

$$F'_{nl} = 0.91 \times (1 - 0.6000) \times (1 - 0.3467) + 0.90 \times 0.6000 \times 0.3467 + 0.87 \times 0.6000 \times (1 - 0.3467) + 0.93 \times (1 - 0.6000) \times 0.3467 = 0.9046$$

Con la ecuación 6.4 se llega a que el Factor no lineal es

$$F_{nl} = \begin{cases} 1 - (1 - F'_{nl}) \frac{T_s}{T_{ref}} & \text{si } T_s \leq T_{ref} \\ F'_{nl} & \text{si } T_s > T_{ref} \end{cases} \quad (6.4)$$

$$F_{nl} = 1 - (1 - 0.8605) \frac{1.1500}{1.50} = 0.6970$$

Para determinar el factor de velocidad F_v , primero habrá que determinar F'_v , que se obtendrá por interpolación de las tablas 6.5 y 6.6, ya que existen estratos granulares y arcillosos, y se obtendrá un promedio de ambos. Los nodos entre los que se realizará la interpolación lineal serán

$F_d \rightarrow$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
$p_s \downarrow$								
1.000	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.95	0.95
0.625	1.00	0.98	0.97	0.93	0.90	0.89	0.89	0.89
0.250	1.00	0.97	0.93	0.86	0.81	0.79	0.79	0.79
0.125	1.00	0.97	0.92	0.85	0.80	0.78	0.78	0.78
0.000	1.00	0.97	0.92	0.85	0.80	0.78	0.78	0.78

Siendo $F_{i,j} = 0.86$, $F_{i,j+1} = 0.81$, $F_{i+1,j} = 0.93$ y $F_{i+1,j+1} = 0.90$, con $x = F_d = 0.3600$, $y = p_s = 0.3800$. Las distancias relativas en la interpolación se determinarán como

$$dx = \frac{0.3600 - 0.30}{0.40 - 0.30} = 0.6000$$

$$dy = \frac{0.3800 - 0.250}{0.625 - 0.250} = 0.3467$$

Entonces, F'_v resulta ser

$$F'_v = 0.86 \times (1 - 0.6000) \times (1 - 0.3467) + 0.90 \times 0.6000 \times 0.3467 + 0.81 \times 0.6000 \times (1 - 0.3467) + 0.93 \times (1 - 0.6000) \times 0.3467 = 0.8584$$

$F_d \rightarrow$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
$p_s \downarrow$								
1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.625	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
0.250	1.00	0.99	0.98	0.96	0.94	0.93	0.93	0.93
0.125	1.00	0.98	0.95	0.90	0.86	0.84	0.84	0.84
0.000	1.00	0.95	0.88	0.77	0.69	0.67	0.66	0.66

Siendo $F_{i,j} = 0.96$, $F_{i,j+1} = 0.94$, $F_{i+1,j} = 0.99$ y $F_{i+1,j+1} = 0.99$, con $x = F_d = 0.3600$, $y = p_s = 0.3800$. Las distancias relativas en la interpolación se determinarán como

$$dx = \frac{0.3600 - 0.30}{0.40 - 0.30} = 0.6000$$

$$dy = \frac{0.3800 - 0.250}{0.625 - 0.250} = 0.3467$$



Entonces, F'_v resulta ser

$$F'_v = 0.96 \times (1 - 0.6000) \times (1 - 0.3467) + 0.99 \times 0.6000 \times 0.3467 + 0.94 \times 0.6000 \times (1 - 0.3467) + 0.99 \times (1 - 0.6000) \times 0.3467 = 0.9626$$

Con la ecuación 6.5 se llega a que el factor de velocidad es

$$F_v = \begin{cases} 1 - (1 - F'_v) \frac{T_s}{T_{ref}} & \text{si } T_s \leq T_{ref} \\ F'_v & \text{si } T_s > T_{ref} \end{cases} \quad (6.5)$$

$$F_v = 1 - (1 - 0.9105) \frac{1.1500}{1.50} = 0.8620$$

Entonces, las ecuaciones que definen el espectro de diseño de aceleraciones son:

$$S_a(T_e) = 180 + (0.6090 - 180) \frac{T_e}{0.4650} \quad \text{para } T_e < 0.4650$$

$$S_a(T_e) = 0.6090 \quad \text{para } 0.4650 \leq T_e < 1.5950$$

$$S_a(T_e) = 0.6090 \left(\frac{1.5950}{T_e} \right)^{1.1500} \quad \text{para } 1.5950 \leq T_e < 2.00$$

$$S_a(T_e) = 0.6090 \left(\frac{1.5950}{2.00} \right)^{1.1500} \left[0.8540 + (1 - 0.8540) \left(\frac{2.00}{T_e} \right)^2 \right] \left(\frac{2.00}{T_e} \right)^2 \quad \text{para } T_e \geq 2.00$$

Los valores correspondientes al caso en estudio son:

Aceleración máxima del terreno	$a_0 = 180.00$	(g)
Ordenada espectral	$c = 0.6090$	(g)
Periodo dominante del sitio	$T_s = 1.1500$	(s)
Periodos característicos del espectro T_a y T_b	$T_a = 0.4650$	(s)
	$T_b = 1.5950$	(s)
Caida de la rama espectral descendente k	$k = 0.8540$	(*)
Es el periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al	$T_c = 2.00$	(s)

desplazamiento del terreno		
Factor de amortiguamiento β	$\beta = 1.00$	(*)

En la Figura 6.10 se ilustra el espectro calculado con los parámetros reportados y haciendo uso de la ecuación 6.12, con $\beta = 1$, ya que es un espectro de peligro uniforme para 5% de amortiguamiento estructural, carente de efectos de interacción suelo–estructura.

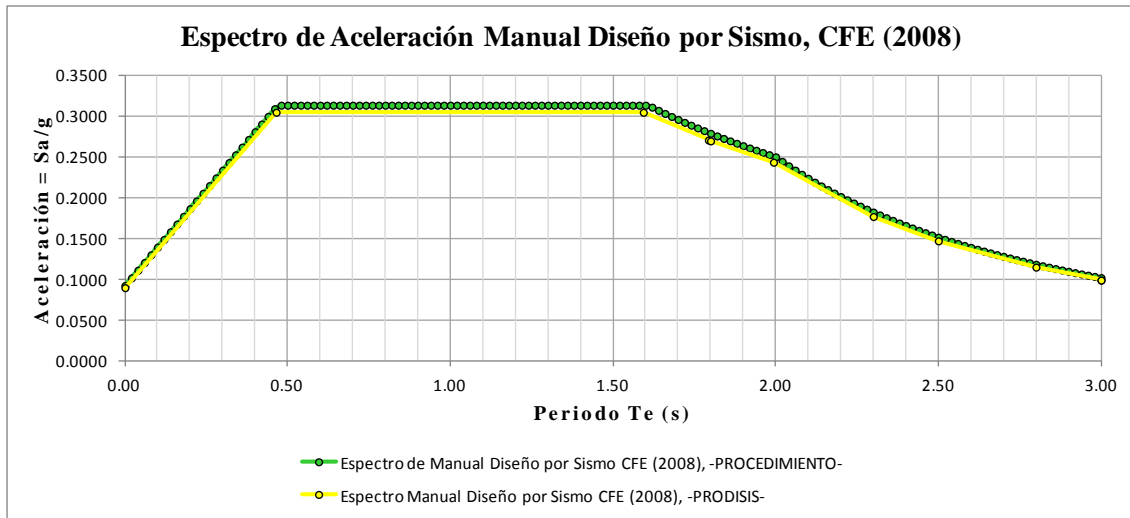


Figura 6.10. Espectro de aceleración máxima del terreno (empleando el programa PRODISIS).

6.7.3. Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y Normas Técnicas Complementarias (NTC)

Cálculo del Espectro para Diseño Sísmico

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$\begin{aligned}
 a &= a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\
 a &= c; & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\
 a &= qc; & \text{si } T > T_b
 \end{aligned}
 \tag{6.6}$$

Donde



$$q = (T_b/T)^r \tag{6.7}$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtienen de la Tabla 6.8.

Tabla 6.8. Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones para la Zona II del Distrito Federal.

Zona	c	a_0	T'_a	T'_b	r
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33

Donde T es el período natural de interés; T , T_a y T_b están expresados en segundos.

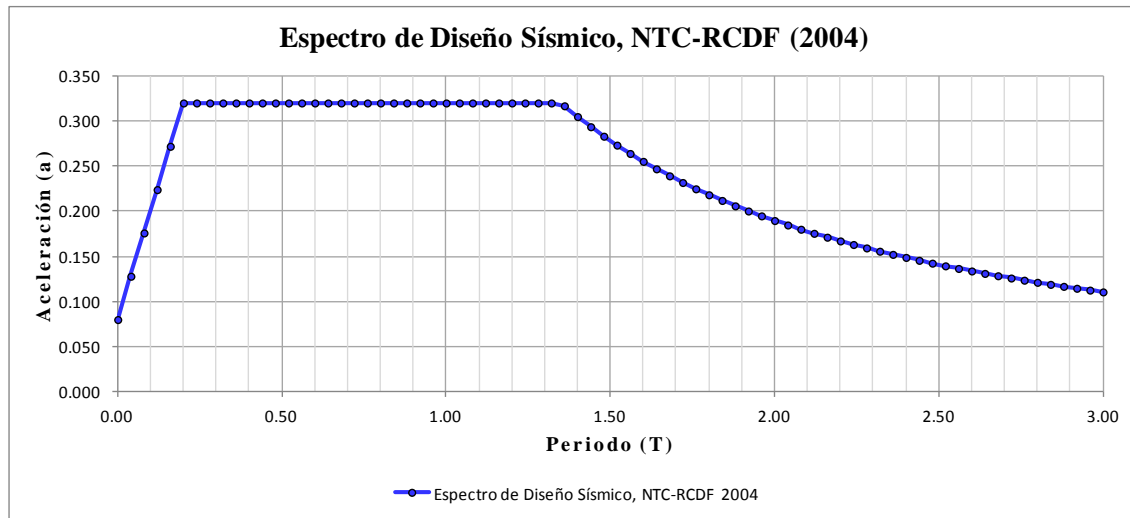


Figura 6.11. Espectro de aceleraciones para diseño sísmico [NTC-DF, 2004].

El coeficiente de aceleración del terreno, a_0 , el coeficiente sísmico c , el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b del espectro de aceleraciones se obtendrán en función del periodo dominante del sitio, usando las siguientes expresiones:

$$a_0 = \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases} \tag{6.8}$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5(T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (6.9)$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases} \quad (6.10)$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (6.11)$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35; & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases} \quad (6.12)$$

6.8. Comparativa

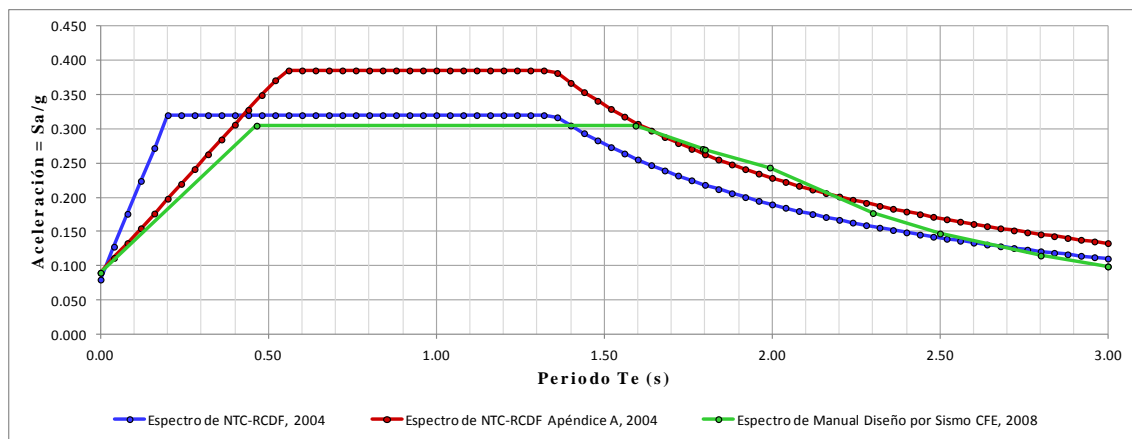


Figura 6.12. Comparativa de los espectros de aceleraciones de CFE (2008) y Normas Técnicas Complementarias [NTC, 2004].

Se puede observar que las aceleraciones del espectro sísmico de CFE [2008] son más grandes que las de las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal [2004], ya que las NTCDS–DF, en el plano de zonificación sísmica toman en cuenta sólo el Distrito



Federal, de acuerdo a un estudio de tipos de suelo y espesores por lo que son más específicas en sus análisis.

6.9. Conclusiones

El espectro para diseño sísmico de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, de cierta forma tiene más precisión en el cálculo ya que la zonificación sólo es del Distrito Federal basado en una clasificación del tipo de suelo.

El procedimiento que se sigue en la práctica de la ingeniería civil, nos permite definir espectros de diseño sísmico para cualquier parte de la República Mexicana. Por su parte, el Reglamento de Construcciones nos permite calcular el espectro para el Distrito Federal, con mayor exactitud en la zona Lacustre, ya que es bien sabido que los movimientos sísmicos son amplificados en esta zona de la ciudad de México. Esta zona consiste de estratos arcillosos con contenido de agua de hasta 400% apoyados sobre depósitos más competentes.

Se ha presentado una revisión de los criterios especificados en las NTCDS–DF y el MDS–CFE para considerar los efectos de sitio e interacción suelo–estructura. Se repasaron los modelos en que están basados dichos criterios y se examinaron los resultados que se obtienen de su aplicación. Asimismo, se plantearon aquellos efectos de sitio e interacción que no se consideran de forma explícita, a fin de que en la práctica se tengan presentes las limitaciones reglamentarias que derivan del estado actual del conocimiento.

Los criterios reglamentarios vigentes sobre efectos de sitio e interacción suelo–estructura son particularmente sencillos, ya que la principal intención de las NTCDS–DF y el MDS–CFE es sentar las bases para la consideración explícita de dichos efectos.



CAPÍTULO 7. ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

7.1. Introducción

Las zapatas y losas de cimentación se utilizan cuando las capas superficiales del terreno son resistentes y de baja compresibilidad para las cargas que la estructura les transmitirá.

Las zapatas aisladas se emplean como elementos de cimentación bajo columnas y las continuas o corridas bajo muros de carga o hileras de columnas. En ocasiones se utilizan zapatas combinadas que reciben las descargas de dos o más columnas, siendo su finalidad incrementar la rigidez y reducir los asentamientos diferenciales.

Las losas de cimentación se utilizan cuando se requiere reducir la presión de contacto con el terreno o cuando resultan más económicas que zapatas de grandes dimensiones.

7.2. Consideraciones en la práctica de la Ingeniería Civil

7.2.1. Factores de seguridad en diseño de cimentaciones

Habiendo supuesto que resulta práctico construir un tipo de cimentación determinado, bajo las condiciones que prevalecen en el lugar, es necesario juzgar el probable funcionamiento de la cimentación con respecto a dos tipos de problemas. Por una parte, toda la cimentación, o cualquiera de sus elementos pueden fallar porque el suelo o la roca sean incapaces de soportar la carga. Por otra parte, el suelo o roca de apoyo pueden no fallar, pero el asentamiento de la estructura puede ser tan grande o tan disparate, que la estructura puede agrietarse y dañarse. El mal comportamiento del primer tipo se relaciona con la resistencia del suelo o roca de apoyo y se llama falla por capacidad de carga. El del segundo tipo está asociado a las características de la relación de esfuerzo–deformación del suelo o roca, y se conoce como asentamiento perjudicial.

Los factores de seguridad son una protección contra:

- a) Variaciones naturales en la fuerza cortante del suelo;
- b) Incertidumbre en la seguridad o confiabilidad de métodos teóricos o empíricos para calcular capacidades de carga;
- c) Deterioro menor local en la capacidad de carga del suelo durante o subsiguiente a la construcción.
- d) Asentamiento excesivo causado por el aflojamiento del suelo cuando la cimentación está llegando a una falla por deslizamiento.

De estos puntos, la variación en las condiciones del suelo es la principal razón para requerir de un factor de seguridad adecuado. Se necesita un alto grado de juicio por parte del ingeniero de cimentaciones para seleccionar valores de diseño de fuerza cortante del suelo en lugares donde los resultados de las pruebas son ampliamente dispersos. Generalmente se utiliza un factor de seguridad de 2.5 a 3 para cubrir las variaciones o incertidumbres anteriormente enlistadas. Sólo se debe adoptar un valor de 2 en lugares en que existen condiciones de suelos muy uniformes, y donde los asentamientos totales y diferenciales no son un factor crítico en el diseño. Factores de seguridad menores a 1.5–2 se utilizan en el diseño de trabajos temporales, como armazones que sostienen una planta de construcción o para cálculos de la presión de carga permisible para trabajos de suelos donde los efectos del asentamiento no van en detrimento de trabajos temporales o de propiedades adyacentes.

Los edificios son diseñados sobre la base de la determinación de las cargas de servicio y la obtención de una relación adecuada de resistencia del material a dichas cargas, que se denomina ya sea un factor de seguridad o de carga. Ninguna de las cantidades de este factor se conocen con precisión, de modo que las normas (o códigos) o la experiencia pueden servir de fundamento para desarrollar la relación que, se espera, dé un valor límite inferior – el valor real es este o algo más grande.

Los valores de los códigos que se utilizan para desarrollar las cargas vivas y otras son un compromiso entre el límite superior y muy cerca del límite superior.

Hay más incertidumbres en la determinación de la resistencia admisible del suelo que en los elementos de la superestructura. Estas se pueden resumir de la siguiente manera:

- Complejidad de comportamiento de los suelos
- Falta de control sobre los cambios del medio ambiente después de la construcción
- Conocimiento incompleto de las condiciones del subsuelo
- Incapacidad para desarrollar un buen modelo matemático para la cimentación
- Incapacidad para determinar con precisión los parámetros del suelo



Estas incertidumbres y aproximaciones resultantes tienen que ser evaluadas para cada sitio y con un factor de seguridad adecuado, asignado directamente (o indirectamente) que no sea demasiado conservador pero que tome en cuenta al menos lo siguiente:

1. Magnitud de los daños (pérdida de vidas, daños a la propiedad, y demandas judiciales) en caso de que resulte una falla
2. Costo relativo de aumentar o disminuir el FS
3. Cambio relativo en la probabilidad de falla al cambiar el FS
4. Fiabilidad de los datos sobre el suelo
5. Cambios en las propiedades del suelo en las operaciones de construcción, y luego, por cualquier otra causa
6. Precisión del diseño utilizado actualmente / métodos de análisis

Es habitual utilizar factores de seguridad generales del orden de los que se muestran en la Tabla 7.1. El cortante debe interpretarse como la capacidad de carga de zapatas.

Tabla 7.1. Factores de seguridad empleados comúnmente en la práctica ingenieril [Bowles, 1996].

Modo de falla	Cimentación tipo	FS
Cortante	Movimiento de tierras	
	Presas, rellenos, etc.	1.2–1.6
Cortante	Estructuras de retención	
	Muros	1.5–2.0
Cortante	Ataguías con tablestacas	1.2–1.6
	Excavaciones reforzadas temporalmente	1.2–1.5
Cortante	Zapatas	
	Corridas	2–3
	Losas	1.7–2.5
	Elevación	1.7–2.5
Flujo de agua (fuerzas de filtración)	Subpresión, levantamiento	1.5–2.5
	Tubificación	3–5

7.3. Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias

7.3.1. Verificación de la seguridad de las cimentaciones

Tradicionalmente, el diseño en geotecnia se realiza aplicando un Factor de Seguridad (FS) específico para el problema en estudio, bajo condiciones de carga y resistencia establecidas. Este FS es producto de la experiencia acumulada a lo largo de muchos años. En general, se aplican valores numéricos diferentes según el diseño de que se trate. Significa que la experiencia acumulada en ingeniería geotécnica indica que aplicando tales FS, la probabilidad de ocurrencia de falla (catastrófica) se minimiza [*Jaime y Montoya, 2008*].

Los Reglamentos de Construcción no hablan de factores de seguridad, sino de factores de carga y factores de reducción para los estados límites de falla y de servicio. Es decir, acotan el diseño para evitar una falla catastrófica, y aseguran que el comportamiento de la obra cumpla con las condiciones de servicio para las que se diseña.

◆ Estados límite

Se entiende por estado límite, al comportamiento a partir del cual una cimentación o parte de ella deja de cumplir con alguna función para la que fue proyectada.

Empleando la terminología del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004), puede decirse que las cimentaciones deben presentar una seguridad adecuada respecto a los siguientes estados límite que pueden dividirse como sigue:

- a) **Estados límite de falla:** flotación; flujo plástico local o general del suelo bajo la cimentación; y falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

Los estados límite de falla corresponden al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la cimentación o al hecho de que, sin que se agote la capacidad de carga, se presenten daños irreversibles que afecten su resistencia ante acciones futuras. Cada uno de estos estados límite de falla deberá evaluarse para las condiciones más críticas durante la construcción, para instantes inmediatamente posteriores a la puesta en servicio de la estructura y para tiempos del orden de la vida útil de la misma.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá 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 con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales o se determinará con pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación se calculará a partir de la resistencia media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla correspondiente al mecanismo más crítico. En el cálculo de tomará en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación y entre ésta y las cimentaciones vecinas.

Cuando en el subsuelo del sitio o en su vecindad existan rellenos sueltos, galerías, grietas u otras oquedades, éstos deberán tratarse apropiadamente o bien considerarse en el análisis de estabilidad de la cimentación.

- b) **Estados límite de servicio:** movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante; inclinación media de la construcción, y deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas.

Los estados límite de servicio se alcanzan cuando la cimentación llega a estados que afecten su correcto funcionamiento pero no su capacidad para soportar cargas. Deberá revisarse que no resulten excesivos el movimiento vertical medio (hundimiento o emersión) con respecto al nivel del terreno circundante, la inclinación media y la deformación diferencial.

En cada uno de los 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 garantizar que no se causarán daños intolerables a la propia cimentación, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos.

Se prestará gran atención a la compatibilidad a corto y largo plazos del tipo de cimentación seleccionado con el de las estructuras vecinas.

La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la Tabla 7.9.

Es necesario revisar la seguridad respecto a estos estados bajo carga estática a corto y largo plazo pero también bajo condiciones accidentales y en particular en condiciones sísmicas.

7.4. Consideraciones en la práctica de la Ingeniería Civil para zapatas aisladas y corridas

7.4.1. Capacidad de carga del suelo de cimentación

◆ Antecedentes

El análisis de la capacidad de carga constituye el marco básico del diseño. La investigación moderna del problema se inició con el trabajo de Prandtl sobre la indentación de metales, que se extendió al caso de materiales sin peso y con fricción interna, por Reissner, y al de simetría axial por Hencky. Las primeras aplicaciones de estas soluciones al análisis de cimentaciones, se atribuyen a Caquot y a Buisman. Este último fue autor de los primeros intentos de extender los análisis de plasticidad a suelos con peso y sugirió la sobreposición del término de peso propio a los otros dos términos de la ecuación de capacidad de carga. Este método es prominente en el trabajo presentado casi simultáneamente por Terzaghi, el cual ha ejercido destacada influencia en las generaciones posteriores.

La carga admisible en una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada, teniendo, además, un margen de seguridad dado por el llamado factor de seguridad. La carga admisible no depende únicamente del terreno, sino también de la cimentación, característica de la estructura y del factor de seguridad que se adopte en cada caso.

Los factores que influyen en la capacidad de carga de una cimentación son los siguientes:

- ◆ Tipo de suelo y estratigrafía.
- ◆ Magnitud de las cargas.
- ◆ Excentricidad de las cargas.
- ◆ Profundidad de la cimentación.
- ◆ Forma de la base de la cimentación.
- ◆ Inclinación del terreno.
- ◆ Profundidad del estrato resistente.



7.4.2. Tipos de falla por capacidad de carga

Falla se define como la movilización de todo el valor de resistencia al corte del suelo, acompañada por grandes y excesivos asentamientos. El mecanismo que causa la falla de las cimentaciones superficiales o poco profundas depende del tipo de suelo, en particular de su compresibilidad, y el tipo de carga.

La experiencia y observación del comportamiento de cimentaciones indica que la falla por capacidad de carga generalmente ocurre en forma de una rotura por corte del suelo de desplante que apoya la cimentación. Se describen tres tipos principales de falla bajo las cimentaciones:

- a) Falla por corte general.
- b) Falla por corte local.
- c) Falla por punzonamiento.

La falla por corte general se caracteriza por la existencia de un patrón de rotura bien definido, que consiste en una superficie de deslizamiento continuo, que se inicia en el borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno (Figura 7.1.a). En condiciones de esfuerzo controlado, bajo las cuales opera la mayoría de las cimentaciones, la falla es tanto súbita como catastrófica. En condiciones de deformación controlada (que ocurre, por ejemplo, cuando se transmite la carga mediante un gato), puede observarse una marcada disminución en la carga última, para que se produzca un movimiento de la cimentación. Para ambos procesos de carga, se observa una tendencia al hinchamiento en el suelo adyacente a los lados de la cimentación, aunque el colapso final del suelo ocurre de un solo lado. Este modo de falla se asocia con los suelos densos o preconsolidados de baja compresibilidad.

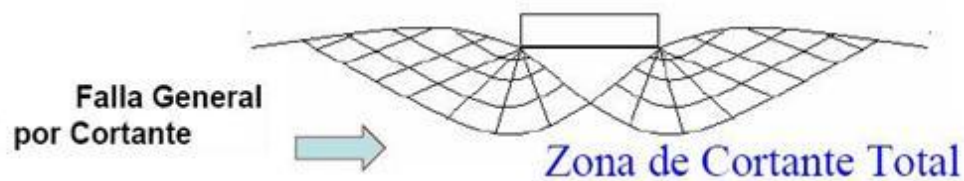


Figura 7.1. (a) Falla por corte general.

La falla por punzonamiento, se caracteriza por un patrón de rotura que no es fácilmente observable (Figura 7.1b). Al incrementar la carga, el movimiento vertical de la cimentación se acompaña por la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella. La penetración subsiguiente de la cimentación se debe a la rotura vertical por corte alrededor de la

cimentación. El suelo fuera del área de carga resiente solo mínimas alteraciones y casi no se observan movimientos de este junto a la cimentación. Se mantiene el equilibrio de la cimentación tanto vertical como horizontal.

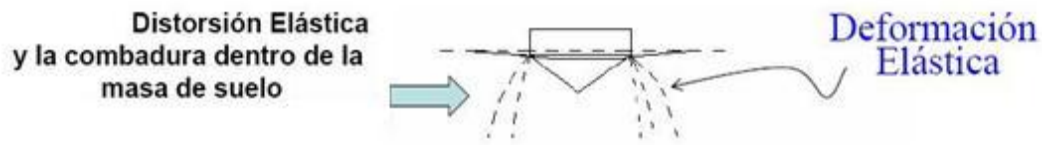


Figura 7.1. (b) Falla por punzonamiento.

La falla por corte local se caracteriza por un patrón de rotura que sólo se define claramente debajo de la cimentación (Figura 7.1.c.), y que consiste en una cuña y superficies de deslizamiento que empiezan en los bordes de la cimentación, como en el caso de la rotura por corte general. Existe marcada tendencia al hinchamiento del suelo a los lados de la cimentación, la compresión vertical debajo de la cimentación es apreciable y las superficies de deslizamiento terminan en algún punto dentro de la masa de suelo. Aun así, no se produce colapso catastrófico ni inclinación de la cimentación, la cual queda hondamente empotrada, movilizándose la resistencia de los estratos más profundos del suelo; así, la rotura por corte local tiene características tanto del tipo de falla por corte general como del de punzonamiento, y representa un tipo de transición realmente.

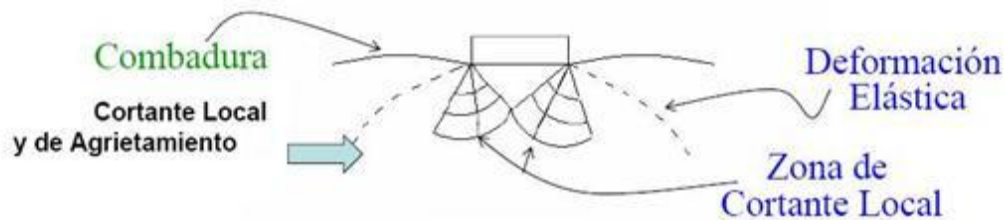


Figura 7.1. (c) Falla por corte local.

Tabla 7.2. Modos de falla [Barnes, 2000].

Modo de falla	Características	Suelos típicos
<i>Cortante general</i>	<p>Bien definida la superficie de desplazamiento continuo hasta el nivel del suelo</p> <p>El levantamiento ocurre en ambos lados con el colapso final y la inclinación de un lado</p> <p>La falla es repentina y catastrófica</p> <p>El valor último es el valor máximo</p>	<p>Suelos de baja compresibilidad</p> <p>Arenas muy densas</p> <p>Arcillas saturadas (NC y OC) de corte no drenada (carga rápida)</p>



	(valor pico)	
<i>Cortante local (Transición)</i>	<p>Bien definidas las superficies de desplazamiento sólo por debajo de la cimentación, ambos lados discontinuos</p> <p>Grandes desplazamientos verticales requieren antes la aparición de superficies de desplazamiento a nivel del suelo</p> <p>Algunos levantamientos ocurren en ambos lados sin inclinación y falla no catastrófica</p> <p>No hay valor máximo (valor pico), el valor último no se define</p>	<p>Compresibilidad moderada</p> <p>Arenas densas medias</p>
<i>Cortante por punzonamiento</i>	<p>Bien definidas las superficies de desplazamiento sólo por debajo de la cimentación, ninguno de ambos lados</p> <p>Grandes desplazamientos verticales producidos por la compresibilidad del suelo</p> <p>No hay levantamiento, no hay inclinación o falla catastrófica</p> <p>No hay valor último, el incremento de la compresión densifica la arena</p>	<p>Suelos de alta compresibilidad</p> <p>Arenas muy sueltas</p> <p>Arcillas parcialmente saturadas</p> <p>Arcilla NC de corte drenada (carga muy lenta)</p> <p>Turbas</p>

7.4.3. Ecuaciones de capacidad de carga para zapatas en un suelo $\phi - c$

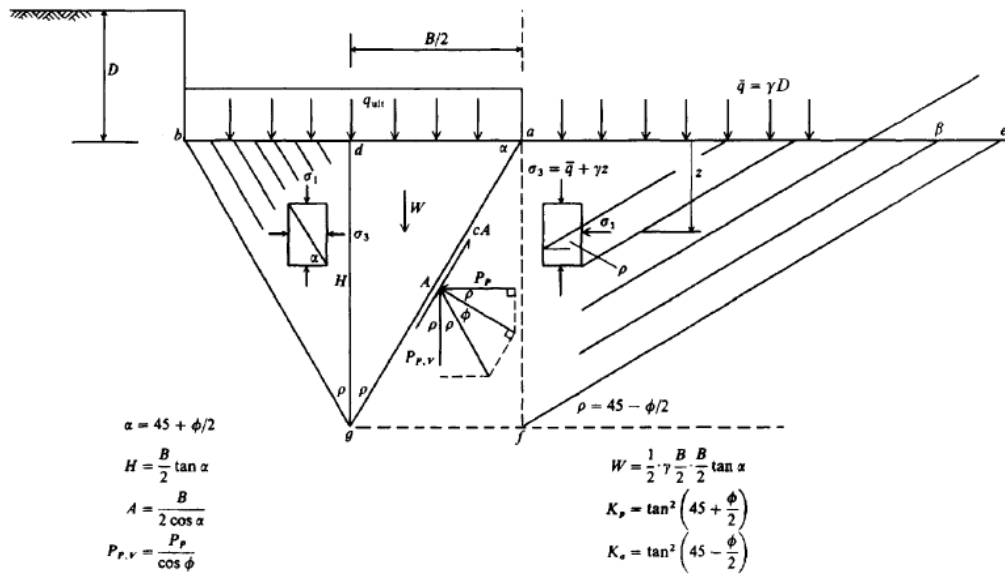


Figura 7.2. Capacidad de carga simplificada para un suelo $\phi - c$ [Bowles, 1997].

La Figura 7.2 es un posible caso para la zapata en un suelo tanto con cohesión c y ángulo de fricción interna ϕ . Aquí se muestra una falla de la cuña en función de las consideraciones teóricas y observaciones de las zapatas del modelo [Jumikis (1962), Ko y Davidson (1973)]. Cuando la cuña se desplaza en el suelo, las presiones laterales se desarrollan a lo largo de la línea ag , que tiende a trasladar bloques agf horizontalmente contra la cuña afe . Las presiones a lo largo de la línea vertical af se muestran por el bloque de esfuerzo en el lado derecho de esa línea. Se puede demostrar utilizando círculos de Mohr que la cuña agb desarrolla líneas de esfuerzo de deslizamiento, como se muestra en el pequeño recuadro del bloque de esfuerzo, en $\alpha = 45 + \phi/2$ con la horizontal y para una zapata con una base lisa de modo que ab es un plano principal. Del mismo modo, la cuña afe tiene ángulos de líneas de desplazamiento de $\beta = 45 - \phi/2$ que salen en la línea ae (también se toman como un plano principal) en un ángulo de β .

Del bloque de esfuerzo a la derecha de la línea vertical af (de longitud H) se puede calcular la presión de tierra total resistente como la fuerza P_p por la integración de la Ecuación (7.1),

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (7.1)$$



$$P_p = \int_0^H \sigma_1(dz) = \int_0^H \left\{ (\gamma z + \bar{q}) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right\} dz \quad (7.2a)$$

Utilizando la definición dada en la Figura 7.2 para K_p e integrando (necesario ya que σ_1 varía de a a f basado en la profundidad z), obtenemos

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot K_p + \bar{q} H \cdot K_p + 2cH \cdot \sqrt{K_p} \quad (7.2b)$$

Para encontrar q_{ult} hay que sumar fuerzas en la dirección vertical de la cuña intermedia adg de ancho unitario utilizando las fuerzas que se muestran en la figura para obtener

Presión de zapata	Peso de cuña	Cohesión	Presión lateral	(7.2c)
$q_{ult} \times \frac{B}{2} +$	$\gamma \frac{B}{2} \cdot \frac{H}{2} -$	$cA \cos \rho -$	$\frac{P_p}{\text{sen} \rho \cos \phi} = 0$	

En sustitución de los valores de H y A , como se muestra en la Figura 7.2, obtenemos

$$q_{ult} = c \left[\frac{2K_p}{\cos \phi} + \sqrt{K_p} \right] + \bar{q} \frac{\sqrt{K_p} K_p}{\cos \phi} + \frac{\gamma B}{4} \left[\frac{K_p^2}{\cos \phi} - K_p \right] \quad (7.2d)$$

Reemplazando los multiplicadores c , \bar{q} , y γB con factores N , podemos escribir la Ecuación (7.2d) en el formato utilizado comúnmente como

$$q_{ult} = cN_c + \bar{q}N_q + \gamma BN_\gamma \quad (7.2e)$$

Como veremos en la siguiente sección, la Ecuación (7.2d) subestima q_{ult} considerablemente por varias razones:

1. La zona afg se descuida.
2. La interfaz de la zapata es por lo general rugosa y contribuye con un efecto de rugosidad.
3. La forma del bloque $agfe$ define mal la zona de resistencia para el movimiento de la cuña en el suelo. Una espiral logarítmica define mejor la superficie de desplazamiento de g a f y en parte a lo largo de fa a e .
4. La solución es para una franja de anchura unitaria a través de una zapata muy larga, por lo que tiene que ser ajustada para zapatas redondas, cuadradas, o de longitud finita (es decir, se necesita un factor de forma).

5. La resistencia al corte del plano ae a la superficie del suelo se ha descuidado, por lo que requiere algún tipo de ajuste (es decir, un factor de profundidad).
6. Otros factores que serán necesarios si q_{ult} está inclinada respecto a la vertical (es decir, los factores de inclinación).

Estas derivaciones son sólo para ilustrar los problemas en la definición de la capacidad de carga última de un suelo y no están destinadas para el uso en el diseño. Las ecuaciones dadas en la sección siguiente deben ser utilizadas para cualquier diseño.

7.4.4. Ecuación de capacidad de carga de Terzaghi

Solución de Terzaghi:

Una buena parte de las teorías desarrolladas tiene su base en hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos a partir de tales hipótesis. En otras teorías, especialmente en las que corresponden a desarrollos recientes, la observación y el empirismo juegan un papel mucho más importante. Se puede decir que todas las teorías matemáticas tienen como punto de partida la solución de Prandtl.

Las diferentes teorías de capacidad de carga solucionan problemas en suelos cohesivos, friccionantes y algunas de ellas el caso de suelos cohesivo–friccionantes.

$$q_u = cN_c + \bar{q}N_q + \gamma BN_\gamma \quad (7.3a)$$

Uno de los primeros conjuntos de ecuaciones de capacidad de carga fue propuesto por Terzaghi (1943) como se muestra en la Tabla 7.3a. Las ecuaciones de Terzaghi se producen a partir de una teoría de la capacidad de carga desarrollada por Prandtl (1920) ligeramente modificada de utilizar la teoría de la plasticidad para analizar el punzonamiento de una base rígida en un material (suelo) más blando. Similar a la ecuación (7.3a), la ecuación básica era para el caso de una zapata corrida, la cual se puede idealizar como un caso de deformación plana. Los factores de forma s_c , s_q y s_γ son iguales a 1.00. Los factores de carga N_c , N_q y N_γ se calculan de manera diferente. Terzaghi utilizó $\alpha = \phi$ mientras que otras teorías utilizan $\alpha = 45 + \phi/2$. Vemos en la Tabla 7.3a que Terzaghi sólo utiliza factores de forma con los términos de la cohesión (s_c) y la base (s_γ). La ecuación de capacidad de carga de Terzaghi se desarrolla, al igual que la ecuación (7.3a), mediante la suma de fuerzas verticales [Bowles, 1996].

Terzaghi propuso ecuaciones para cimentaciones "superficiales" donde $D \leq B$



$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (7.3b)$$

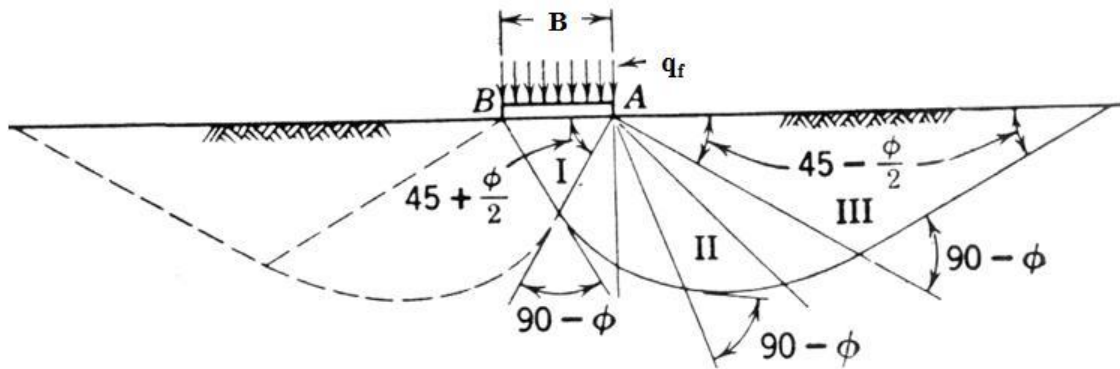


Figura 7.3. Modelo de falla asumido.

En el mecanismo se observan tres regiones: una triangular activa (región I) que se mueve hacia abajo, una triangular pasiva (región III) que se mueve hacia arriba y una de traza logarítmica (región II) que se mueve lateralmente conforme gira alrededor del extremo de la base de la cimentación. En esta última, las líneas de falla radiales son rectas y las tangenciales son logarítmicas (no considerando el peso del suelo).

Esta teoría es el caso más general de suelos con cohesión y fricción; es la teoría más usada para el cálculo de la capacidad de carga en cimientos poco profundos. Se aplica a cimentaciones en las que el ancho B es mayor o igual a la profundidad de desplante D_f . De la parte superior se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante τ , haciendo la equivalencia del suelo, arriba del nivel de desplante, como una sobrecarga q .

Tabla 7.3a. Ecuaciones de capacidad de carga [Bowles, 1996].

Terzaghi (1943).

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q} N_q + \gamma B N_\gamma s_\gamma$$

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

	Para:	franja	redonda	cuadrada
	$s_c =$	1.0	1.3	1.3
	$s_\gamma =$	1.0	0.6	0.8

Tabla 7.3b. Factores de capacidad de carga para las ecuaciones de Terzaghi [Bowles, 1996].

$\phi, ^\circ$	N_c	N_q	N_γ	$K_{p\gamma}$
0	5.7	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

N_c , N_q y N_γ , son factores de capacidad de carga, función del ángulo de fricción interna del suelo ϕ .

Terzaghi propone las ecuaciones:

Para zapata corrida:

$$q_{ult} = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (7.4)$$

Para cimientos cuadrados:

$$q_{ult} = 1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_\gamma \quad (7.5)$$

Para cimientos circulares:

$$q_{ult} = 1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.6\gamma B N_\gamma \quad (7.6)$$

Para suelos puramente cohesivos, $\phi = 0$, los valores de los factores de capacidad son: $N_c = 5.7$; $N_q = 1$ y $N_\gamma = 0$.



7.4.5. Ecuación de capacidad de carga de Meyerhof

Meyerhof (1951, 1963) propone una ecuación de capacidad de carga similar a la de Terzaghi, pero incluye un factor de forma s_q con el término de profundidad N_q . También incluye los factores de profundidad d_i y los factores de inclinación i_i para los casos en que la carga de la zapata es inclinada respecto a la vertical.

También propuso utilizar los factores de inclinación de la Tabla 7.4c para reducir la capacidad de carga cuando la carga resultante fuera inclinada respecto a la vertical con un ángulo θ . Cuando el factor i_γ se utiliza, debe ser evidente que no se aplica cuando $\phi = 0^\circ$, ya que se produciría un desplazamiento en la base. Además, todos los factores $i_i = 1.0$ si el ángulo $\theta = 0$.

Hasta una profundidad de $D \approx B$, el valor de q_{ult} de Meyerhof no es muy diferente del valor de Terzaghi. La diferencia se acentúa en relaciones D/B más grandes.

Tabla 7.4a. Ecuaciones de capacidad de carga [Bowles, 1996].

Meyerhof (1963).	
Carga Vertical:	$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma$
Carga Inclinada:	$q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q}N_q d_q i_q + 0.5\gamma B' N_\gamma d_\gamma i_\gamma$
	$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$
	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$
	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$

Tabla 7.4b. Factores de capacidad de carga para las ecuaciones de Meyerhof [Bowles, 1996].

$\phi, ^\circ$	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.0	0.0
5	6.49	1.6	0.1
10	8.34	2.5	0.4
15	10.97	3.9	1.1
20	14.83	6.4	2.9
25	20.71	10.7	6.8
26	22.25	11.8	8.0

28	25.79	14.7	11.2
30	30.13	18.4	15.7
32	35.47	23.2	22.0
34	42.14	29.4	31.1
36	50.55	37.7	44.4
38	61.31	48.9	64.0
40	75.25	64.1	93.6
45	133.73	134.7	262.3
50	266.50	318.5	871.7

Tabla 7.4c. Factores de forma (s), de profundidad (d) y de inclinación (i) para la ecuación de capacidad de carga de Meyerhof [Bowles, 1996].

Factores	Valor	Para
<i>Forma:</i>	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	Cualquier ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
<i>Profundidad:</i>	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	Cualquier ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
<i>Inclinación:</i>	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Cualquier ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0$ para $\theta > 0$	$\phi = 0$

Dónde:

$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ como en la Figura 7.2.

θ ángulo de la resultante R medido desde la vertical sin un signo; es $\theta = 0$ para todo $i_i = 1.0$

B, L, D definidos previamente



7.4.6. Ecuación de capacidad de carga de Hansen

Hansen (1970) propone el caso general de la capacidad de carga y las ecuaciones del factor N se muestran en la Tabla 7.5a. Esta ecuación se observa fácilmente que es una extensión del trabajo de Meyerhof (1951). La forma, la profundidad, y otros factores de Hansen que componen la ecuación general de capacidad de carga se dan en la Tabla 7.5c. Las ampliaciones son los factores de base para situaciones en las que la zapata está inclinada respecto a la horizontal b_i y para la posibilidad de una pendiente β del terreno de apoyo, la zapata debe tener factores de terreno g_i .

La ecuación de Hansen permite implícitamente a cualquier D/B y por lo tanto puede ser utilizado tanto para cimentaciones superficiales (zapatas) y profundas (pilotes, pilas caisson). Una inspección del término $\bar{q}N_q$ sugiere un gran aumento en q_{ult} a gran profundidad. Para poner límites en esto, Hansen utiliza

$$\left. \begin{aligned} d_c &= 1 + 0.4 \frac{D}{B} \\ d_q &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D}{B} \end{aligned} \right\} \frac{D}{B} \leq 1$$

$$\left. \begin{aligned} d_c &= 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B} \\ d_q &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B} \end{aligned} \right\} \frac{D}{B} > 1$$

Tabla 7.5a. Ecuaciones de capacidad de carga de Hansen [Bowles, 1996].

Hansen (1970).	
General:	$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q}N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$
cuando	$\phi = 0$
Se usa:	$q_{ult} = 5.14s_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q}$
	$N_q = \text{igual como Meyerhof}$
	$N_c = \text{igual como Meyerhof}$
	$N_\gamma = 1.5(N_q - 1)\tan \phi$

Tabla 7.5b. Factores de capacidad de carga para las ecuaciones de Hansen [Bowles, 1996].

$\phi, ^\circ$	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.0	0.0
5	6.49	1.6	0.1
10	8.34	2.5	0.4
15	10.97	3.9	1.2
20	14.83	6.4	2.9
25	20.71	10.7	6.8
26	22.25	11.8	7.9
28	25.79	14.7	10.9
30	30.13	18.4	15.1
32	35.47	23.2	20.8
34	42.14	29.4	28.7
36	50.55	37.7	40.0
38	61.31	48.9	56.1
40	75.25	64.1	79.4
45	133.73	134.7	200.5
50	266.50	318.5	567.4

Tabla 7.5c. Factores de forma y de profundidad para su uso ya sea en las ecuaciones de capacidad de carga de Hansen (1970) o Vesic (1973, 1975b) de las Tablas (7.5a) o (7.6a). Utilice s'_c , d'_c cuando $\phi = 0$ sólo para las ecuaciones de Hansen. Los subíndices H , V de Hansen, Vesic, respectivamente.

Factores de forma	Factores de profundidad
$s'_{c(H)} = 0.2 \frac{B'}{L} \quad (\phi = 0^\circ)$	$d'_c = 0.4k \quad (\phi = 0^\circ)$
$s_{c(H)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L}$	$d_c = 1.0 + 0.4k$
$s_{c(V)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$k = D/B \text{ para } D/B \leq 1$
$s_c = 1.00$ para corrida	$k = \tan^{-1}(D/B) \text{ para } D/B > 1$ k en radianes
$s_{q(H)} = 1.0 + \frac{B'}{L} \sin \phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$
$s_{q(V)} = 1.0 + \frac{B}{L} \tan \phi$	k se ha definido anteriormente



para todo ϕ	
$s_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L} \geq 0.6$	$d_{\gamma} = 1.00 \text{ para todo } \phi$
$s_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6$	

Tabla 7.5d. Factores de inclinación de la carga (i), del terreno (g) y de base (b) para las ecuaciones de capacidad de carga de Hansen (1970).

Factores de inclinación	Factores del terreno (base en pendiente)
$i'_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f C_a}}$	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = 1.0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_q = \left[1 - \frac{0.5 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_1}$	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^\beta$
$2 \leq \alpha_1 \leq 5$	
	Factores de base (base inclinada)
$i_\gamma = \left[1.0 - \frac{0.7 H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$	$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$
$i_\gamma = \left[1.0 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$
$2 \leq \alpha_2 \leq 5$	$b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$
	$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$
	$\eta \text{ en radianes}$

7.4.7. Ecuación de capacidad de carga de Vesic

El procedimiento de Vesic (1973, 1975b) es esencialmente el mismo que el método de Hansen (1961) con cambios selectivos. Los términos N_c y N_q son los de Hansen, pero N_γ es ligeramente diferente (ver Tablas 7.4b, 7.5b y 7.6b). También hay diferencias en los términos de i_i , b_i , y g_i como se muestra en la Tabla 7.6c. La ecuación de Vesic es más fácil

de usar que la de Hansen porque Hansen utiliza los términos i en el cálculo de los factores de forma s_i mientras que Vesic no.

Tabla 7.6a. Ecuaciones de capacidad de carga de Vesic [Bowles, 1996]

<p>Vesic (1973, 1975). Use las ecuaciones de Hansen (1970) citadas anteriormente $N_q =$ igual como Meyerhof $N_c =$ igual como Meyerhof $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$</p>

Tabla 7.6b. Factores de capacidad de carga para las ecuaciones de Vesic [Bowles, 1996].

$\phi, ^\circ$	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.0	0.0
5	6.49	1.6	0.4
10	8.34	2.5	1.2
15	10.97	3.9	2.6
20	14.83	6.4	5.4
25	20.71	10.7	10.9
26	22.25	11.8	12.5
28	25.79	14.7	16.7
30	30.13	18.4	22.4
32	35.47	23.2	30.2
34	42.14	29.4	41.0
36	50.55	37.7	56.2
38	61.31	48.9	77.9
40	75.25	64.1	109.3
45	133.73	134.7	271.3
50	266.50	318.5	761.3

Tabla 7.6c. Factores de inclinación (i), de terreno (g) y de base (b) para la ecuación de capacidad de carga de Vesic (1973, 1975b).

Factores de inclinación	Factores del terreno (base en pendiente)
$i_c = 1 - \frac{mH_i}{A_f c_a N_c} \quad (\phi = 0)$	$g_c = \frac{\beta}{5.14} \quad \beta \text{ en radianes}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (\phi > 0)$	$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi} \quad \phi > 0$
i_q , y m se definen a continuación	i_q definido con i_c



$i_q = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^m$	$g_q = g_\gamma = (1.0 - \tan \beta)^2$
	Factores de base (base inclinada)
$i_\gamma = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$b'_c = g'_c \quad (\phi = 0)$
$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$	$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi}$
$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$	$b_q = b_\gamma = (1.0 - \eta \tan \phi)^2$

◆ **Ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi, Meyerhof y Vesic**

Las ecuaciones de Terzaghi, siendo la primera propuesta, han sido muy ampliamente utilizadas. Debido a su mayor facilidad de uso (no es necesario para calcular, todos los factores adicionales de forma, profundidad, y otros) se sigue utilizando –probablemente más de lo que debería ser. Sólo son apropiados para una base cargada concéntricamente sobre un terreno horizontal. No son aplicables para zapatas con un cortante horizontal y/o un momento para las bases inclinadas.

Tanto los métodos de Meyerhof y de Hansen se utilizan ampliamente. El método de Vesic no se ha utilizado mucho. Como ya se señaló anteriormente, existe muy poca diferencia entre los métodos de Hansen y Vesic, como lo demuestran los valores calculados de q_{ult} .

A partir de estas observaciones se puede sugerir lo siguiente:

Usar:	Mejor para:
Terzaghi	Suelos muy cohesivos donde $D/B \leq 1$ o por una estimación rápida de q_{ult} , para comparar con otros métodos. No se debe utilizar para zapatas con momentos y/o fuerzas horizontales o para bases inclinadas y/o terreno en pendiente.
Hansen, Meyerhof, Vesic	Cualquier situación que se aplica, según las preferencias del usuario o la familiaridad con un método particular.
Hansen, Vesic	Cuando la base está inclinada, cuando está al pie de una ladera o cuando $D/B > 1$.

Es una buena práctica utilizar al menos dos métodos y comparar los valores calculados de q_{ult} . Si los dos valores no se pueden comparar así, utilizar un tercer método.

7.4.8. Capacidad de carga en zapatas con cargas excéntricas o inclinadas

Una zapata puede ser cargada excéntricamente de una columna concéntrica con una carga axial y momentos sobre uno o ambos ejes como en la Figura 7.4. La excentricidad puede resultar también de una columna que inicialmente no está situada céntricamente o queda fuera del centro cuando una parte de la zapata se corta durante la remodelación y/o la instalación de nuevos equipos. Obviamente, la zapata no se puede cortar si el análisis indica la presión del suelo recalculada, ya que podría provocar una falla de rodamiento.

◆ Zapatas con excentricidad

La investigación y la observación [Meyerhof (1953, 1963) y Hansen (1970)] indicaron que las dimensiones efectivas de la zapata se obtienen (Fig. 7.4) como

$$L' = L - 2e_x \qquad B' = B - 2e_y \qquad (7.7)$$

Se debe utilizar en los análisis de capacidad de carga para obtener un área efectiva de zapata definida como

$$A_f = B'L' \qquad (7.8)$$

Y el centro de presión cuando se utiliza una distribución rectangular de la presión de q' es el centro del área $B'L'$ en el punto A' ; por ejemplo, según la Figura 7.4a:

$$\begin{aligned} 2e_x + L' &= L \\ e_x + c &= L/2 \end{aligned} \qquad (7.9)$$

Sustituir para L y obtener $c = L'/2$. Si no hay excentricidad sobre cualquiera de los ejes, utilizar la dimensión real de la zapata B' o L' .

El área efectiva de una base circular se puede calcular mediante la localización de la excentricidad e_x en cualquier eje por arcos oscilantes con los centros que se muestran para producir un área $abcd$, que luego se reduce a una base rectangular equivalente de dimensiones $B' \times L'$, como se muestra en la Figura 7.4b. Se debe ubicar la dimensión B' de



modo que el borde izquierdo (línea $c'd'$) sea por lo menos en la cara izquierda de la columna situada en el punto O .

Para el diseño, las dimensiones mínimas de una zapata rectangular con una columna central de dimensiones $w_x \times w_y$ se requiere que sean

$$\begin{aligned} B_{\min} &= 4e_y + w_y & B' &= 2e_y + w_y \\ L_{\min} &= 4e_x + w_x & L' &= 2e_x + w_x \end{aligned} \quad (7.10)$$

Las dimensiones finales pueden ser mayores que B_{\min} o L_{\min} basadas en la obtención de la requerida capacidad de carga admisible.

La capacidad de carga última para zapatas con excentricidad, utilizando ya sea las ecuaciones de Meyerhof o Hansen / Vesic, se encuentra en cualquiera de los dos métodos siguientes:

Método 1. Utilice la ecuación de capacidad de carga de Hansen o Vesic dada en la Tabla 7.5a con los siguientes ajustes:

- Utilice B' en el término γBN_γ .
- Utilice B' y L' en el cálculo de los factores de forma.
- Utilice B y L reales para todos los factores de profundidad.

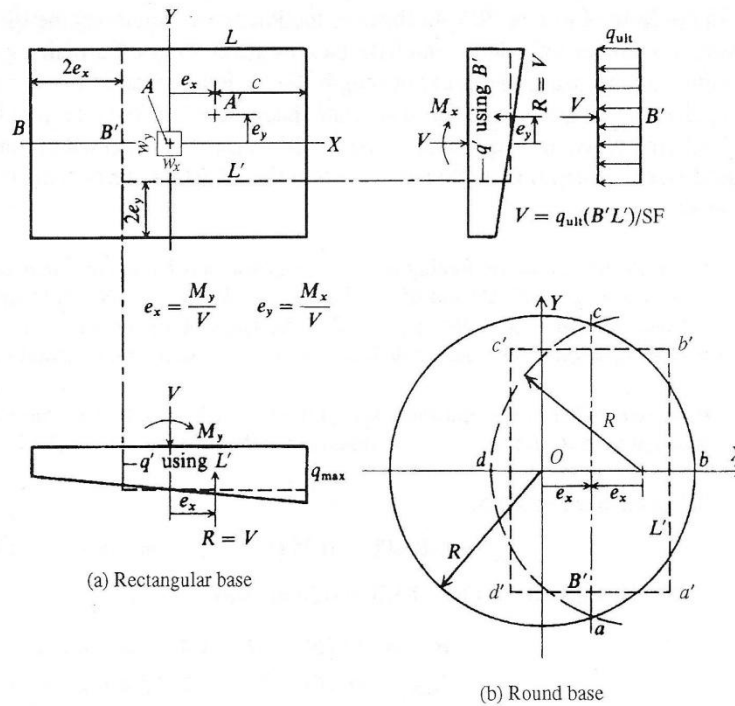


Figura 7.4. Método para calcular las dimensiones efectivas de la zapata cuando es cargada excéntricamente tanto para bases rectangulares y redondas [Bowles, 1996].

La capacidad de carga última calculada q_{ult} se reduce entonces a un valor admisible q_a con un factor de seguridad adecuado FS como

$$q_a = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (\text{y } P_a = q_a B' L') \quad (7.11)$$

Método 2. Utilice la ecuación general de capacidad de carga de Meyerhof dada en la Tabla 7.4a y un factor de reducción R_e utilizado como

$$q_{ult,des} = q_{ult,comp} \times R_e \quad (7.12)$$

Desde Meyerhof (1953) que sugirió este método, este sólo debe ser utilizado con la ecuación de Meyerhof para calcular la capacidad de carga. El método original de Meyerhof dio curvas de reducción; sin embargo, las siguientes ecuaciones son adecuadas para obtener el factor de reducción:

$$\begin{aligned} R_e &= 1 - 2e/B && (\text{suelo cohesivo}) \\ R_e &= 1 - \sqrt{e/B} && (\text{suelo no cohesivo y para } 0 < e/B < 0.3) \end{aligned} \quad (7.13)$$



Debe ser evidente a partir de la Figura 7.4 que si $e/B = 0.5$, el punto A' cae en el borde de la base y resulta una cimentación inestable. En la práctica, la relación e/B es rara vez superior a 0.2 y por lo general se limita a $e \leq B/6$. En estas ecuaciones del factor de reducción las dimensiones B y L hacen referencia al eje sobre el cual ocurre el momento en la base. Normalmente, la mejor eficiencia de la base se obtiene mediante el uso de la mayor dimensión de la longitud L para resistir el volteo. Para bases circulares utilice B como el diámetro, y para formas octogonales utilice B como el diámetro efectivo de la base.

Alternativamente, se puede utilizar directamente la ecuación de Meyerhof con B' y L' utilizados para calcular los factores de forma y profundidad y B' utilizado en el término $0.5\gamma B'N_{\gamma}$.

◆ Zapatas con cargas inclinadas

Las cargas inclinadas se producen cuando la zapata está cargada tanto con una componente (s) de carga vertical V y una horizontal H_i (Tablas 7.5c, 7.5d, 7.6c). Esta carga es común para muchas zapatas de procesos industriales donde las cargas de viento horizontales están en combinación con las cargas de gravedad. El diseño de la base del muro de contención es un caso clásico de una cimentación tanto con una carga horizontal (la presión lateral de la tierra) y vertical. La excentricidad da como resultado que la carga vertical no ha sido inicialmente localizada en $B/2$ y de los efectos de la presión lateral de la tierra.

El equipo rodante (como en las fábricas de acero) y un número de otros tipos de cimentaciones industriales están sujetas a cargas horizontales del material que pasa a través del equipo montado en la cimentación o por jalar o empujar aplicando a la cimentación el mantenimiento, reparación o reemplazo, o las operaciones normales. En cualquier caso, hay una reducción en los resultados de capacidad de carga con inclinación de carga que la de una cimentación sujeta sólo a una carga vertical.

Los factores de inclinación de las Tablas 7.4c, 7.5c, 7.5d y 7.6c se pueden utilizar con las ecuaciones de capacidad de carga de Meyerhof, Hansen, o Vesic. Las ecuaciones de Terzaghi no tienen una estipulación directa de una reducción en los casos donde la carga es inclinada.

Los factores de inclinación de Meyerhof $i_{i,M}$ son razonablemente fáciles de entender. Los valores de Hansen se muestran con el exponente de α_1 para i_q y α_2 para i_{γ} . Los términos α_1 se utilizan porque Hansen (1970) dio $\alpha_1 = 5$, sin embargo. A finales de 1950 Hansen había sugerido utilizar el exponente de 2 para i_q y $i_{\gamma} = (i_q)^2$. En el paréntesis, Vesic había concluido que el exponente dependerá un poco de la relación L/B (o B/L), dando los

exponentes m en la Tabla 7.6c, con un valor límite inferior de $m = 2$, y un límite superior no más grande que 2. Los valores de Vesic se basaron en parte en los exponentes publicados que van desde $2 \leq i_c \leq 5$ a $3 \leq i_q = i_\gamma \leq 5$.

El autor sugiere que los exponentes de Hansen (1970) de 5 son demasiado grandes (usando como guía tanto los valores de Vesic y los valores anteriores de Hansen). En lugar de ello, los siguientes exponentes menos conservadores se deben utilizar en las ecuaciones de Hansen:

Para i_q usar exponente = 2 a 3

Para i_γ usar exponente = 3 a 4

◆ Uso de los factores de inclinación

En el caso general de carga inclinada existe un componente horizontal paralelo a cada dimensión de base, definido como:

$H = H_B$ paralelo a la dimensión B

Para $H_B = 0.0$; $i_{c,B}$, $i_{q,B}$, $i_{\gamma,B}$ son todos 1.0

$H = H_L$ paralelo a la dimensión L

Para $H_L = 0.0$; $i_{c,L}$, $i_{q,L}$, $i_{\gamma,L}$ son todos 1.0

Estos valores de H_i se utilizan para calcular los factores de inclinación para la ecuación de Hansen de la siguiente manera:

1. Calcule los factores de inclinación mediante las ecuaciones dadas en las Tablas 7.5c, 7.5d, 7.6c y utilizando ya sea el exponente dado en esas tablas o el que se sugiere en el párrafo anterior.
2. Utilice los factores de inclinación apenas determinados, para calcular los factores de forma de Hansen como

$$s'_{c,B} = 0.2 B i_{c,B} / L$$

$$s_{c,B} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B i_{c,B}}{L}$$

$$s_{q,B} = 1 + \sin \phi \cdot B i_{q,B} / L$$

$$s_{\gamma,L} = 1 - 0.4 B i_{\gamma,B} / L i_{\gamma,L}$$

$$s'_{c,L} = 0.2 L i_{c,L} / B \quad (\text{caso } \phi = 0)$$

$$s_{c,L} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{L i_{c,L}}{B}$$

$$s_{q,L} = 1 + \sin \phi \cdot L i_{q,L} / B$$

$$s_{\gamma,L} = 1 - 0.4 L i_{\gamma,L} / B i_{\gamma,B}$$

Limitación: $s_{\gamma,i} \geq 0.6$ (si es menor que 0.60 usar 0.60)



Estos se utilizan en las siguientes modificaciones de la ecuación "editada" de capacidad de carga de Hansen:

$q_{ult} = cN_c s_{c,B} d_c i_{c,B} + \bar{q} N_q s_{q,B} d_q i_{q,B} + 0.5 \gamma B' N_\gamma s_{\gamma,B} i_{\gamma,B}$	(7.14)
o	
$q_{ult} = cN_c s_{c,L} d_c i_{c,L} + \bar{q} N_q s_{q,L} d_q i_{q,L} + 0.5 \gamma L' N_\gamma s_{\gamma,L} i_{\gamma,L}$	

Utilice el valor más pequeño de q_{ult} calculado por cualquiera de las ecuaciones 7.14.

La ecuación de Vesic para capacidad de carga con cargas inclinadas toma en cuenta la dirección de la carga (H_B , H_L) en el cálculo de los exponentes m para los factores de inclinación i_i de las Tablas 7.5c, 7.5d y 7.6c. Los factores i no se utilizan para calcular los factores s , y Vesic siempre utiliza la mínima dimensión lateral "real" como B' en el término N_γ de la ecuación general de capacidad de carga.

7.4.9. Efecto del nivel de agua freática en capacidad de carga

El peso unitario efectivo del suelo se utiliza en las ecuaciones de capacidad de carga para el cálculo de la capacidad última. Esto ya ha sido definido por \bar{q} en el término $\bar{q} N_q$. Una inspección minuciosa indica que el término de la cuña $0.5 \gamma B N_\gamma$ también utiliza el peso unitario efectivo para el suelo.

El nivel de agua freática es rara vez superior a la base de la zapata, ya que esto haría, por lo menos, causar problemas en la construcción. Si lo está, sin embargo, el término \bar{q} requiere ajuste de modo que la presión de sobrecarga sea un valor efectivo. Este cálculo es una operación sencilla y que comprende el cálculo de la presión en el nivel de aguas freáticas \triangleright NAF \triangleleft utilizando esa profundidad y el peso unitario húmedo + la presión del NAF a la base de la zapata utilizando esa profundidad \times el peso unitario efectivo γ' . Si el nivel freático se encuentra en la superficie del suelo, la presión efectiva es aproximadamente la mitad que con el nivel freático en o por debajo del nivel de la zapata, ya que el peso unitario efectivo γ' es aproximadamente la mitad del peso unitario saturado.

Cuando el nivel freático está por debajo de la zona de la cuña [profundidad de aproximadamente $0.5B \tan(45 + \phi/2)$], los efectos del nivel freático pueden ser ignorados para el cálculo de la capacidad de carga. Cuando el nivel freático se encuentra dentro de la zona de cuña, algunas pequeñas dificultades pueden ser obtenidas en el cálculo del peso unitario efectivo para utilizar en el término $0.5 \gamma B N_\gamma$. En muchos casos, este término puede

ser ignorado por una solución conservadora, ya que su contribución no es importante. En cualquier caso, si se conoce B , se puede calcular el peso efectivo promedio γ_e del suelo en la zona de cuña como:

$$\gamma_e = (2H - d_w) \frac{d_w}{H^2} \gamma_{húmedo} + \frac{\gamma'}{H^2} (H - d_w)^2 \quad (7.15)$$

Donde:

$$H = 0.5B \tan(45^\circ + \phi/2)$$

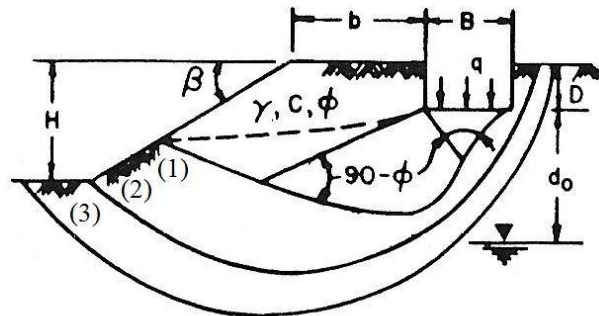
d_w = profundidad al nivel freático debajo de la base de la zapata.

$\gamma_{húmedo}$ = peso unitario húmedo del suelo en la profundidad d_w .

γ' = peso unitario sumergido debajo del nivel freático = $\gamma_{sat} - \gamma_w$.

7.4.10. Capacidad de carga en zapatas en o cerca de un talud

Caso I: Zapata Continua en la Superficie de un Talud



- (1) FALLA DE CIMENTACIÓN
- (2) FALLA DE PIE
- (3) FALLA DE BASE

Figura 7.5. Capacidad de carga última para zapatas superficiales situadas en o cerca de un talud [NAVFAC, 1986].

Nivel de Agua $\geq B$

$$q_{ult} = cN_{cq} + \gamma_T \frac{B}{2} N_{\gamma q} \quad (7.17)$$

Nivel de Agua en la Superficie del Suelo:



$$q_{ult} = cN_{cq} + \gamma_{sub} \frac{B}{2} N_{\gamma q} \quad (7.18)$$

Si $B \leq H$:

Obtener N_{cq} de la Figura 7.7 para el Caso I con $N_o = 0$.

Interpolar para valores de $0 < D/B < 1$.

Interpolar q_{ult} entre Ecuación (7.17) y (7.18) para el agua en un nivel intermedio entre la superficie del suelo y $d_o = B$.

Si $B > H$:

Obtener N_{cq} de la Figura 7.7 para el Caso I con el número de estabilidad

$$N_o = \frac{\gamma H}{C} \quad (7.19)$$

Interpolar los valores de $0 < D/B < 1$ para $0 < N_o < 1$. Si $N_o \geq 1$, la estabilidad del talud controla la presión de carga última.

Interpolar q_{ult} entre Ecuación (7.17) y (7.18) para el agua en un nivel intermedio entre la superficie del suelo y $d_o = B$. Para el caso del agua en la superficie del suelo y la disminución repentina: sustituir ϕ' por ϕ en Ecuación (7.18)

$$\phi' = \tan^{-1} \left(\frac{\gamma_{sub} \tan \phi}{\gamma_T} \right) \quad (7.20)$$

Suelo cohesivo ($\phi = 0$)

Sustituir en Ecuación (7.17) y (7.18) D por $B/2$ y $N_{\gamma q} = 1$.

Zapata rectangular, cuadrada o circular:

$$q_{ult} = \left[\begin{array}{l} q_{ult} \text{ para zapata continua} \\ \text{como se indicó anteriormente} \end{array} \right] \times \left[\frac{q_{ult} \text{ para zapata finita}}{q_{ult} \text{ para zapata continua}} \right] \text{ de la Figura 1}$$

Caso II: Zapatas Continuas en Taludes

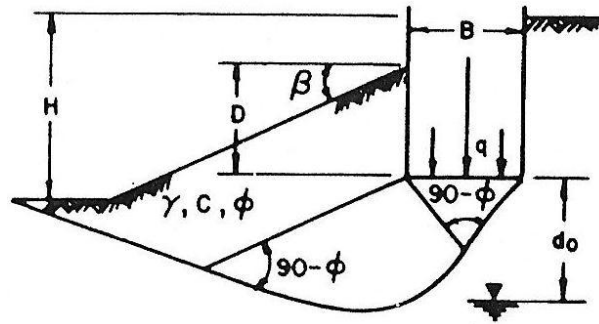


Figura 7.6. Zapatas continuas en taludes [NAVFAC, 1986].

Los mismos criterios que para el Caso I, excepto que N_{cq} y $N_{\gamma q}$ se obtienen a partir de diagramas para el Caso II.

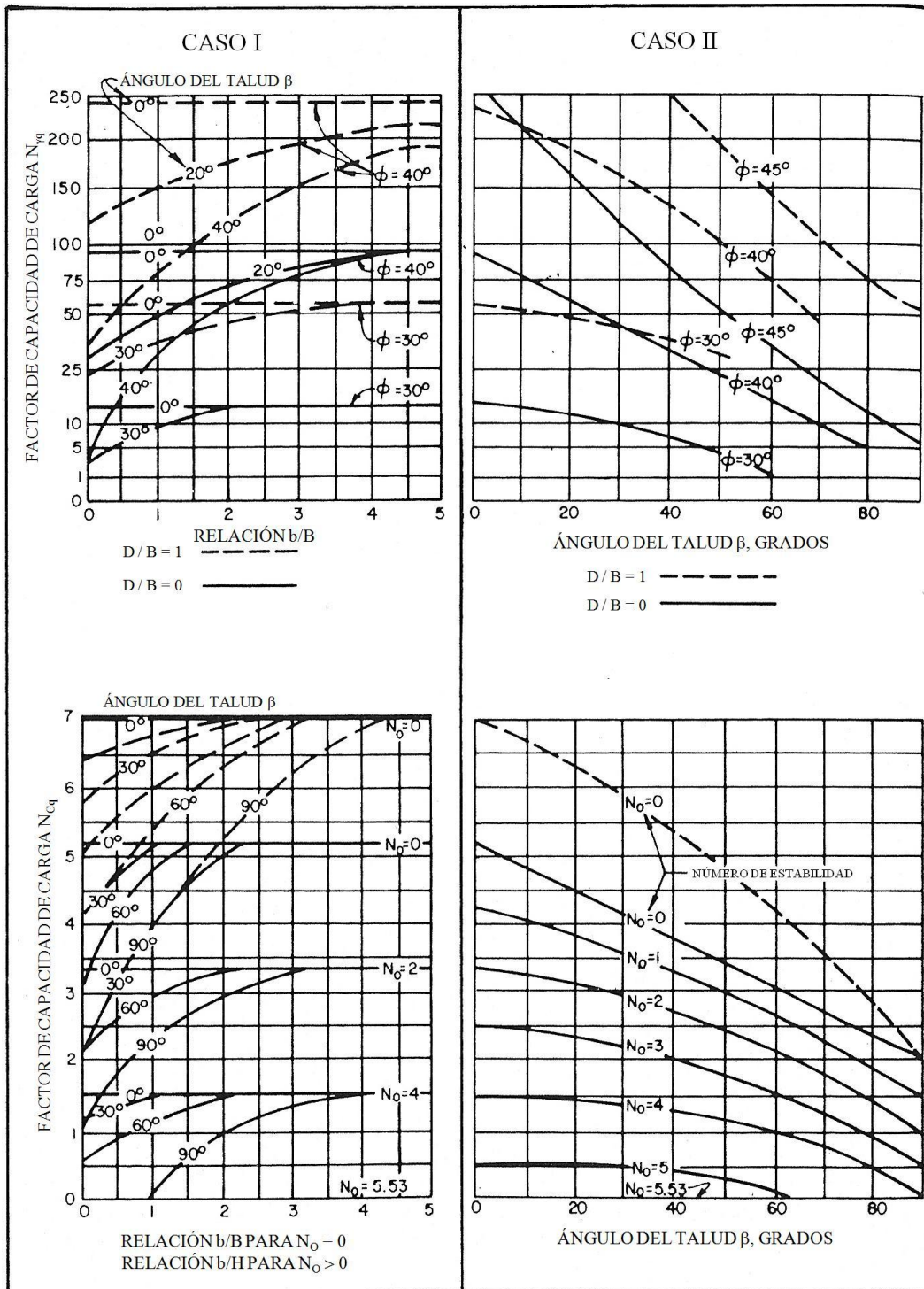


Figura 7.7. Factores de capacidad de carga para zapatas superficiales situadas en o cerca de un talud [NAVFAC, 1986].

7.4.11. Ecuaciones de capacidad de carga para zapatas en suelos estratificados

Utilice la Figura 7.8 (La Capacidad de Carga de Zapatas en un Subsuelo Cohesivo de dos estratos, por Button) para zapatas superficiales con carga vertical concéntrica en dos estratos de suelo cohesivo.

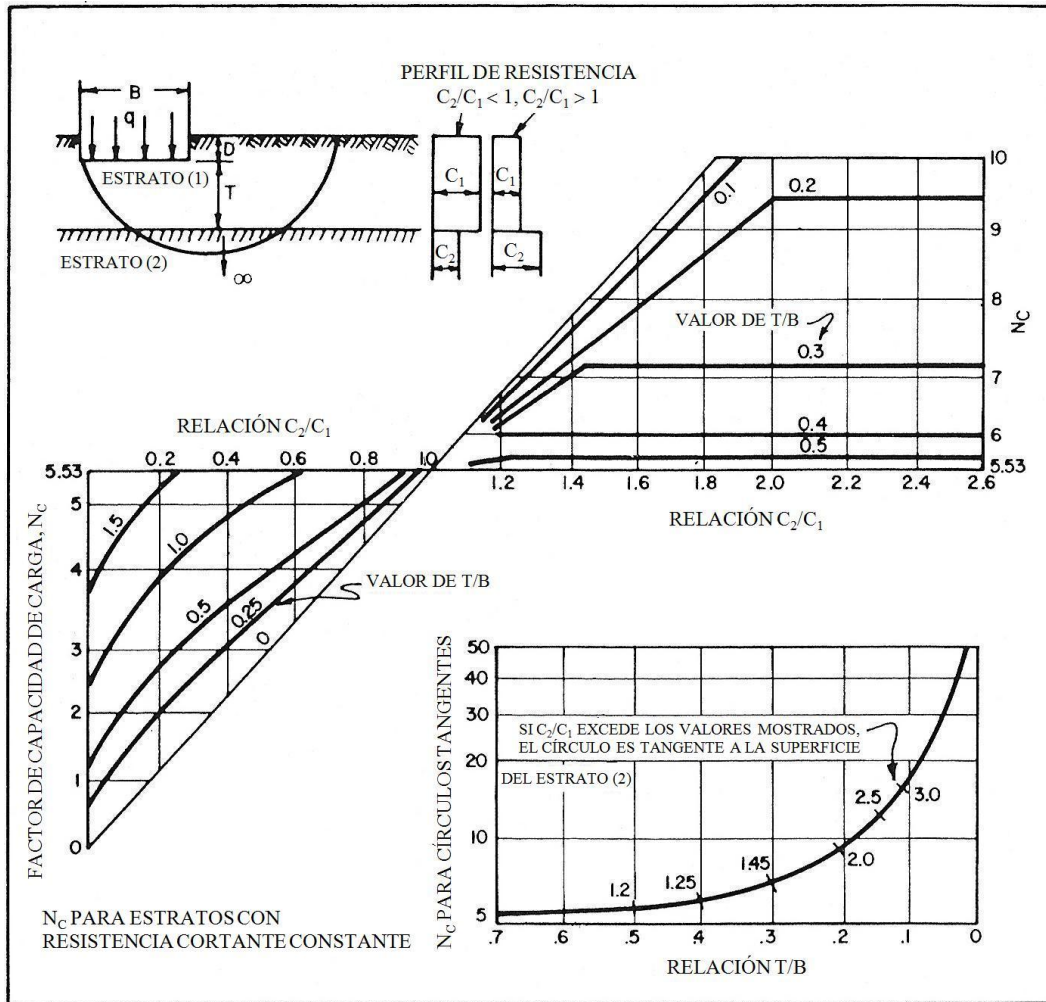


Figura 7.8a. Capacidad de carga última de dos estratos en un suelo cohesivo ($\phi = 0$) [NAVFAC, 1986].

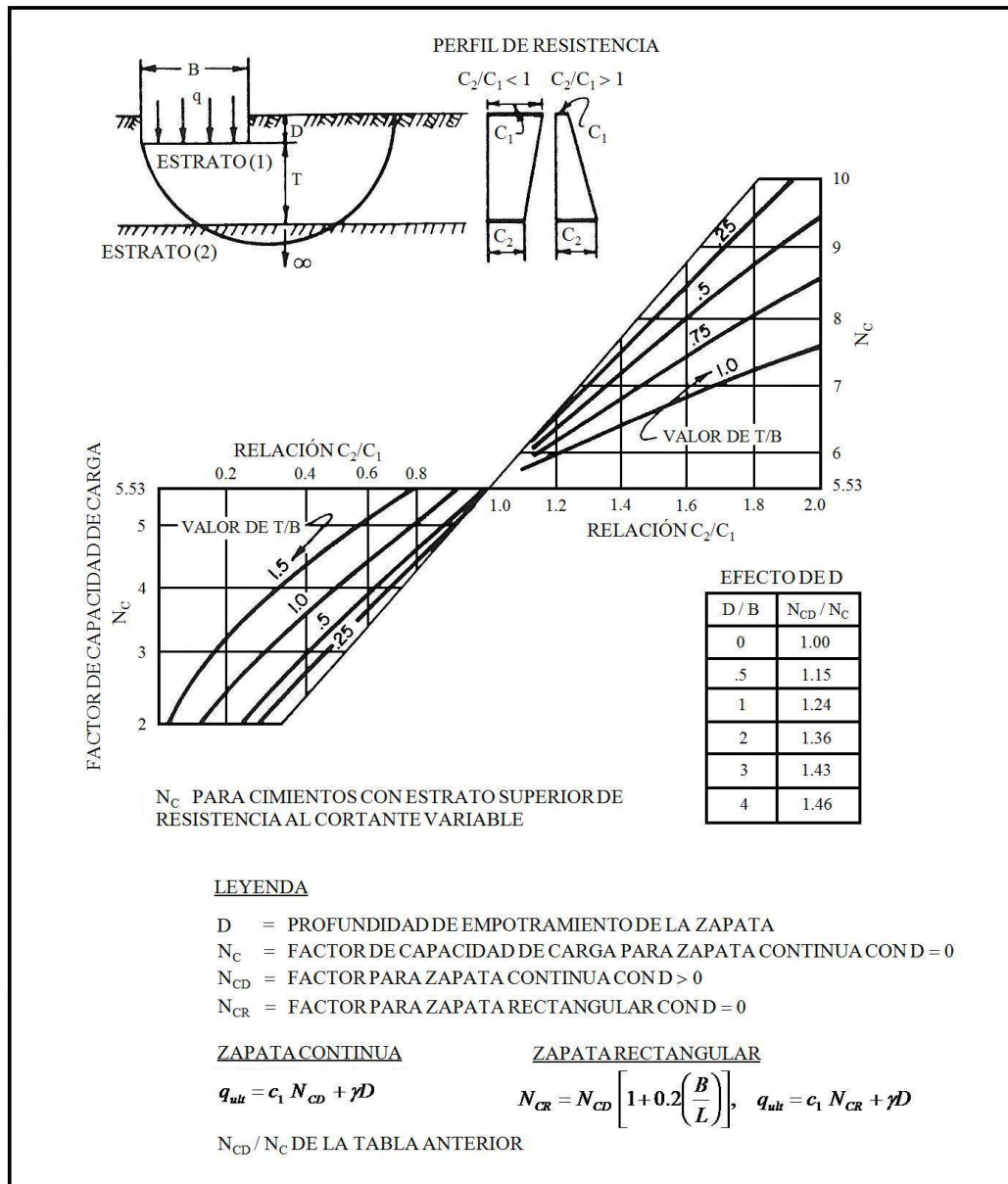


Figura 7.8b. Capacidad de carga última de dos estratos en un suelo cohesivo ($\phi = 0$) [NAVFAC, 1986].

Zapata Continua:

$$q_{ult} = c_1 N_{CD} + \gamma D \quad (7.17)$$

Zapata Rectangular:

$$N_{CR} = N_{CD} \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right], \quad q_{ult} = c_1 N_{CR} + \gamma D \quad (7.18)$$

7.4.12. Distribución de esfuerzos verticales

La teoría de la elasticidad permite estimar en forma aproximada el incremento de esfuerzo vertical en un punto de un medio semi-infinito sometido a una fuerza vertical uniforme aplicada en la superficie:

a) Ecuación de Boussinesq

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi Z^2} \left[\frac{1}{1+(r/Z)^2} \right]^{5/2} \quad (7.19)$$

Donde:

Q = valor de la fuerza

r = distancia horizontal del punto a la fuerza

z = profundidad del punto

b) Ecuación de Westergaard

$$\sigma_z = \frac{KQ}{2\pi Z^2} \left[\frac{1}{K^2 + (r/Z)^2} \right]^{3/2} \quad (7.20)$$

Donde:

$$K = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}} \quad (7.21)$$

ν = módulo de Poisson

c) Ecuación de Frölich

$$\sigma_z = \frac{\chi Q}{2\pi Z^2} \left[\frac{1}{1+(r/Z)^2} \right]^{(\chi+2)/2} \quad (7.22)$$

Para determinar el esfuerzo vertical σ_z causado por una carga vertical repartida uniforme, es necesario integrar las expresiones (7.19), (7.20) o (7.22) sobre el área donde se distribuye dicha carga.

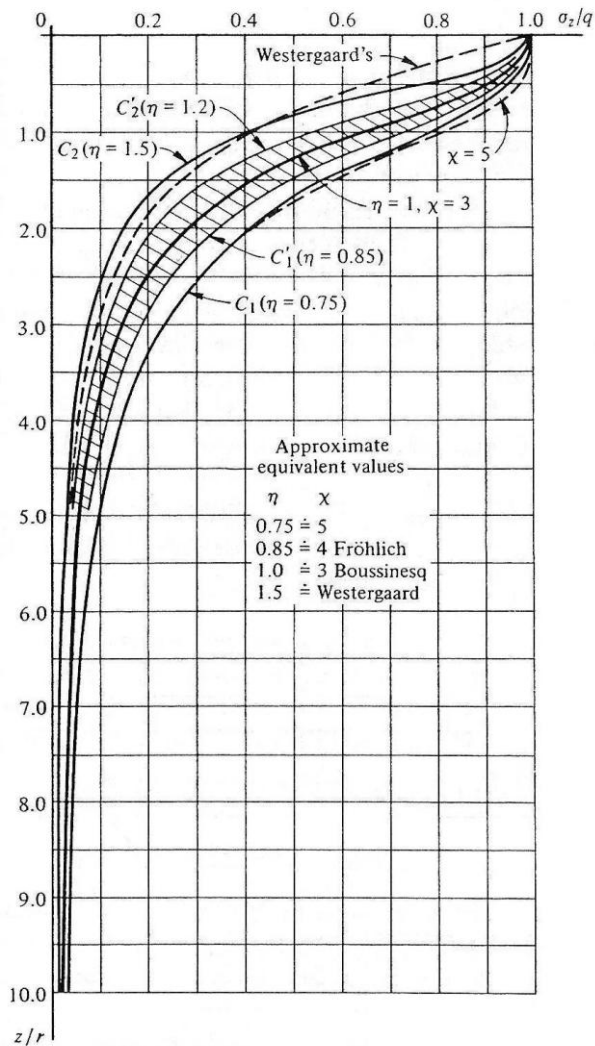


Figura 7.9. Distribución de esfuerzos [Zeevaert, 1983].

Existen soluciones exactas para esfuerzos bajo la esquina de superficies rectangulares (Fadum) y soluciones gráficas aproximadas para el caso de áreas de forma cualquiera (Newmark). Recientemente [Damy y Casales, 1985], publicaron una solución exacta para áreas triangulares que permite obtener también por sumas y restas la solución correspondiente a superficies poligonales de cualquier forma.

Para aplicar esta solución, fue desarrollado un programa de computadora para aplicar la solución propuesta.

◆ Integración de las ecuaciones de Boussinesq, Westergaard y Frölich

Cálculos Preliminares:

A continuación se describen las etapas previas de cálculo para obtener la contribución de cada triángulo

a)
$$x'_j = x_j - x_0; y'_j = y_j - y_0, \quad (j = i, i+1) \quad (7.23)$$

b)
$$F = x'_i y'_{i+1} - x'_{i+1} y'_i \quad (7.24)$$

c)
$$L = \sqrt{(x'_{i+1} - x'_i)^2 + (y'_{i+1} - y'_i)^2} \quad (7.25)$$

d)
$$C_1 = \frac{(x'_i(x'_{i+1} - x'_i) + y'_i(y'_{i+1} - y'_i))}{F} \quad (7.26)$$

e)
$$C_2 = \frac{(x'_{i+1}(x'_{i+1} - x'_i) + y'_{i+1}(y'_{i+1} - y'_i))}{F} \quad (7.27)$$

f)
$$A = \frac{zL}{|F|} \quad (7.28)$$

g)
$$G = A^2 + 1 \quad (7.29)$$

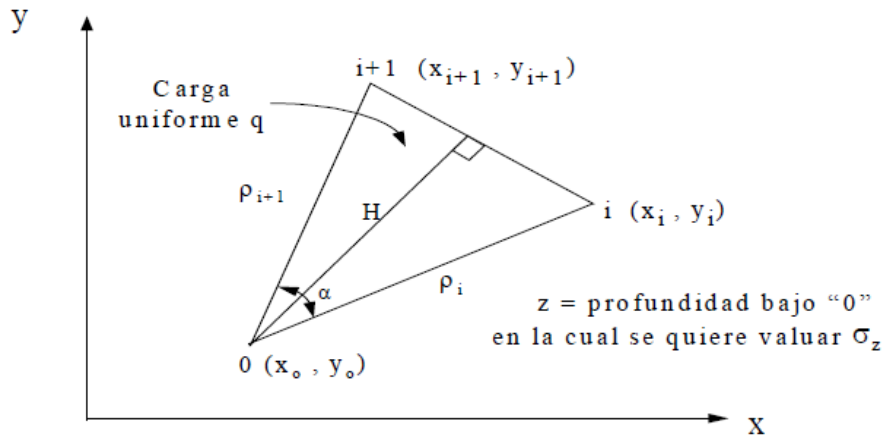


Figura 7.10. Contribución de cada triángulo al cálculo del esfuerzo aplicado

Una vez ejecutadas las etapas previas de cálculo, se aplica una de las siguientes fórmulas de acuerdo con las condiciones estratigráficas del suelo, como sigue:

1. Ecuación de Boussinesq

Esta ecuación supone que el suelo es un medio homogéneo e isótropo.



$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\tan^{-1}(C_2) - \tan^{-1}(C_1) - \tan^{-1}(B_2) + \tan^{-1}(B_1) + \frac{(B_2 - B_1)}{G} \right] \quad (7.30)$$

Donde $B_i = \frac{AC_i}{\sqrt{G + C_i^2}}$, $(i=1,2)$

2. Ecuación de Westergaard

Esta ecuación supone que el suelo es un medio semi-infinito en el que el desplazamiento horizontal es nulo, lo cual sucede en medios fuertemente estratificados.

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\tan^{-1}(C_2) - \tan^{-1}(C_1) - \tan^{-1}(W_2) + \tan^{-1}(W_1) \right] \quad (7.31)$$

Donde $W_i = \frac{KAC_i}{\sqrt{K^2 A^2 + 1 + C_i^2}}$, $(i=1,2)$

3. Ecuación de Frölich

Esta ecuación supone que el módulo de elasticidad del suelo varía según $E = E_0 z^{\chi-3}$, donde E_0 es el módulo a una profundidad unitaria.

- a) $\chi = 2$, corresponde a un suelo estratificado

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi\sqrt{G}} \left[\tan^{-1}(J_2) - \tan^{-1}(J_1) \right] \quad (7.32)$$

Donde $J_i = \frac{C_i}{\sqrt{G}}$, $(i=1,2)$

- b) $\chi = 3$, corresponde a la ecuación de Boussinesq
- c) $\chi = 4$, a suelos en que la compresibilidad se reduce con la profundidad, como en las arenas

$$\sigma_z = \frac{q}{4\pi G} \left[M \left(\tan^{-1}(J_2) - \tan^{-1}(J_1) \right) + N_2 - N_1 \right] \quad (7.33)$$

$$\text{Donde } M = \frac{2G + A^2}{\sqrt{G}}; N_i = \frac{A^2 C_i}{G + C_i^2}, \quad (i=1,2)$$

7.4.13. Asentamientos inmediatos

El módulo de balasto se determina mediante el concepto de módulo de reacción unitario definido por:

$$k = \frac{q}{\delta} \quad (7.34)$$

En la que q es la carga unitaria y δ es el desplazamiento vertical.

Considere un disco muy rígido de radio R cargando la superficie del suelo. La reacción del suelo promedio es q_a ; por lo que la carga total en el disco será la siguiente:

$$Q = q_a \cdot \pi \cdot R^2 \quad (7.35)$$

Si las propiedades geométricas y mecánicas de los estratos del subsuelo son conocidas, y suponiendo una distribución de esfuerzo uniforme en el área cargada, podemos calcular el desplazamiento vertical δ_c en el centro con la fórmula:

$$\delta_c = \sum_1^n M_{vi} \cdot \Delta\sigma_i \cdot \Delta z_i \quad (7.36)$$

En que M_{vi} es el módulo de deformación a nivel de profundidad i . De las consideraciones de gran rigidez de la cimentación, el desplazamiento vertical promedio es $\delta_a = 0.85 \delta_c$, y el módulo de reacción para la cimentación rígida con la superficie cargada A es aproximadamente

$$K = \frac{q_a \cdot A}{0.85 \delta_c} \quad (7.37)$$

De la fórmula 7.37, puede tenerse en cuenta que el módulo de reacción es una función de los siguientes factores:

1. Tamaño del área cargada.
2. Estratigrafía del subsuelo.



3. Distribución de esfuerzos en el subsuelo, que dependen de la rigidez de la estructura de cimentación.
4. Propiedades de esfuerzo–deformación de los estratos de suelo encontrados.

Por otra parte, se puede concluir que el valor de K no puede ser considerado una propiedad mecánica constante del subsuelo. Este hecho puede ser visualizado en una gran área uniformemente cargada considerada flexible. En tal caso, el asentamiento no es uniforme. El asentamiento puede ser calculado aproximadamente en cualquier punto (x, y) del área cargada con la fórmula 7.36; por lo tanto, según la definición de 7.34 el valor de k puede variar en consecuencia:

$$k_{xy} = \frac{q_{xy}}{\sum_1^n M_{vi} \cdot \Delta\sigma_i \cdot \Delta z_i} \quad (7.38)$$

Por lo tanto, el módulo de reacción unitario es una función de la posición del punto en cuestión dentro del área cargada. Los valores en cualquier punto de la superficie cargada, en caso de condiciones del subsuelo compresible estratificado con la profundidad, se pueden calcular prácticamente hasta un esfuerzo de $\pm 5\%$ de la carga aplicada a la elevación del nivel de la cimentación.

El asentamiento promedio de una cimentación rígida de anchura $2B$ y longitud $2L$ que se coloca en la superficie de una masa de suelo cohesivo isotrópica de extensión semi–infinita puede ser estimado por

$$\delta_{ave} = \alpha_e (2B)(1-\nu^2)M_e \cdot q_a \quad (7.39)$$

Donde el factor α_e es una función de la relación L/B ; para $L/B = 10$, se toma un valor del orden de $\alpha_e = 2.3$. El módulo de deformación del suelo M_e se considera constante con la profundidad, y q_a es la carga unitaria promedio. De esta expresión, el promedio del módulo de reacción unitario puede ser determinado para un cimiento en un subsuelo elástico isotrópico semi–infinito:

$$k_a = \frac{1}{\alpha_e (2B)(1-\nu^2)M_e} \quad (7.40)$$

Para un cimiento cuadrado $\alpha_e = 0.95$, y tenemos

$$k_a = \frac{1}{1.90B \cdot (1-\nu^2)M_e} \quad (7.41)$$

Cuando el subsuelo puede ser considerado que tiene las mismas propiedades mecánicas en un área donde se colocan otras zapatas, podemos establecer la siguiente relación entre el valor de k para un cimiento de área $(2B_1)$ $(2L_1)$ y que para uno de área $(2B_2)$ $(2L_2)$:

$$\frac{k_2}{k_1} = \frac{\alpha_1 B_1}{\alpha_2 B_2} \quad (7.42)$$

Se dijo anteriormente que el módulo de reacción unitario no puede ser considerado como una propiedad mecánica constante del suelo, ya que es también una función de la geometría y la distribución de la carga de la superficie cargada. Con el fin de ilustrar mejor este hecho, considere un área circular cargada con una carga unitaria uniforme q_a colocada en una masa de suelo de extensión semi-infinita con propiedades elásticas e isotrópicas. El módulo de deformación elástica M_e es constante con la profundidad. En estas condiciones, de la teoría de la elasticidad encontramos los desplazamientos verticales y , a partir de ellos los valores k del área cargada en el centro y el borde, respectivamente:

$$\begin{aligned} \text{Centro:} \quad & \delta_c = 2M_e (1-\nu^2) R \cdot q_a, \quad k_c = \frac{q_a}{\delta_c} \\ \text{Borde:} \quad & \delta_e = \frac{4}{\pi} M_e (1-\nu^2) R \cdot q_a, \quad k_e = \frac{q_a}{\delta_e} \end{aligned} \quad (7.43)$$

Por lo tanto

$$\frac{k_e}{k_c} = \frac{\pi}{2} \quad (7.44)$$

De la discusión anterior, se concluye que los valores de k asumen diferentes magnitudes en un área uniformemente cargada, y el módulo de reacción unitario equivalente es $\pi/2$ veces mayor en el borde que en el centro de la superficie cargada. Ahora consideremos un disco rígido de radio R en una masa de suelo compresible. El material se supone, como antes, elástico e isotrópico con la profundidad. Cuando se aplica la carga, el disco sufre un desplazamiento vertical igual en todos los puntos de la superficie del suelo. Bajo estas condiciones, la teoría de la elasticidad da los siguientes valores:



a) El desplazamiento vertical:

$$\delta_a = \frac{\pi}{2} M_e (1 - \nu^2) R q_a \quad (7.45)$$

b) La distribución de los esfuerzos de contacto:

$$q_r = \frac{q_a}{2\sqrt{1 - \frac{r^2}{R^2}}} \quad (7.46)$$

De la fórmula 7.46, se puede observar que en el centro de la zapata la reacción unitaria es $q_c = (1/2)q_a$, y el módulo de reacción unitario será $k_c = q_a/2\delta_a$. Para cualquier otro punto del área cargada a una distancia r desde el centro:

$$k_r = \frac{q_r}{\delta_a} \quad (7.47)$$

El valor promedio es

$$k_a = \frac{q_a}{\delta_a} \quad (7.48)$$

En el borde del disco rígido ($r = R$) encontramos que el esfuerzo unitario q_e asume valores teóricamente muy altos; por lo tanto $k_e \rightarrow \infty$. Sin embargo, los suelos ceden debido al comportamiento plasto-viscoso en el borde de la cimentación. Por lo tanto, los esfuerzos de contacto no pueden alcanzar, en este lugar, valores muy altos. La importancia de este fenómeno puede ser investigado suponiendo que en el rango elástico la distribución del esfuerzo de contacto es representada por la siguiente fórmula:

$$q_r = C_0 \frac{q_a}{\sqrt{1 - \frac{r^2}{R^2}}} \quad (7.49)$$

En la que R es el radio del disco rígido, C_0 es una constante que se determina, y q_a es la reacción del suelo unitaria promedio. Además, como se dijo antes, debido al desplazamiento vertical impuesto en el borde de la cimentación, el esfuerzo es limitado en magnitud debido a las propiedades visco-plásticas y a la relajación del suelo. Por lo tanto,

llamando a la limitación del esfuerzo en el borde q_{ep} , podemos escribir la siguiente hipótesis de trabajo propuesta por el autor (1945) para el equilibrio elasto-plástico:

$$\pi R^2 q_a = \int_{R_d}^R q_{ep} (2\pi r) dr + \int_0^{R_d} q_r (2\pi r) dr \quad (7.50)$$

Después de la integración y llamando $R_d/R = a$, se obtiene

$$q_a = q_{ep} (1 - a^2) + 2C_0 q_a \left[1 - \sqrt{1 - a^2} \right] \quad (7.51)$$

7.4.14. Asentamientos por consolidación

7.4.14.1. Consolidación primaria

Es la ocasionada por el drenaje o salida de agua de la estructura del suelo y es una función del incremento de esfuerzos que se transmiten a la masa de suelo, como consecuencia de las sobrecargas de rellenos y de los pesos de los edificios. La carga aplicada externamente la recibe la estructura del suelo y es el agua por ser casi incompresible la que toma instantáneamente toda la carga, pero como es un fluido gradualmente se drena y la transmite al esqueleto de los sólidos, con el nombre de incremento de presión efectiva o de los sólidos. La duración de este proceso depende de la distancia que recorre el agua para encontrar donde disipar su presión, que puede ser una lente permeable, la superficie donde se pierde por evaporación o las grietas o fisuras que pudieran existir dentro de la masa de suelo. Esta pérdida de volumen de agua es la que se transforma en deformación vertical o asentamiento. En casi todas las zonas de la ciudad esta consolidación primaria ocurre en un lapso variable del orden de uno a cuatro años.

7.4.14.2. Consolidación secundaria

◆ Terzaghi ampliado

Con este nombre se ha designado al modelo más sencillo para tomar en cuenta la compresión secundaria.

Consiste en añadir a la deformación por consolidación primaria (expulsión de agua de los poros), la debida a aquella que se obtiene prolongando la porción recta de la curva de consolidación, como se muestra en la Fig. 7.11.

Se acepta que la compresión secundaria se debe a la deformación de granos individuales (por ejemplo, compresión de fibras orgánicas o paquetes de arcilla), y al movimiento



relativo de los granos (por ejemplo, cambios en el espaciamiento promedio de las partículas provocado por esfuerzos cortantes). El considerarlo de esta forma implica que:

- Al inicio de la consolidación, sólo tiene lugar el fenómeno hidrodinámica, o bien, se desprecia el fenómeno secundario, es decir, se aplica la teoría de Terzaghi.
- La compresión secundaria tiene lugar después de la consolidación primaria.
- La compresión secundaria obedece una ley logarítmica en el tiempo; así, en un gráfico semilogarítmico, la porción secundaria es una línea recta.
- Los suelos con una compresibilidad alta exhibirán fuerte compresión secundaria.

El parámetro con el que se determina la magnitud de la compresión secundaria es la pendiente de dicha recta:

$$\varepsilon\alpha = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta \log t} \quad (7.52)$$

Donde ε es el cambio volumétrico durante el intervalo de tiempo considerado, después de $t_{U100\%}$

Otra manera usual de definir la compresión secundaria es mediante el coeficiente de compresión secundaria $C\alpha$:

$$C\alpha = \varepsilon_{\alpha} (1 + e) \quad (7.53)$$

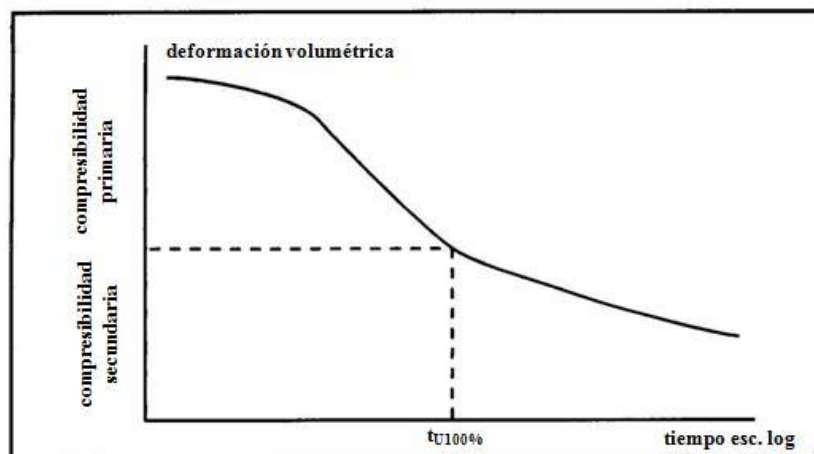


Figura 7.11. Modelo de Terzaghi ampliado: prolongar la porción recta de la curva de consolidación [Jaime y Paniagua, 1990].

En la Fig. 7.12 se muestran los coeficientes de compresión secundaria para diferentes depósitos; se observa que en los suelos con un ε_α menor de 0.1 %, la compresión secundaria no es significativa; así mismo, el valor de ε_α rara vez es mayor de 10%.

La magnitud de ε_α ha servido para clasificar la compresibilidad secundaria de los suelos, como se muestra en la Tabla 7.7.

Tabla 7.7. Clasificación de los suelos basada en su compresibilidad secundaria [Mesri, 1973].

ε_α , %	Compresibilidad secundaria
< 0.2	Muy baja
0.4	Baja
0.8	Media
1.6	Alta
3.2	Muy alta
> 6.4	Extremadamente alta

Los factores que influyen en el valor del coeficiente de compresión secundaria son (Mesri 1973, 1987): tiempo de permanencia de la carga, nivel de esfuerzos, relación de incremento de carga, tipo de estructura, estado de esfuerzos, velocidad de deformación.

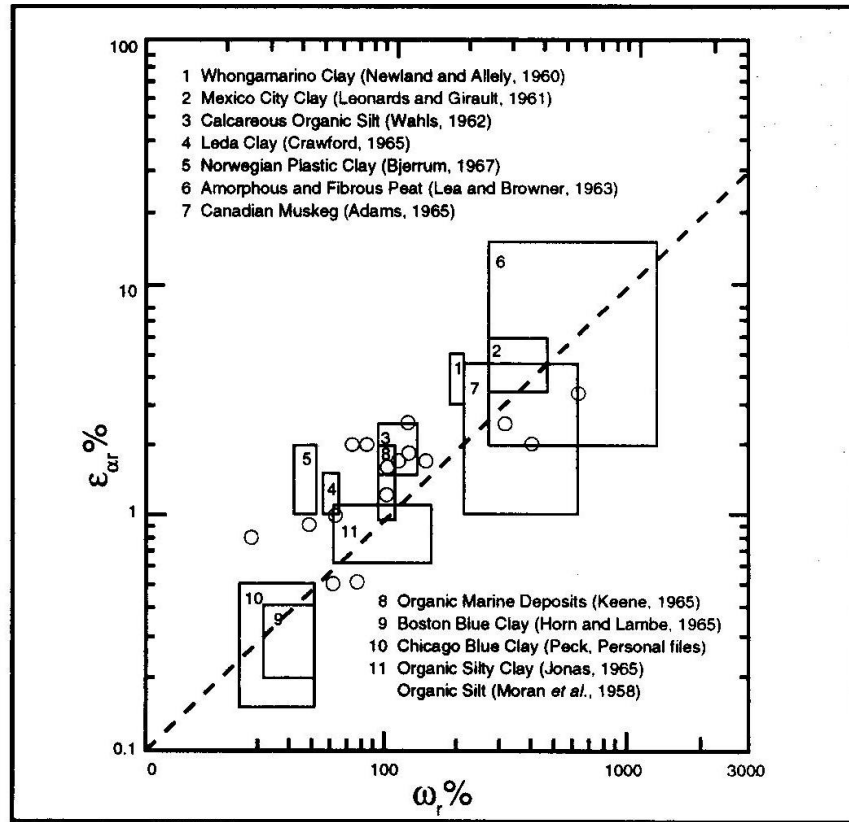


Figura 7.12. Coeficiente de compresión secundaria vs contenido natural de agua, para depósitos naturales (Mesri, 1973).

Así mismo, se han desarrollado algunas leyes fenomenológicas que relacionan el coeficiente de compresión secundaria con otros parámetros; por ejemplo, la relación con el índice de compresión, C_c . Se piensa que la relación entre ambos coeficientes es lineal:

$$C\alpha = \alpha C_c \quad (7.54)$$

Donde α es un coeficiente de proporcionalidad cuyo valor puede variar entre 0.02 y 0.08, para todos los materiales geotécnicos, incluyendo arcillas, arenas y enrocamientos. Para la mayoría de las arcillas inorgánicas, $\alpha = 0.04 \pm 0.01$. Por ejemplo, para la arcilla de la ciudad de México se ha encontrado $\alpha = 0.046$ (Mesri *et al.*, 1975), y valores de C_c comprendidos entre 0.1 y 0.001, dependiendo del nivel de esfuerzos [Jaime, 1988].

La principal ventaja de este modelo radica en su sencillez, tanto para aplicarlo, como en la obtención del único parámetro involucrado: el coeficiente de compresión secundaria. La desventaja es que se considera independiente la compresibilidad primaria de la secundaria.

Después de la consolidación primaria la estructura del suelo continúa ajustándose a la carga durante un tiempo adicional. Este asentamiento se denomina consolidación secundaria o compresión secundaria y puede continuar por muchos años, pero a un ritmo aproximadamente logarítmico. Al final de la consolidación secundaria el suelo ha llegado a un estado nuevo K_o . El asentamiento total al contabilizar los dos, tanto de compresión primaria ΔH_p y secundaria ΔH_s es

$$\Delta H_{total} = \Delta H_p + \Delta H_s \quad (7.55)$$

La pendiente de un terreno de deformación contra el logaritmo del tiempo de registro más allá de la ubicación de D_{100} se utiliza para obtener el índice de compresión secundaria C_α , calculado como

$$C_\alpha = \frac{\frac{\Delta H_{ls}}{H_{li}}}{\log \frac{t_2}{t_1}} = \frac{\Delta \epsilon}{\log \frac{t_2}{t_1}} \quad (7.56)$$

Ahora, utilizando este índice C_α , la compresión secundaria en el campo (o asentamiento) ΔH_s después de algún tiempo $t_2 = t_1 + \Delta t$ es calculado como

$$\Delta H_s = H_f C_\alpha \log \frac{t_2}{t_1} \quad (7.57)$$

Donde en las anteriores dos ecuaciones

H_{li} = espesor de la muestra de laboratorio en tiempo t_i

ΔH_{ls} = cambio en el espesor de la muestra en algún tiempo t_2 tomados de la curva deformación contra el registro del tiempo; se intenta utilizar un ciclo logarítmico

t_2 = tiempo al final de la consolidación primaria $t_1 + \Delta t$ como acabamos de definir y consistente con el c_v . Encuentre el tiempo inicial del terreno t_1 mediante la ecuación (7.58), a continuación, ordenar para encontrar t_{90} (use $T = 0.848$ de la Tabla 7.8) y $t_{100} \approx t_{90}/0.9$; para Δt elegir algún lapso de tiempo conveniente.

$$T_i = \frac{c_v t_i}{H^2} \quad (7.58)$$



Tabla 7.8. Factores de tiempo para distribución de presiones indicadas [Bowles, 1996].

$$U = \sqrt{\frac{4T}{\pi}}$$

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2 T}{4}}$$

	U, %	Caso I	Caso II
↑	0	0.000	0.000
	10	0.008	0.048
	20	0.031	0.090
	30	0.071	0.115
	40	0.126	0.207
↓	50	0.197	0.281
	60	0.287	0.371
	70	0.403	0.488
	80	0.567	0.652
	90	0.848	0.933
↓	100	∞	∞

H_f = espesor del estrato de campo consolidado al final de la consolidación primaria. Comúnmente se usa que el espesor inicial menos la consolidación primaria es muy grande, por ejemplo, más del 10 por ciento del espesor inicial.

La pendiente de la rama secundaria de la curva deformación frente al registro del tiempo es casi una constante para un suelo remoldeado, pero que varía con la carga para muestras de suelo “inalteradas”. Para muestras “inalteradas” de campo se debe obtener $C\alpha$ como la pendiente de la curva de presión en laboratorio más cercana a la carga estimada en campo.

La consolidación secundaria (o asentamiento) es sólo un pequeño componente del asentamiento total para la mayoría de suelos inorgánicos. Para suelos altamente orgánicos (por ejemplo, turba) el componente del asentamiento secundario puede ser mayor que el valor de la consolidación primaria.

◆ **Asentamientos por consolidación**

$$\Delta H = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (7.59)$$

$$\Delta H = C_c' H \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (7.60)$$

Los asentamientos de suelos cohesivos saturados de grano fino, serán dependientes del tiempo, y de la teoría de la consolidación utilizada generalmente, aunque los métodos elásticos pueden ser, y algunas veces son utilizados. Las ecuaciones (7.59) o (7.60) se utilizan generalmente para los asentamientos de consolidación, sin embargo, la forma alternativa es dada por la ecuación (7.61) como

$$\Delta H = m_v \Delta p H = \epsilon H \quad (7.61)$$

También se utiliza. Algunas autoridades utilizan de forma habitual este último formato de ecuación para los cálculos de asentamientos tanto para arcilla y arena fina a media ya que $m_v = 1/E_s$ (el módulo de elasticidad confinado) donde m_v se determina en una prueba de consolidación.

En la aplicación de la teoría de la consolidación para calcular asentamientos en arcilla tenemos tres factores a tener en cuenta:

1. Si el suelo es normalmente consolidado o preconsolidado ($OCR > 1$)
2. Estimar la relación de vacíos in situ e_0 y obtener los suficientes índices de compresión para definir el perfil de la capa de arcilla (s) adecuadamente
3. Estimar el incremento del esfuerzo medio Δq en el estrato de espesor H .

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log p_2/p_1} \quad C'_c = \frac{\Delta \epsilon}{\log p_2/p_1} \quad (7.62)$$

La relación de vacíos in situ e_0 por lo general se puede determinar razonablemente bien con w_N y G_s y/o datos volumétricos–gravimétricos de la muestra de suelo en el anillo de consolidación utilizado para la prueba. Es habitual utilizar los valores en la altura media de la capa de consolidación, por lo que si la muestra de ensayo de consolidación se encontraba en una ubicación diferente, la relación de vacíos a altura media puede ser calculada a partir de reordenar la ecuación (7.62) y definiendo $\Delta e = e_0 - e$ y $p_2 = p'_0 + \Delta p'_0$ para obtener

$$e = e_0 - C_c \log \frac{p'_0 + \Delta p'_0}{p'_0} \quad (7.63)$$

Donde:

- e_0 = relación de vacíos de la prueba a la profundidad z .
 $p'_0 = \gamma'_z$ = presión de sobrecarga efectiva a la profundidad z .
 $\Delta p'_0 = \gamma'(dz)$ = aumento o disminución en p'_0 de la profundidad z .



dz = profundidad de la profundidad de prueba z para la altura media del estrato y puede ser (+) si está por debajo o (–) si está por encima.

Se puede observar que la relación de vacíos no es lineal (y probablemente los índices de compresión no lo son tampoco), por lo que no se debe utilizar un estrato de espesor muy grande H más que Δq , e_o , y C_c se promedian en $H/2$.

El aumento de la presión media en el estrato de espesor H de la carga de la cimentación puede ser obtenido simplemente promediando el valor superior e inferior de la teoría de Boussinesq para valores de H de hasta alrededor de 1 m. Para un espesor mayor se debe utilizar un proceso de integración numérica. La fórmula de la regla–trapezoidal es muy adecuada para este (y otro tipo de integración numérica) donde un incremento de profundidad (o espacio) Δh = constante que se toma con valores finales p_1 , p_n y puntos interiores de espaciado Δh . Esto da el área A del perfil de presión como

$$A = H\Delta p = \Delta h \left(\frac{p_1 + p_n}{2} + p_2 + p_3 + \dots + p_{n-1} \right) \quad (7.64)$$

De la que el aumento de la presión media Δp en el estrato de espesor H es

$$\Delta p = \frac{A}{H} \quad (7.65)$$

Esto es, por supuesto, necesario para calcular p'_o en la altura media de la capa de la misma. Cuando la capa (s) es de alrededor de 2 m de espesor, se debe considerar la obtención de valores adicionales como C_c y e_o para que la capa pueda ser subdividida en capas de espesor H_i y el asentamiento total se calcula como:

$$\Delta H = \sum_1^n \Delta H_i \quad (7.66)$$

Se puede cuestionar la validez de utilizar el método de Boussinesq cuando el caso real es de una o más capas de suelos arcillosos con diferente C_c (o una o más capas de suelos donde ocurren los asentamientos inmediatos) por encima de una o más capas de arcilla consolidada. Aunque el método es ciertamente no exacto, a menos que exista una diferencia significativa, por ejemplo por un factor de cinco o más veces el módulo de esfuerzo–deformación de los dos materiales, el cálculo más refinado mejorará el aumento del esfuerzo calculado muy pequeño [*Morgan y Gerrard (1971)*].

7.5. Consideraciones en la práctica de la Ingeniería Civil para losas de cimentación

7.5.1. Introducción

El uso de losas de cimentación resulta generalmente apropiado cuando la suma de las áreas de las zapatas aisladas o corridas que serían necesarias para transmitir la carga de la estructura, sobrepasa el 50 por ciento del área total de la cimentación. También pueden usarse para reducir los asentamientos diferenciales, cuando el material de cimentación es heterogéneo. En el caso de terrenos de cimentación compresibles, puede ser atractivo desplantar la losa a cierta profundidad y cimentar la superestructura sobre un cajón para reducir los asentamientos (efecto de flotación). Esta solución puede además estar dictada por motivos arquitectónicos. Según que el incremento neto de carga al nivel de desplante resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación de que se trate se denomina parcialmente compensada, compensada o sobrecompensada, respectivamente.

Una losa de cimentación es una gran losa de hormigón utilizada para la interfaz de una columna, o más de una columna en varias líneas, con el suelo base. Puede abarcar toda el área de la cimentación o sólo una parte. Una losa puede ser utilizada para apoyar los tanques de almacenamiento a nivel o varias piezas de equipo industrial. Las losas son comúnmente utilizadas debajo de grupos de silos, chimeneas, y varias estructuras de torre. Se convierte en una cuestión de definición cuando las dimensiones de una zapata corrida hacen la transición para ser llamada una losa. La Figura 7.13 ilustra varias configuraciones de losa como podría ser utilizada para edificios. Estas muestran abarcar toda la planta del edificio, pero esto no es un requisito.

Una losa de cimentación se puede utilizar cuando el suelo base tiene una capacidad de carga baja y/o las cargas de las columnas son tan grandes que más del 50 por ciento del área está cubierta por zapatas corridas convencionales. Es común el uso de cimentaciones de losa para sótanos profundos a fin de repartir las cargas de las columnas a una distribución de presión más uniforme y para proporcionar la losa del suelo para el sótano. Una ventaja particular para los sótanos es o por debajo del nivel de aguas freáticas \triangleright NAF \triangleleft es proporcionar una barrera contra el agua. En función de los costos locales, y teniendo en cuenta que una losa de cimentación requiere acero de refuerzo tanto positivo como negativo, uno puede encontrar que es más económico utilizar zapatas corridas, incluso si toda el área es cubierta. Las zapatas corridas evitan el uso de acero de refuerzo negativo y pueden llevarse a cabo mediante el colado de zapatas alternas, con el fin de evitar el encofrado, y utilizando paneles de fibra de espaciadores para separar las zapatas coladas después.



Las cimentaciones de losa pueden recibir soporte de pilotes en situaciones tales como alto nivel de aguas subterráneas (para controlar la subpresión) o donde el suelo base sea susceptible a grandes asentamientos. Hay que señalar que los esfuerzos de contacto en la losa podrán penetrar en el terreno con un mayor nivel de profundidad o tener mayor intensidad relativa a una profundidad menor. Ambos factores tienden a aumentar los asentamientos a menos que haya una compensación de esfuerzo del suelo excavado de manera que el incremento neto en la presión es controlado.

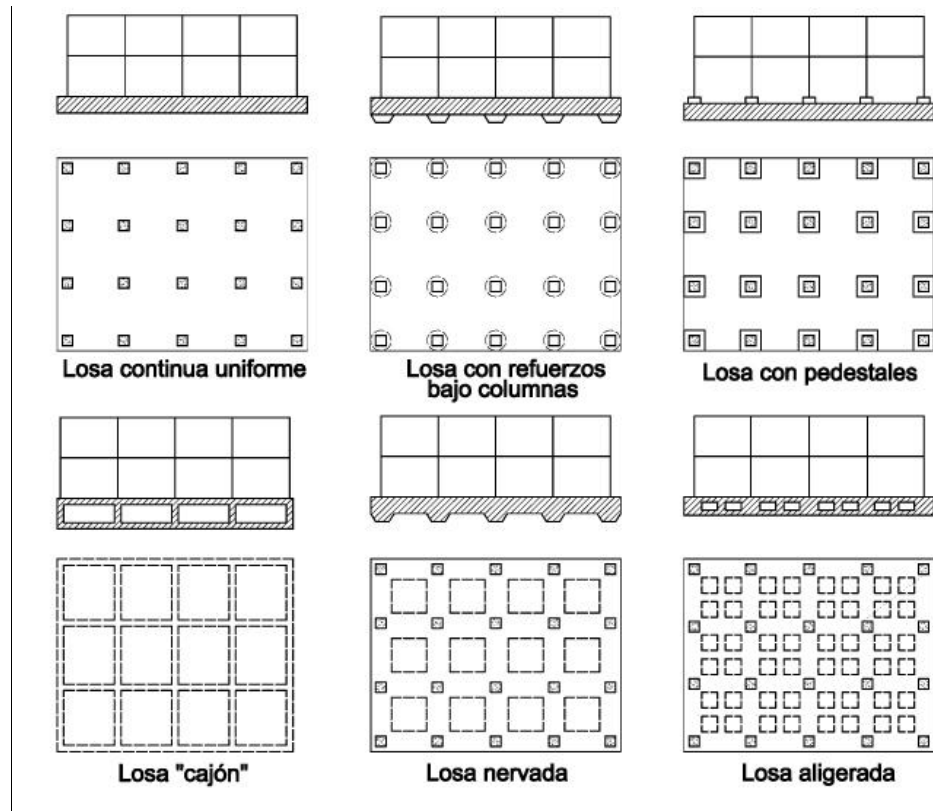


Figura 7.13. Tipos comunes de losas de cimentación [Bowles, 1996].

7.5.2. Tipos de cimentaciones a base de losa

La Figura 7.13 ilustra varias configuraciones posibles de cimentación de losa. Probablemente el diseño de losa más común consiste en una losa plana de concreto de 0.75 a 2 m de espesor y con refuerzo bidireccional continuo superior e inferior. Este tipo de cimentación tiende a ser en gran medida sobredimensionada por tres razones principales:

1. Costo adicional de los métodos de análisis que son, sin embargo, no exactos.

2. El costo adicional de un sobredimensionado razonable de este elemento de la estructura será generalmente bastante pequeño con relación al costo total del proyecto.
3. El margen de seguridad adicional proporcionado por el modesto costo adicional.

7.5.3. Capacidad de carga de cimentaciones de losa

La losa de cimentación debe estar diseñada para limitar los asentamientos a una cantidad tolerable. Estos asentamientos pueden incluir los siguientes:

1. Consolidación, incluyendo los efectos secundarios.
2. Inmediato o elástico.
3. Una combinación de cantidades por consolidación e inmediatos.

Una losa debe ser estable frente a una falla por corte profunda, que puede resultar en una falla de rotación, caracterizada por la falla al elevador Transcona [*White, 1953*], o una falla vertical (o punzonamiento). Una falla vertical uniforme por punzonamiento no sería particularmente grave, ya que el efecto sería simplemente un gran asentamiento que probablemente podría ser arreglado; sin embargo, como el asentamiento no es probable que sea uniforme o previsto como tal, este modo de falla debe ser tratado con la misma preocupación que para la falla por corte profunda.

Las ecuaciones de capacidad de carga de las Tablas 7.3a, 7.4a, 7.5a, 7.6a se pueden utilizar para calcular la capacidad del suelo, por ejemplo,

$$q_{ult} = cN_c s_c i_c d_c + \gamma DN_q s_q i_q d_q + \frac{1}{2} \lambda BN_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma \quad (7.67)$$

O

$$q_{ult} = 5.14s_w (1 + s'_c + d'_c - i'_c) + \bar{q} \quad (7.68)$$

Utilice B = dimensión mínima de la losa y D = profundidad de la losa (Fig. 7.14). La presión del suelo admisible se obtiene mediante la aplicación de un factor de seguridad adecuado (Tabla 7.1) y cualquier reducción aplicable para losas de ancho B .

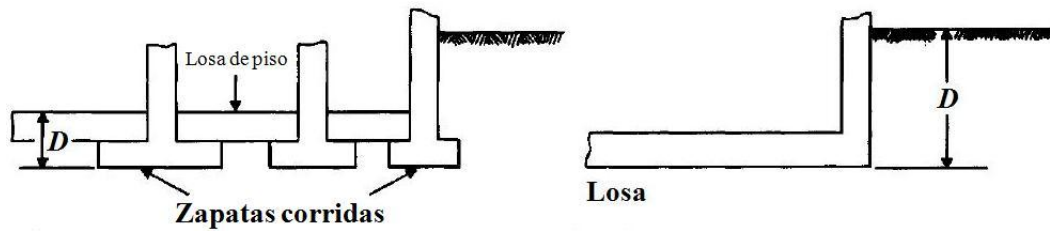


Figura 7.14. Incremento en capacidad de carga mediante el uso de una losa de cimentación [Bowles, 1996].

7.5.4. Asentamientos de la losa

Las losas de cimentación se utilizan comúnmente donde los asentamientos pueden ser un problema, por ejemplo, cuando un sitio contiene depósitos irregulares o lentes de materiales compresibles, cantos rodados suspendidos, etc. El asentamiento tiende a ser controlado a través de lo siguiente:

1. El uso de una cimentación más grande para producir menores presiones de contacto con el suelo.
2. El volumen desplazado del suelo (efecto de compensación); en teoría si el peso de la excavación es igual al peso combinado de la estructura y la losa, el sistema “flota” en la masa de suelo y no se producen asentamientos.
3. Salvar los efectos atribuibles a
 - a. Rigidez de la losa.
 - b. Contribución de la rigidez de la superestructura a la losa.
4. Permitir un poco los asentamientos más grandes, por ejemplo, 50 en lugar de 25 mm.

El efecto de compensación debe permitir a la mayoría de los asentamientos de la losa, incluso cuando la consolidación es un problema o se utilizan pilotes, que se limiten de 50 a 80 mm. Un problema de preocupación más considerable es el asentamiento diferencial. Una vez más la losa tiende a reducir este valor. Podemos ver en la Figura 7.15 que los momentos de flexión ($6EI \Delta/L^2$) y las fuerzas de cortante ($12EI \Delta/L^3$) inducidos en la superestructura dependen de un movimiento relativo Δ entre los extremos de la viga. La continuidad de la losa resulta en una cantidad supuesta de asentamiento diferencial un poco menor en relación al asentamiento total previsto frente a una zapata corrida de la siguiente manera:

Tipo de cimentación	Asentamiento máximo esperado, mm	Asentamiento diferencial esperado, mm
Corrida	25	20
Losa	50	20

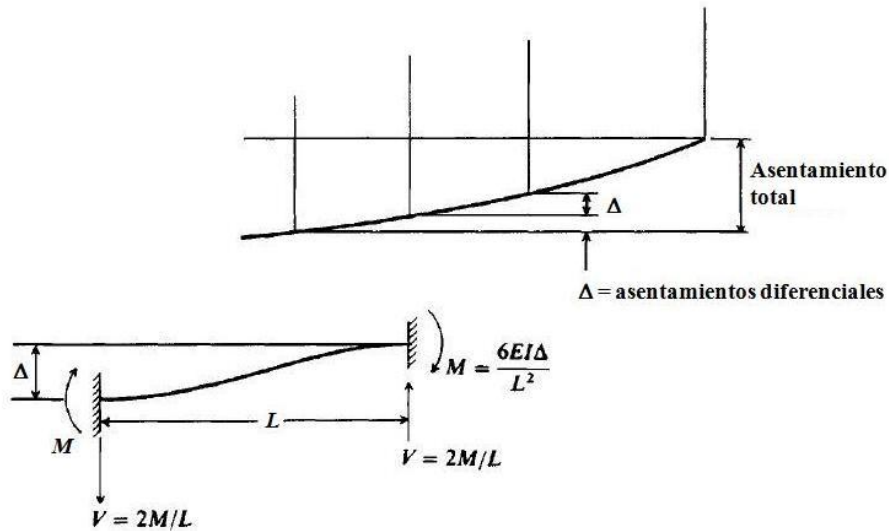


Figura 7.15. Reducción de los momentos de flexión en la superestructura mediante el uso de losa de cimentación. El momento de flexión M se basa en asentamientos diferenciales entre columnas y no en el asentamiento total [Bowles, 1996].

El asentamiento diferencial puede ser tomado arbitrariamente como 20 mm (0.75 pulgadas) si el asentamiento total previsto ΔH no es más de 50 mm o se puede aproximar utilizando un factor de rigidez K_r [Comité ACI 336 (1988)] que define como

$$K_r = \frac{EI_b}{E_s B^3} \quad (7.69)$$

EI_b puede tomarse como

$$EI_b = EI_f + \sum EI_{bi} + \sum \frac{Eah^3}{12} \quad (7.70)$$

Donde:

- EI_b = rigidez a la flexión de la superestructura y la losa
- E = módulo de elasticidad compuesto por el marco de la superestructura
- EI_f = rigidez a la flexión de la zapata o la losa
- E_s = módulo de elasticidad del suelo



$$\sum \frac{Eah^3}{12} = \text{rigidez efectiva de los muros de corte perpendicular a } B; h = \text{altura}; a = \text{espesor del muro}$$
$$\sum EI_{bi} = \text{rigidez de los diversos miembros que componen la resistencia en el marco perpendicular a } B$$
$$B = \text{ancho de la base de la cimentación perpendicular a la dirección de interés}$$

El Comité ACI 336 sugiere que los asentamientos diferenciales de la losa están relacionados tanto con el asentamiento total estimado de la cimentación ΔH y con el factor de rigidez de la estructura K_r de la siguiente manera:

Para K_r	Asentamiento diferencial esperado	
0	$0.5 \times \Delta H$	Para base larga
	$0.35 \times \Delta H$	Para base cuadrada
0.5	$0.1 \times \Delta H$	
> 0.5	Losa rígida; ningún asentamiento diferencial	

Los análisis de asentamientos tendrán que llevarse a cabo cuando el incremento neto de presión excede la existente presión in situ p'_o . Estos pueden ser asentamientos inmediatos y/o por consolidación ajustados para OCR y en función de la estratificación del suelo subyacente.

7.5.5. Diseño de losas de cimentación

Hay varios métodos para diseñar una losa de cimentación (o placa).

1.- *Un método aproximado.* La losa se divide en franjas cargadas por una hilera de columnas y resistido por la presión del suelo. Esta franja se analiza entonces como una cimentación combinada. Este método puede utilizarse cuando la losa es muy rígida y el patrón de la columna es bastante uniforme en tanto espacio y cargas. Este método no se recomienda en la actualidad debido a la gran cantidad de aproximaciones y la amplia disponibilidad de programas de computadora que son relativamente fáciles de usar, el método del elemento finito en particular. Una losa es generalmente demasiado costosa y es importante no utilizar los métodos de análisis más refinados disponibles.

2.- *Método flexible aproximado.* Este método fue sugerido por el Comité ACI 336 (1988) y se describe brevemente a continuación, así como las ayudas esenciales del diseño se proporcionan.

3.- *Métodos de elementos discretos.* En éstos la losa se divide en elementos por grillado. Estos métodos incluyen los siguientes:

- a. Método de diferencias finitas (MDF o FDM)
- b. Método de elementos finitos (MEF o FEM)
- c. Método de la red finita (MGF o FGM)

◆ Método flexible aproximado

El método flexible aproximado del Comité ACI 336 requiere los siguientes pasos:

1. Calcular la profundidad requerida de la losa basada en la acción en dos sentidos en el caso de mayor (o más crítico) carga de la columna (en la esquina, lateral, o interior).
2. Calcular la rigidez de la placa D (desafortunadamente, el mismo símbolo que la profundidad de la cimentación).
3. Calcular el radio de rigidez efectiva L (Nota: la zona aproximada de cualquier influencia de columna es $\approx 4L$).
4. Calcular los momentos radial y tangencial, la fuerza cortante, y la deflexión utilizando las siguientes ecuaciones (los factores Z_i de Hetenyi (1946), no son fáciles de calcular) donde la carga P actúa:

$$M_r = -\frac{P}{4} \left[Z_4 - \frac{1-\mu_c}{x} Z_3' \right] \quad (7.71)$$

$$M_t = -\frac{P}{4} \left[\mu_c Z_4 + \frac{1-\mu_c}{x} Z_3' \right] \quad (7.72)$$

$$\Delta H = \frac{PL^2}{8D} \quad (\text{desplazamiento vertical}) \quad (7.73a)$$

$$\Delta H = \frac{PL^2}{4D} Z_3 \quad (\text{a una distancia } r \text{ de la carga}) \quad (7.73b)$$

$$V = -\frac{P}{4L} Z_4' \quad (\text{fuerza cortante}) \quad (7.74)$$

Donde:

P = carga de la columna, kN o kips

D = rigidez de la placa, como $D = \frac{E_c t^3}{12(1-\mu_c^2)}$ (unidades de momento)



μ_c = relación de Poisson para la losa o placa (para concreto utilizar 0.15)

x = relación de distancia r/L

Z_i = factores basados en x (o de un programa de computadora)

L = radio de influencia definido como $\sqrt[4]{\frac{D}{k_s}}$

M_r, M_t = momentos radial y tangencial en el punto de carga, por unidad de ancho en las unidades de P, L

V = cortante por unidad de ancho de la losa o placa en unidades de P

7.6. Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal [RCDF] y Normas Técnicas Complementarias [NTC] para cimentaciones someras (zapatas y losas)

7.6.1. Acciones de diseño

Apartado 7-1

Sección 2.3 (NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones)

◆ Combinaciones de Acciones

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:

- a) 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 de la sección 6.1, 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 la mencionada sección; y
- b) 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 Apartado 7-2.

- c) Los criterios de diseño para cargas de viento y sismo, así como para el de cimentaciones, se presentan en las normas técnicas correspondientes. Se aplicarán los factores de carga que se presentan en el Apartado 7-2.

De acuerdo con lo señalado en el apartado 7-1 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:



a) Primer tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables, incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea. Entre las acciones permanentes se incluirán el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, incluyendo la fricción negativa, el peso de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, incluyendo el agua en su caso, los empujes laterales sobre dichos elementos y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

b) Segundo tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con este tipo de combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura se obtendrá como resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la cimentación, la fijación de la magnitud de todas las acciones pertinentes y de su distribución será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la superestructura y de la cimentación. Se estimarán con especial cuidado las concentraciones de carga que pueden generar en ciertas partes específicas de la cimentación los elementos más pesados de la estructura (salientes, muros de fachada, cisternas, etc.) y que son susceptibles de inducir fallas locales o generales del suelo.

Tabla 7.9. Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación.⁽¹⁾

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)	
<i>Concepto</i>	<i>Límite</i>
En la zona I:	
Valor medio en el área ocupada por la construcción:	

⁽¹⁾ Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y 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 al principio de este Capítulo.

Asentamiento:	Construcciones aisladas	5 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	2.5 cm
En las zonas II y III:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	15 cm
Emersión:	Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	15 cm
Velocidad del componente diferido		1 cm/semana
b) Inclinación media de la construcción		
<i>Tipo de daño</i>	<i>Límite</i>	<i>Observaciones</i>
Inclinación visible	$100/(100 + 3 h_c) \%$	h_c = altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 %	En dirección longitudinal
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas		
<i>Tipo de estructuras</i>	<i>Variable que se limita</i>	<i>Límite</i>
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.004
Muros de carga de tabique de barro o bloque de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etcétera	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos 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 entre extremos y el claro	0.004
Tuberías de concreto	Cambios de pendiente	0.015

⁽²⁾ 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.



conjuntas	en las juntas	
-----------	---------------	--

Congruentemente con lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo respecto a efectos bidireccionales, para la revisión de los estados límite de falla de una cimentación bajo este tipo de sollicitación, se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100% del sismo en una dirección y 30% en la dirección perpendicular a ella, con los signos que para cada concepto resulten desfavorables y se repetirá este procedimiento en la otra dirección.

Para una evaluación más precisa de las acciones accidentales por sismo al nivel de la cimentación, será válido apoyarse en un análisis de interacción dinámica suelo–estructura recurriendo a métodos analíticos o numéricos aceptados para este fin. Se podrá usar en particular el método de la sección A.6 del Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Además de las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

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 sollicitaciones horizontales.

7.6.2. Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga, F_C , que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en el apartado 7–2 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Para estados límite de servicio, el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicará un factor de carga de 1.1 al peso propio del suelo y a los empujes laterales de éste. La acción de la subpresión y de la fricción negativa se tomará con un factor de carga unitario.

Apartado 7–2
Sección 3.4 (NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones)
◆ Factores de Carga
Para determinar el factor de carga, F_C , se aplicarán las reglas siguientes:
a) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.2, se aplicará un factor de

carga de 1.4.

Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, el factor de carga para este tipo de combinación se tomará igual a 1.5;

- b) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.b, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación;
- c) 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 la sección 2.2; y
- d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

Los factores de resistencia, F_R , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

- a) $F_R = 0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, 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; y
- b) $F_R = 0.70$ para los otros casos.

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

7.6.3. 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.

En esta verificación, tomando en cuenta la existencia, especialmente en las zonas I y II, de materiales cementados frágiles que pueden perder su cohesión antes de que se alcance la deformación requerida para que se movilice su resistencia por fricción, se considerará en forma conservadora que los suelos son de tipo puramente cohesivo o puramente friccionante.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < c_u N_c F_R + P_v \quad (7.75)$$



Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\frac{\Sigma Q F}{A} < \left[\frac{\overline{p}_v (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v \quad (7.76)$$

Donde:

$\Sigma Q F_C$ es la 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;

A es el área del cimiento;

p_v es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo;

\overline{p}_v es la presión vertical efectiva a la misma profundidad;

γ es el peso volumétrico del suelo;

c_u es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU);

B es el ancho de la cimentación;

N_c es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 D_f / B + 0.25 B / L \right) \quad (7.77)$$

Para $D_f / B < 2$ y $B / L < 1$;

Donde D_f es la profundidad de desplante y L la longitud del cimiento; en caso de que D_f / B y B / L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1, respectivamente;

N_q es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi / 2) \quad (7.78)$$

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 cimientos circulares o cuadrados;

N_γ es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (7.79)$$

El coeficiente N_γ se multiplicará por $1 - 0.4 (B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados; y

F_R es el factor de resistencia especificado en la sección 7.6.2. Igual a 0.35 para cimientos superficiales.

También podrá utilizarse como alternativas a las ecuaciones (7.75) o (7.76) una expresión basada en los resultados de pruebas de campo, respaldada por evidencias experimentales confirmadas en los suelos del Distrito Federal.

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

- a) El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \text{Ang } \tan(\alpha \tan \phi^*) \quad (7.80)$$

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. Esta prueba deberá considerar la posibilidad de que el suelo pierda parte de su resistencia.

Para suelos arenosos con compacidad relativa D_r menor de 67%, el coeficiente α será igual a $0.67 + D_r - 0.75D_r^2$. Para suelos con compacidad mayor que el límite indicado, α 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 ecuación (7.76) será:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B)(\gamma_m - \gamma') \quad (7.81)$$



Donde

γ' es el peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades Z y $(B/2) \tan(45^\circ + \phi/2)$; y

γ_m es el peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático.

- c) En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen sollicitaciones 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:

$$B' = B - 2e \quad (7.82)$$

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 ecuaciones (7.75) y (7.76) 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:
1. Si $H \geq 3.5B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga.
 2. Si $3.5B > H \geq 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B + H$.
 3. Si $H < 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es:

$$B \left[1 + 2/3(H/B)^2 \right] \quad (7.83)$$

4. 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 inciso 3.2.a.
- f) En el caso de cimentaciones desplantadas en un subsuelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general en un medio homogéneo implícito en las ecuaciones (7.75) y (7.76), 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 cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos. En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistente serán afectados por el factor de resistencia que señala el inciso 3.2.a.
- 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 generación de presión de poro o deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia o cambios volumétricos ocasionados 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 ecuaciones (7.75) y (7.76) deberá tomarse igual a la mitad del definido en la sección 3.2 para condiciones estáticas, a menos que se demuestre a satisfacción de la Administración, a partir de ensayos de laboratorio en muestras de suelo representativas, 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:
1. Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etcétera;
 2. Demolición o refuerzo de bóvedas; y/o
 3. Desplante bajo el piso de las cavidades.



7.6.4. 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. Para suelos granulares, se tomará en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento. 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 las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta z \quad (7.84)$$

Donde

ΔH es el asentamiento de un estrato de espesor H ;

e_0 es la relación de vacíos inicial;

Δe es la variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad; y

Δz son los espesores de estratos elementales dentro de 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 un número suficiente de puntos ubicados dentro y fuera del área cargada.

7.6.5. Procedimiento constructivo de cimentaciones

Como parte del estudio de mecánica de suelos, deberá definirse un procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la integridad de los elementos de cimentación y la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas y a los servicios públicos por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

Cualquier cambio significativo que se pretenda introducir en el procedimiento de construcción especificado en el estudio geotécnico deberá analizarse con base en la información contenida en dicho estudio o en un estudio complementario si éste resulta necesario.

◆ Cimentaciones someras

El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos. Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar el concreto o el acero. Asimismo, durante el colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad. Se prestará especial atención a la protección de los pilotes en la parte oriente de la zona III del Distrito Federal donde el subsuelo presenta una alta salinidad.



7.7. Comparativa

Práctica de la Ingeniería Civil	Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias
<p>Es necesario juzgar el probable funcionamiento de la cimentación con respecto a dos tipos de problemas. Por una parte, toda la cimentación, o cualquiera de sus elementos pueden fallar porque el suelo o la roca sean incapaces de soportar la carga. Por otra parte, el suelo o roca de apoyo pueden no fallar, pero el asentamiento de la estructura puede ser tan grande o tan disparejo, que la estructura puede agrietarse y dañarse. El mal comportamiento del primer tipo se relaciona con la resistencia del suelo o roca de apoyo y se llama falla por capacidad de carga. El del segundo tipo está asociado a las características de la relación de esfuerzo-deformación del suelo o roca, y se conoce como asentamiento perjudicial.</p>	<p>La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá 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 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 consiste en verificar que los movimientos estimados que sufra una cimentación no excedan los valores establecidos en las propias normas.</p>
<p>Comentario:</p>	<p>El Reglamento de Construcción del DF habla de factores de seguridad, de factores de carga y factores de reducción para los estados límites de falla y de servicio. Se enfatiza que el Reglamento y sus Normas establecen requisitos mínimos, y reconoce que muy a menudo éstos son insuficientes para asumir un razonable margen de seguridad, en función de las dificultades que enfrenta el diseño y construcción de cimentaciones en la ciudad de México.</p>
<p>Comentario Final:</p>	<p>Se ha presentado un panorama del problema de la capacidad de carga de cimentaciones, que incorpora no solo las aportaciones más importantes, sino también las mejores</p>

	soluciones disponibles y los valores numéricos para los factores y coeficientes de la capacidad de carga.
	Se ha demostrado que las limitaciones más significativas de las teorías disponibles son producto de la suposición básica de la incompresibilidad del suelo.

7.8. Resumen y conclusiones

Deberá determinarse la capacidad de carga del conjunto subestructura – suelo, cuidando que los esfuerzos cortantes inducidos al subsuelo no excedan la resistencia de éste, afectada por un factor de seguridad razonable.

Los análisis deben hacerse considerando la condición de carga estática y su combinación con cargas accidentales, la omisión de esto puede conducir a fallas.

La práctica de la ingeniería civil, en el cálculo de la capacidad de carga de zapatas considera los cálculos de acuerdo a: posición del nivel freático, excentricidad de la carga, inclinación de la carga, cimentación desplantada en talud homogéneo, cimentaciones en suelos estratificados o influencia de otros factores. Por su parte, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias, no toma en cuenta todos estos factores.



CAPÍTULO 8. ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES COMPENSADAS

8.1. Introducción

El diseño de cimentaciones compensadas tiene su razón de ser en suelos de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante, como es el caso de la denominada Zona III del Valle de México. El objetivo, como el propio nombre lo indica, es el de sustituir el peso del suelo excavado por el peso de la construcción. Si el peso total del suelo excavado es mayor al peso total de la construcción se dice que se trata de una cimentación sobrecompensada; si el peso total del suelo excavado es igual al peso total de la construcción se tiene una cimentación compensada y, si es menor, se trata de una cimentación semicompensada.

Al igual que cualquier estructura una cimentación compensada tiene que cumplir con dos requisitos fundamentales: debe ser capaz de transmitir las cargas de la estructura al suelo con un amplio factor de seguridad y tener un comportamiento adecuado durante su vida útil, esto es, generar hundimientos totales y diferenciales menores a los especificados por el proyecto o permitidos por la normatividad vigente.

El ingeniero de cimentaciones deberá entonces verificar que la cimentación elegida cumpla con lo anterior, revisando la capacidad de carga del suelo y calculando las deformaciones del suelo, tanto durante la construcción como posteriormente y no solamente en condiciones estáticas de carga sino también en condiciones dinámicas, como puede ser por viento o sismo.

En suma, una cimentación compensada deberá diseñarse y construirse tomando en cuenta su comportamiento futuro que depende exclusivamente del cambio de esfuerzos efectivos que se permiten durante la construcción, tanto de la excavación como de la colocación del edificio, esto es:

- 1) La carga del edificio es compensada por medio de esfuerzos efectivos y subpresión del agua al nivel del desplante de la cimentación. La estructura de cimentación se coloca a cierta profundidad de la superficie del suelo para obtener mayor estabilidad y capacidad de carga. El cambio de esfuerzos efectivos debido a la excavación, debe conservarse en un mínimo para reducir los desplazamientos verticales de respuesta y el hundimiento subsecuente debido a la colocación del peso del edificio.
- 2) La cimentación se diseña para satisfacer los hundimientos permisibles totales y diferenciales del edificio y construcciones adyacentes.

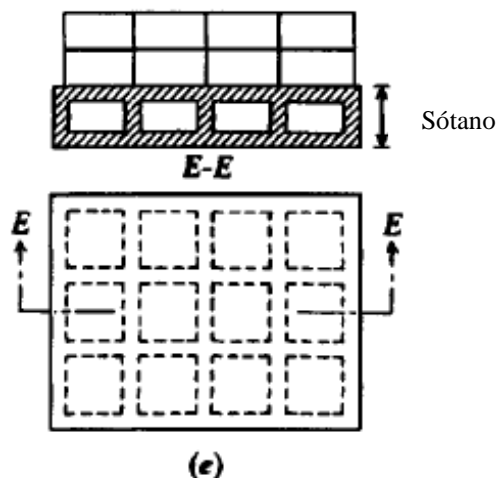


Figura 8.1. Tipo común de cimentación a base de cajón.

8.2. Consideraciones en la práctica de la Ingeniería Civil

8.2.1. Principios generales de diseño

La función de una losa de cimentación es la de distribuir la carga sobre toda el área posible, y dar una medida de rigidez a la subestructura para reforzarla y que puentee sobre áreas locales de suelos débiles o más compresibles. El grado de rigidez que se da a una losa también reduce el asentamiento diferencial. Las losas de flotación y los sótanos (o cimentaciones de cajón) se diseñan con los mismos principios, pero tienen una función adicional e importante en la que se utiliza el principio de flotación para reducir la carga neta en el suelo. De esta manera, el asentamiento total de la cimentación se reduce y esto hace que el asentamiento diferencial también disminuya. La flotación se alcanza proveyendo una subestructura ahuecada de tal profundidad que el peso del suelo removido de la excavación



sea igual o sólo un poco menor que el peso combinado de la superestructura y la subestructura [Tomlinson, 1996].

Los sótanos se deben diseñar para permitir que la subestructura se use con varios propósitos como bodegas de almacenaje o estacionamientos subterráneos. Esto requiere de áreas razonablemente largas del piso, sin paredes muy cercanas o columnas, el piso, por lo general, debe consistir de una losa o de vigas y losas de una construcción absolutamente pesada para dar el grado de rigidez requerido.

Las cimentaciones compensadas sin o con pilotes de fricción se usan en zonas donde existen sedimentos lacustres o marinos de media a muy alta compresibilidad que se extienden a gran profundidad. En estos ambientes el nivel superficial del agua se encuentra generalmente cerca de la superficie del suelo, de tal manera que es indispensable impermeabilizar la estructura de la cimentación para obtener el beneficio del efecto de flotación por el agua. La estructura de cimentación se diseña como una cimentación monolítica impermeable, esto es un cajón rígido que contiene la propia cimentación y los sótanos del edificio y queda constituido por la losa de cimentación, los muros de retención y la losa de planta baja del edificio [Zeevaert, 1990].

En el diseño de cimentaciones compensadas el suelo se considera como un material de dos fases, esto es: la *fase sólida* y la *fase líquida* y cada fase debe tratarse separadamente. La fase sólida soporta parte del peso del edificio por esfuerzos efectivos y la fase líquida por medio de presión hidráulica con una reacción uniforme de acuerdo a la presión que pueda asignársele a la elevación de la losa de cimentación. Los esfuerzos efectivos producen desplazamientos verticales de acuerdo con las propiedades esfuerzo–deformación–tiempo del suelo.

Cuando la cimentación compensada se diseña como un cajón rígido, los hundimientos diferenciales no implican un problema especial dentro de la cimentación misma. Sin embargo, es necesario valorar las fuerzas cortantes y momentos flexionantes en la estructura de cimentación para poder alcanzar un diseño económico y justificado. Por esta razón, deberá buscarse la compatibilidad de los desplazamientos verticales entre la masa del suelo y la estructura de cimentación, y por tanto encontrar la distribución de esfuerzos de contacto actuantes en la losa de cimentación.

El diseño de una cimentación compensada requiere una excavación lo suficientemente profunda para desarrollar la capacidad de carga necesaria, por un lado y por el otro, cumplir con los hundimientos especificados. El comportamiento futuro de una cimentación compensada depende en gran parte de la ejecución de la excavación y del procedimiento

que se utilice para el control de las condiciones hidráulicas en el subsuelo, para llevar a cabo en seco la excavación.

El abatimiento de los niveles piezométricos del agua en conjunto con la excavación produce en la masa del suelo cambios en los esfuerzos efectivos que se traducen en desplazamientos verticales en el fondo de la excavación, así como desplazamientos laterales de los lados de la excavación que reducen la superficie excavada. El levantamiento del fondo de la excavación, principalmente en suelos cohesivos se atribuye a efectos elastoplásticos e hinchamiento debido a la adsorción del agua en los minerales de arcilla del suelo. Cuando la estabilidad de la cimentación se ha tomado adecuadamente en cuenta y se lleva a cabo con rapidez se tendrá únicamente el fenómeno de la respuesta elástica, debido al alivio de los esfuerzos efectivos en la masa del suelo y posteriormente los desplazamientos verticales producto de la recompresión de los sedimentos al colocar el peso del edificio.

La excavación debe diseñarse de tal manera de no permitir que se efectúen inundaciones o charcos en el fondo de la excavación, evitando así el efecto de reblandecimiento de los suelos al penetrar moléculas de agua en la estructura arcillosa, lo que origina un reblandecimiento que hace disminuir la resistencia y aumentar la compresibilidad del suelo, dando como resultado desplazamientos verticales de consideración que no fueron programados durante el diseño.

Para diseñar una cimentación compensada correctamente el ingeniero de cimentaciones deberá de considerar la posición geométrica de las columnas y sus cargas así como las condiciones mecánicas de deformabilidad del subsuelo. Además, se deben estimar las cargas dinámicas inducidas por el momento de volteo debido al sismo o viento.

8.2.2. Análisis de compensación

El análisis de compensación se hace comparando el peso total de la estructura con el peso total del suelo excavado.

Sea q la presión de contacto del edificio en ton/m^2 , igual al peso total de la construcción W_t , entre el área de contacto A , esto es:

$$q = \frac{W_t}{A} \quad (8.1)$$

Y p_{od} la presión total del suelo al nivel de desplante de la cimentación, esto es:



$$p_{od} = \sum_0^d \gamma_h \times \Delta z \quad (8.2)$$

Donde:

γ_h es el peso volumétrico del estrato de suelo en ton/m³ y Δz es el espesor en metros.

De acuerdo a lo anterior:

Si $q < p_{od}$ se tiene una cimentación sobrecompensada

Si $q = p_{od}$ se tiene una cimentación 100% compensada y

Si $q > p_{od}$ se tiene una cimentación parcialmente compensada o semi compensada.

Cuando esto último ocurre se tendrá, además, un incremento neto de esfuerzos al nivel de desplante igual a:

$$\Delta\sigma_d = q - p_{od} \quad (8.3)$$

8.2.3. Estabilidad de la cimentación

- Capacidad de carga del suelo por resistencia al esfuerzo cortante

En este tipo de cimentaciones lo que se busca es sustituir el peso del suelo excavado por el peso de la estructura y su cimentación, por lo que la capacidad de carga del suelo no constituye, en términos generales, el problema a resolver; es de mayor importancia el correspondiente a los movimientos verticales, expansión y asentamiento, debidos al cambio de esfuerzos que se produce por la excavación para alojar la cimentación y la recompresión por el peso de la estructura.

Las cimentaciones compensadas tienen su razón de ser en suelos de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante.

La capacidad de carga puede estimarse con la expresión:

$$q_d = 5.7c + \sigma_{od} \quad (8.4)$$

Donde:

q_d es la capacidad de carga última.

c es la cohesión del material de apoyo.

σ_{od} es el esfuerzo efectivo al nivel de desplante.

La capacidad admisible de carga se obtiene aplicando un factor de seguridad al término de la cohesión, esto es:

$$q_a = \frac{5.7c}{FS} + \sigma_{od} \quad (8.5)$$

Donde

q_a es la capacidad admisible de carga

c es la cohesión media del suelo afectado por la superficie potencial de deslizamiento

σ_{od} es el esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante

FS es el factor de seguridad

De acuerdo con esta expresión, cuando el peso del suelo excavado $p_{od} = \sigma_{od} + u_{od}$ es igual al peso total de la estructura y cimentación $q = q_a + u_{od}$, el factor de seguridad tiende a ser muy grande.

Es posible, cuando el suelo es el de tipo preconsolidado, aplicar un incremento de carga por arriba del esfuerzo efectivo inicial, esto es:

$$\Delta\sigma_d = \frac{5.7c}{FS} \quad (8.6)$$

En este caso el factor de seguridad no debe ser menor de 3.

Debe tenerse cuidado además, de no rebasar el esfuerzo crítico de compresión o carga de preconsolidación, ya que si se alcanza la rama virgen de la curva de compresibilidad se pueden provocar grandes deformaciones. Para evitar lo anterior, debe cumplirse a cualquier profundidad:

$$\Delta\sigma_z \leq \frac{(\sigma_{bz} - \sigma_{oz})}{FS} \quad (8.7)$$

Donde:

$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_d \times I_z$, I_z es la influencia de la carga a la profundidad z .

- Capacidad de carga del suelo por esfuerzo crítico o carga de preconsolidación



El esfuerzo crítico o carga de preconsolidación en suelos de alta compresibilidad queda definido por el quiebre en la curva de compresibilidad. Si se rebasa este punto el suelo puede sufrir cambios volumétricos de considerable magnitud que, desde el punto de vista funcional, puede ocasionar la falla de la cimentación. Por esta razón es conveniente que no se rebase este nivel de esfuerzos en el suelo, contando además con un margen de seguridad dada la precisión con la que se determina este esfuerzo crítico.

En estas condiciones el incremento neto máximo de esfuerzos que puede ponerse al nivel de desplante está dado por la expresión:

$$\Delta\sigma_d = \frac{(\sigma_{bz} - \sigma_{oz})_{m'n}}{I_z \cdot FS} \quad (8.8)$$

Donde

σ_{bz} es el esfuerzo crítico de compresión o carga de preconsolidación a la profundidad z , obtenido de pruebas de consolidación.

σ_{oz} es el esfuerzo efectivo a la profundidad z

I_z es la influencia del área de contacto de la cimentación a la profundidad z

FS es el factor de seguridad que en este caso debe ser mayor o igual a 2.

Aplicando alguna de las expresiones (8.5) o (8.8), o ambas, se podrá elegir la profundidad de desplante de la cimentación más apropiada.

- Verificación de la estabilidad de la excavación

La falla del fondo de la excavación deberá analizarse para verificar que no se presenta por alguna de dos causas: flujo plástico o subpresión.

El factor de seguridad contra la falla por flujo plástico se calcula aplicando la expresión:

$$FS = \frac{5.7 \cdot c}{\sigma_{od} + q_o} \quad (8.9)$$

En este caso q_o representa la sobrecarga en el hombro de la excavación o bien, la presión efectiva de contacto de edificios vecinos.

La falla de fondo por subpresión, se presenta cuando el peso total del bloque de suelo que se encuentra por debajo de la excavación es menor que la subpresión que se genera en el acuífero más cercano por debajo de aquel, esto es:

$$\gamma_w \cdot h_w \geq \gamma_h \cdot \Delta h \quad (8.10)$$

Si este es el caso, deberá abatirse la presión en el acuífero mediante bombeo profundo en éste último.

8.2.4. Revisión del comportamiento de la cimentación

Una vez que se ha asegurado la estabilidad de la cimentación deberá verificarse que su comportamiento es satisfactorio y de acuerdo a los requerimientos del proyecto.

- Expansiones elásticas

El cambio de esfuerzos provocado por la excavación y posteriormente por la reaplicación de la carga, necesariamente generará cambios volumétricos en el subsuelo. Para valuarlos se requiere conocer primero ese cambio de esfuerzos, el cual, aplicando la ecuación de los suelos finos saturados resulta:

Antes de realizar la excavación:

$$p_{oz} = \sigma_{oz} + u_{oz} \quad (8.11)$$

Después de excavar:

$$p_{iz} = \sigma_{iz} + u_{iz} \quad (8.12)$$

Como lo que se quiere es el cambio en el esfuerzo efectivo puede escribirse:

$$\sigma_{oz} - \sigma_{iz} = \Delta\sigma_{exc} = (p_{oz} - p_{iz}) - (u_{oz} - u_{iz}) \quad (8.13)$$

Además:

$$p_{oz} - p_{iz} = p_{od} \cdot I_z \quad (8.14)$$

Y

$$u_{oz} - u_{iz} = \lambda_z \cdot \gamma_w \quad (8.15)$$

La expansión que sufre un estrato de suelo por el alivio de esfuerzos $\Delta\sigma_{exc}$ es:



$$\delta_e = (\rho_e \cdot M_e) \cdot d \cdot \Delta\sigma_{exc} \quad (8.16)$$

ρ_e es el factor de expansión, igual a $(\Delta\sigma_{exc} / \sigma_o)^{c-1}$, para la arcilla del valle de México.
 M_e es el módulo de respuesta elástica del suelo, obtenido mediante pruebas de compresión simple con ciclos de histéresis.

8.2.5. Procedimiento constructivo

Hay cuatro métodos principales de construcción de sótanos. Estos son como sigue:

- a) En excavaciones con lados inclinados;
- b) En excavaciones soportadas por madera (como tablestacas) o placas apiladoras;
- c) En excavaciones soportadas por un muro de diafragma de concreto reforzado construido previo a la excavación principal;
- d) En excavaciones soportadas por un muro de pilote barrenado construido previo a la excavación principal.

◆ Construcción en excavaciones con lados inclinados

Esta es la forma más económica de construcción para lugares donde hay suficiente espacio alrededor de la subestructura para cortar hacia atrás los lados de la excavación hasta un declive estable, y donde no hay problemas de comportamiento con grandes cantidades de agua subterránea que podría llevar a la erosión y al hundimiento de los declives.

◆ Construcción en excavaciones soportadas por madera o tablestacado

Este es un método apropiado de construcción para lugares donde no hay suficiente espacio disponible alrededor de la excavación para inclinar hacia atrás los lados. Si las condiciones del suelo permiten que el tablestacado se quite para ser reusado en otra parte, este método de soporte de tierra es muy económico comparado con la alternativa del muro de diafragma. El soporte por un sistema de placas horizontales de madera y en sección H verticales resulta también económico para suelos que se sostendrán en una profundidad corta por un periodo limitado de tiempo.

Donde los edificios, carreteras o servicios subterráneos están cerca de una excavación, los efectos en estas estructuras de movimientos debidos a la excavación y a la construcción del sótano necesitan ser trazados cuidadosamente. En particular, se deben considerar los posibles efectos de bombeo de agua subterránea de excavaciones sobre los asentamientos de la superficie del terreno alrededor de las excavaciones.

La excavación para sótanos profundos puede causar un asentamiento de la superficie del suelo circundante. El asentamiento puede ser suficiente para causar daños estructurales a edificios cerca de la excavación, y el rompimiento de las tuberías de drenaje y otros servicios. Este asentamiento puede ser causado por

- a) Un movimiento lateral de la cara de la excavación debido a los efectos acumulativos de fluencia de los miembros de las placas, apuntaladores o sujetadores o anclajes que soportan dicha cara del corte del suelo;
- b) Movimientos laterales debido a la deflexión elástica del muro de retención del sótano después de completar el relleno;
- c) La disminución del nivel del manto freático alrededor de la excavación debido al bombeo durante la construcción;
- d) Pérdida de tierra debida a los deslizamientos, levantamiento de la base, erosión, etc., como resultado de métodos de construcción mal concebidos o descuido en la ejecución.

◆ **Construcción en excavaciones soportadas por un muro de diafragma (muros milán)**

Un muro de diafragma se construye por excavación en una zanja que se soporta temporalmente por una pasta de bentonita. Para alcanzar el nivel de la cimentación el refuerzo de acero se coloca hacia abajo en la franja, seguido por la colocación de concreto para desplazar la bentonita. Esta forma de construcción es apropiada para lugares donde las obstrucciones en el suelo impiden que el tablestacado sea manejado y donde la ocurrencia del agua subterránea es desfavorable para otros métodos de soporte. El método también es apropiado para lugares donde las consideraciones de ruido y vibraciones imposibilitan el manejo del tablestacado y donde el levantamiento y alteración del suelo debajo de las cimentaciones existentes cerca de los márgenes de la excavación se deben evitar.

La rigidez del muro de diafragma en combinación con el soporte por anclajes del suelo precargado seguidos por un apuntalamiento con los pisos de la estructura permanente puede, en comparación con el soporte por tablestacado y cimbra o una abrazadera de acero, reducir la deflexión interna de la estructura y, por lo tanto, el hundimiento del suelo que rodea la excavación.



◆ **Construcción en excavaciones soportadas por un muro de pilotes barrenados contiguos**

En el sistema de pilotes barrenados contiguos de construcción de muros de contención, los pilotes barrenados se instalan en una hilera sola o doble y posicionados para que se toquen o estén muy cerca uno del otro. Los pilotes alternados primero se barrenan con un taladro de poder y se cuelan. Luego se instalan los pilotes intermedios. El uso de entubación para guiar el barrenado da como resultado un espacio de 50–75 mm de ancho entre los pilotes. El espacio puede ser más ancho si el barreno se desvía de la vertical (es común una tolerancia de hasta 1 en 80). Estos orificios entre los pilotes pueden ser muy problemáticos en suelos granulares de carga de agua que escurren a través de las excavaciones. Se puede usar un lechado para sellar los orificios pero puede no ser completamente efectivo.

El problema de impermeabilidad puede controlarse por el método de pilote secante de pilotes barrenados entrelazados. Los pilotes alternados son primero barrenados y colados a un espacio más cercano que el del método contiguo. Los pilotes intermedios son después instalados barrenándolos hacia afuera del suelo entre cada par seguido por el cincelado de una ranura bajo los lados de sus pozos. El concreto es colocado después para rellenar el hoyo barrenado incluyendo las ranuras, formando un entrelazado completo y un muro impermeable.

El sistema de pilotes secantes es, por supuesto, más costoso que el muro de pilotes barrenados contiguos. Sin embargo cualesquiera de estos dos tipos será preferible al muro de diafragma en condiciones desfavorables, como en suelo intersectado por drenajes profundos o sótanos que pueden resultar en una completa pérdida de lechada de una zanja y el colapso de los lados. Con ambos tipos es necesario un muro de frente.

8.3. Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal [RCDF] y Normas Técnicas Complementarias [NTC]

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 sobre-compensada, 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 por un factor de carga unitario. El cálculo anterior deberá realizarse con precisión tomando en cuenta que los asentamientos son muy sensibles a pequeños incrementos de la carga neta. Además, en esta evaluación, deberán tomarse en cuenta los cambios posibles de materiales de construcción, de solución arquitectónica o de usos de la construcción susceptibles de modificar significativamente en el futuro dicha carga neta. Cuando la incertidumbre al respecto sea alta, la cimentación compensada deberá considerarse como poco confiable y deberá aplicarse un factor de carga mayor que la unidad, cuidando al mismo tiempo que no pueda presentarse una sobre-compensación excesiva, o adoptarse otro sistema de cimentación.

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.

8.3.1. Estados límite de falla

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como las cimentaciones superficiales. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. De ser necesario, se lastrará la construcción o se instalarán válvulas de alivio o dispositivos semejantes que garanticen que no se pueda producir la flotación. En la revisión por flotación, se considerará una posición conservadora del nivel freático.

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

8.3.2. 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, incluyendo los debidos a la recarga del suelo descargado por la excavación.
- b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo la segunda combinación de acciones. Se tomará en cuenta que las deformaciones



permanentes tienden a ser críticas para cimentaciones con escaso margen de seguridad contra falla local o general y que los suelos arcillosos tienden a presentar deformaciones permanentes significativas cuando bajo la combinación de carga estática–carga sísmica cíclica se alcanza un esfuerzo cortante que represente un porcentaje superior al 90% de su resistencia estática no–drenada.

- 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 el capítulo 7. 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. Se tomará en cuenta que las cimentaciones sobre–compensadas en la zona lacustre tienden a presentar una emersión aparente mucho mayor y más prolongada en el tiempo que la atribuible a las deformaciones elásticas y a los cambios volumétricos inducidos por la descarga. Lo anterior es consecuencia de la interacción entre la descarga y el hundimiento regional cuya velocidad disminuye localmente al encontrarse el suelo preconsolidado por efecto de la descarga. En la zona III y en presencia de consolidación regional la sobre–compensación no será superior a 10 kPa (1 t/m²) 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.

En el diseño y construcción de estas cimentaciones deberá tenerse presente que los resultados obtenidos dependerán en gran medida de la técnica empleada en la realización de la excavación (capítulo 10).

8.3.3. Presiones sobre muros exteriores de la subestructura

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y del suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos vecinos. La presión horizontal efectiva transmitida por el terreno en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 50% de la presión vertical efectiva actuante a la misma profundidad, salvo para rellenos compactados contra muros, caso en el que se considerará por lo menos 70% de la presión vertical. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecargas podrán estimarse por medio de la teoría de la elasticidad. En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien

compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmiten dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas no se desarrolle fricción que pueda dañar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

8.3.4. Procedimiento constructivo de cimentaciones

Como parte del estudio de mecánica de suelos, deberá definirse un procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la integridad de los elementos de cimentación y la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas y a los servicios públicos por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

Cualquier cambio significativo que se pretenda introducir en el procedimiento de construcción especificado en el estudio geotécnico deberá analizarse con base en la información contenida en dicho estudio o en un estudio complementario si éste resulta necesario.

◆ Cimentaciones someras

El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos. Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar el concreto o el acero. Asimismo, durante el colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad. Se prestará especial atención a la protección de los pilotes en la parte oriente de la zona III del Distrito Federal donde el subsuelo presenta una alta salinidad.



8.4. Comparativa

Práctica de la Ingeniería Civil	Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias
<p>El objetivo, como el propio nombre lo indica, es el de sustituir el peso del suelo excavado por el peso de la construcción. Si el peso total del suelo excavado es mayor al peso total de la construcción se dice que se trata de una cimentación sobrecompensada; si el peso total del suelo excavado es igual al peso total de la construcción se tiene una cimentación compensada y, si es menor, se trata de una cimentación semicompensada.</p>	<p>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.</p>
<p>De acuerdo a lo anterior:</p> <p>Si $q < p_{od}$ se tiene una cimentación sobrecompensada</p> <p>Si $q = p_{od}$ se tiene una cimentación 100% compensada y</p> <p>Si $q > p_{od}$ se tiene una cimentación parcialmente compensada o semi compensada.</p>	<p>***</p>
<p>En suma, una cimentación compensada deberá diseñarse y construirse tomando en cuenta su comportamiento futuro que depende exclusivamente del cambio de esfuerzos efectivos que se permiten durante la construcción, tanto de la excavación como de la colocación del edificio.</p>	<p>En el diseño y construcción de estas cimentaciones deberá tenerse presente que los resultados obtenidos dependerán en gran medida de la técnica empleada en la realización de la excavación.</p>

8.5. Resumen y conclusiones

En ciudades o regiones, como es la Ciudad de México, donde se encuentran depósitos de suelos de alta compresibilidad que se extienden a gran profundidad se indica el uso de

cimentaciones compensadas sin o con pilotes de fricción para reducir el problema de hundimiento excesivo y obtener mayor estabilidad para el fenómeno sísmico.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones establecen que “los elementos mecánicos requeridos para el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones”. Estas combinaciones, tal como indican las Normas, comprenden dos casos:

- a) Acciones permanentes más acciones variables (carga muerta, carga viva, acciones debidas a equipo vibratorio, hundimientos diferenciales, etc.)
- b) Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea más acciones accidentales (viento o sismo)

La idea de sustituir la presión debida al peso propio del suelo, por otra de magnitud equivalente, pero debida al peso del edificio que se desea construir, es sin duda una ingeniosa solución para cimentar en suelos deformables y poco resistentes; sin embargo, conlleva el reto de considerar, comprender y modelar la interacción entre el medio y la estructura. Por lo tanto, el ingeniero de cimentaciones podrá utilizar los métodos propuestos desde un punto de vista de ingeniería práctica para el análisis y diseño de este tipo de cimentaciones.



CAPÍTULO 9. ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

9.1. Introducción

Los pilotes son miembros estructurales de madera, concreto, y/o de acero que se utilizan para transmitir cargas superficiales a niveles inferiores de la masa de suelo. Esta transferencia puede ser por la distribución vertical de la carga a lo largo del fuste del pilote o una aplicación directa de la carga a un estrato inferior por medio de la punta del pilote. Una distribución vertical de la carga se realiza utilizando un pilote de fricción y una aplicación de carga directa se realiza en un pilote de punta, o soporte último. Esta distinción es puramente de conveniencia ya que todos los pilotes sostienen carga como una combinación de resistencia lateral y soporte en la punta.

Los pilotes son un método conveniente de construcción de cimentaciones para trabajos sobre agua, como rompeolas o pilar para puentes.

Los pilotes de fricción son aquellos que transmiten la carga al subsuelo principalmente por fricción desarrollada a lo largo de su superficie lateral de contacto con el terreno.

Los pilotes de punta son aquellos que, desplantados en un estrato resistente, transmiten la mayor parte de la carga a dicho estrato por medio de su punta.

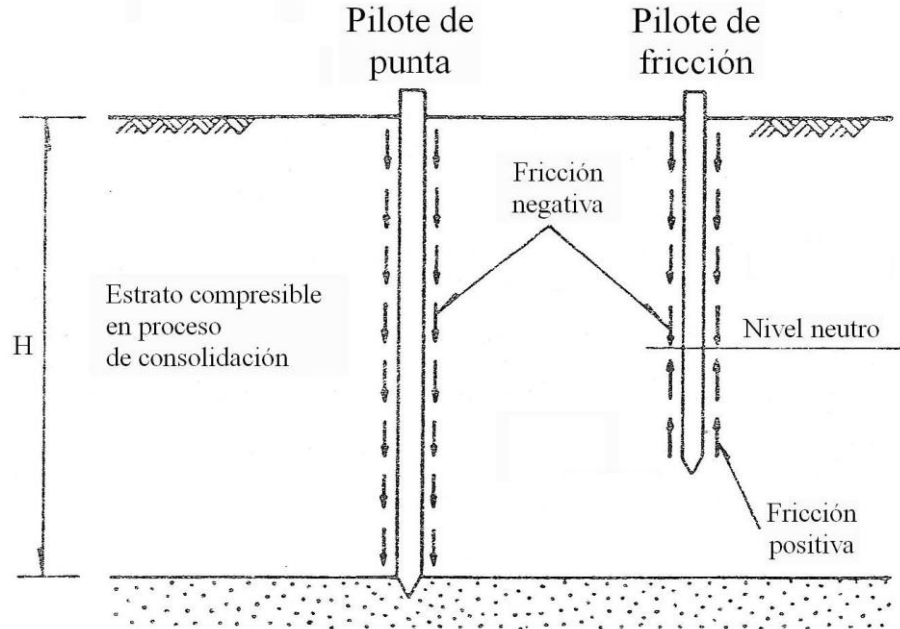


Figura 9.1. Fricción negativa en pilotes.

Generalmente, se reserva el nombre de pila a elementos de más de 80 cm de diámetro colados en una perforación previa. Las cimentaciones profundas pueden por otra parte consistir en tramos de muros colados in situ cuyo diseño es semejante al de pilas.

La transmisión de cargas de la estructura a los pilotes o pilas se hace a través de una subestructura constituida generalmente por zapatas y/o retículas de contratrabes.

Nota: En los siguientes párrafos, se hará referencia a pilote o pila de manera indistinta.

9.2. Consideraciones en la práctica de la Ingeniería Civil

9.2.1. Tipos de pilote

Se ha señalado que las cimentaciones profundas se emplean cuando los estratos de suelo o de roca situados inmediatamente debajo de la estructura no son capaces de soportar la carga, con la adecuada seguridad o con un asentamiento tolerable. En este caso, las cargas se transmiten por medio de pilotes o pilas.

En 1324 los aztecas llegaron a la cuenca lacustre de México, se asentaron en una pequeña isla llamada Tenochtitlán “Piedra surgiendo del agua”, localizada en el lago de México–Texcoco. Fundaron una ciudad a la cual llamaron México Tenochtitlán, actualmente la gran



Ciudad de México. Debido a las características del suelo, se vieron en la necesidad de construir sus diferentes tipos de construcciones en suelo de muy baja capacidad de carga por lo que ingeniaron el uso del “mezquite”, arbusto y árbol de diámetros hasta de 15.0 centímetros, muy recto y resistente al agua al estar verde, por lo que en tramos de 2.0 a 3.0 metros, los hincaban muy juntos uno de otro, o bien, algunos atados entre sí, logrando la resistencia suficiente para soportar las cargas que se les aplicaban.

Existe una amplia gama de tipos y formas de pilotes. En cuanto a su material los hay de concreto, acero y madera. Respecto al procedimiento constructivo pueden clasificarse en precolados (hincados a vibropercusión, percusión o presión estática) y colados in situ. De acuerdo con la experiencia, los pilotes hincados tienen un comportamiento diferente al de los colados in situ. Existen procedimientos de diseño que toman esto en cuenta [Tomlinson, 1986].

Por su forma de trabajo se dividen en pilotes de fricción, de punta y mixtos, según se describe a continuación.

Los pilotes de adherencia o fricción transmiten al suelo las cargas de la estructura a través de su fuste. En este caso, la carga transmitida por la punta, es pequeña debido a que el suelo es blando o muy blando, por lo que la capacidad por punta es baja con respecto a la de fricción.

Desde los años 50's, se han empleado pilotes de fricción para evitar el fenómeno de emersión de los edificios en lugares donde se presenta el fenómeno de consolidación regional, como es el caso de la ciudad de México. Si se usa un número reducido de pilotes, esta solución no elimina totalmente los asentamientos. Por otra parte un sobrediseño puede llevar a problemas de emersión similares a los que causan las cimentaciones sobre pilotes de punta.

Los pilotes de punta, transmiten el peso del edificio por su extremo inferior o punta a la roca o estrato de suelo competente. Este tipo de pilote tiene como inconvenientes: a) en el caso de hundimiento regional, que con el tiempo parezca que el edificio emerge; b) puede provocar daños a construcciones vecinas cimentadas por superficie y sobre pilotes de fricción; c) su capacidad de carga útil puede reducirse por efecto de fricción negativa.

Hay casos de pilotes que trabajan por fricción y apoyados en la punta.

Como consecuencia del hundimiento de la Ciudad de México, se han ideado pilotes de punta especiales con dispositivos de control de desplazamiento en la cabeza del pilote.

El peso del edificio es transmitido de la losa de cimentación a la cabeza de los pilotes a través de las anclas y el cabezal. Entre éste y los pilotes se colocan las celdas de deformación que son cubos de madera. Su funcionamiento supone que los cubos de madera se deforman con igual velocidad con la que la superficie del terreno se hunde; sin embargo, esto no ocurre en realidad ya que la madera tiene un comportamiento muy diferente al del suelo. La cimentación requiere de una conservación continua de por vida, pues en caso contrario a largo plazo los pilotes trabajarían de punta, bajo condiciones de carga críticas no consideradas en el diseño.

Un segundo tipo de pilote especial, de utilización reciente, es el denominado pilote penetrante de sección variable. Con estos pilotes también se pretende evitar que los edificios emerjan, haciendo que la punta del tramo inferior esbelto penetre en la capa dura a medida que la fricción negativa actúa. Se ha utilizado en pocos edificios, requiriendo de mayor estudio y de una construcción cuidadosa. La homogeneidad de la capa de apoyo es fundamental, pues irregularidades en las propiedades pueden causar desplomes al penetrar unos pilotes más que otros.

La elección final del tipo de pilote para una obra la dictan las condiciones del subsuelo, si el pilote es colado in situ o hincado, el probable comportamiento de la cimentación, y la economía.

9.2.2. Cimentaciones con pilotes de fricción

9.2.2. (a) Pilotes en suelos cohesivos

Los pilotes en suelos cohesivos generalmente actúan como pilotes de fricción y, por lo tanto, se debe adoptar el espaciamiento mínimo centro-a-centro no menor que el perímetro del pilote.

La capacidad de carga última por fricción de un pilote se puede estimar con la expresión:

$$Q_f = \alpha(\sum c_i d_i)4B \quad (9.1)$$

En la cual

α	factor de corrección que depende de la resistencia no drenada del suelo (Tomlinson, 1977)
c_i	resistencia no drenada del suelo, correspondiente al estrato i
d_i	espesor del estrato i
$4B$	perímetro del pilote



Jaime, *et al.*, (1988) demostraron que el parámetro α es igual a 1.2 para el caso de las arcillas de la ciudad de México. Asimismo que las fórmulas anteriores permiten predecir razonablemente la capacidad de carga de pilotes de fricción (de sección cuadrada) hincados en la arcilla de esta Ciudad.

Cuando se han extraído pilotes de fricción en la zona de lagos de la ciudad de México, se ha observado que alrededor del fuste viene adherida una capa de arcilla, lo cual indica que la superficie de falla no se desarrolla a lo largo del pilote, sino entre esta capa y el suelo circundante [Jaime, 1990]. Por esta razón, Zeevaert (1973) sugiere que, al calcular la resistencia por fricción de un pilote, se considere un diámetro (o ancho) igual a 1.1 veces el real del pilote.

La carga de falla Q_u , de un pilote es igual a:

$Q_u =$ carga de fricción + carga de punta.

$$(Q_u)_f = \alpha(\sum c_i d_i)AB + (N_c s_u + \gamma D)A_b \quad (9.2)$$

Donde

- s factor de forma, que es de 1.0 para un fuste liso y de 1.2 para una pila cónica.
- c_s promedio de adherencia entre el fuste y la arcilla;
- A_s área del fuste del pilote;
- N_c factor de capacidad de carga por punta;
- A_b área de la base del pilote;
- s_u resistencia al corte no drenada en la base del pilote;
- γ peso volumétrico unitario de la arcilla;
- D longitud efectiva del pilote dentro del suelo.

El peso de un pilote es aproximadamente igual a γDA_b , por ello el término γDA_b se desprecia comúnmente. Por lo tanto, la carga, $(Q_u)_f$ queda como:

$$(Q_u)_f = s c_s A_s + N_c A_b s_u \quad (9.3)$$

La carga admisible, Q_a , viene dada por:

$$(Q_a)_f = \frac{s c_s A_s}{F_2} + \frac{N_c A_b s_u}{F_1} \quad (9.4)$$

$$\alpha = c_s / s_u \quad (9.5)$$

El factor de capacidad de carga N_c se puede considerar igual a 9 siempre y cuando el pilote sea hundido al menos cinco diámetros dentro del estrato de carga.

Algunos autores recomiendan utilizar en el caso de estratos con resistencias similares el promedio ponderado de los estratos.

◆ Pilotes hincados

Los pilotes hincados en suelos cohesivos provocan cambios radicales en la resistencia del suelo, y fenómenos como el remoldeo, el levantamiento del terreno, y el reblandecimiento del suelo afecta a la adherencia desarrollada entre el pilote y la arcilla.

Con el paso del tiempo, la reconsolidación de la arcilla alrededor del pilote se producirá y por lo tanto la adherencia dependerá del tiempo transcurrido entre el hincado del pilote y la carga del pilote o pruebas. La experiencia ha demostrado que al menos 30 días deben transcurrir entre el hincado y las pruebas a fin de que las condiciones de equilibrio se restablezcan en la arcilla. Con algunas arcillas, 90 días pueden ser más adecuados. También hay que señalar que en cualquier otro sitio el factor de adherencia puede variar en cierta medida de pilote a pilote.

El problema de la variación del factor de adherencia ha sido estudiado por Tomlinson (1957), Peck (1958), Nordlund (1959), Woodward et al. (1961), Flaate (1968) y Tomlinson (1970, 1971).

La Figura 9.2, de Tomlinson (1969), muestra la variación del factor de adherencia con la resistencia al corte no drenada de la arcilla. La caída en el factor de adherencia con la creciente resistencia de la arcilla es más marcada.

Cabe señalar que la Figura 9.2 sólo se puede esperar para dar una indicación aproximada de la carga de falla de un pilote hincado en arcilla debido a la gran variación en los factores de adherencia de cualquier resistencia al corte determinada.

El factor α depende del material del pilote. La Figura 9.2 es para pilotes de concreto. Para pilotes de acero y madera son otras las adherencias. En acero es ligeramente menor que en concreto y en madera se suponen igual a los de concreto pero no se tiene mucha información sobre esto.



El trabajo de Tomlinson (1957, 1970, 1971), ha aclarado en gran medida la posición en relación con los factores de adherencia para pilotes hincados en arcillas rígidas.

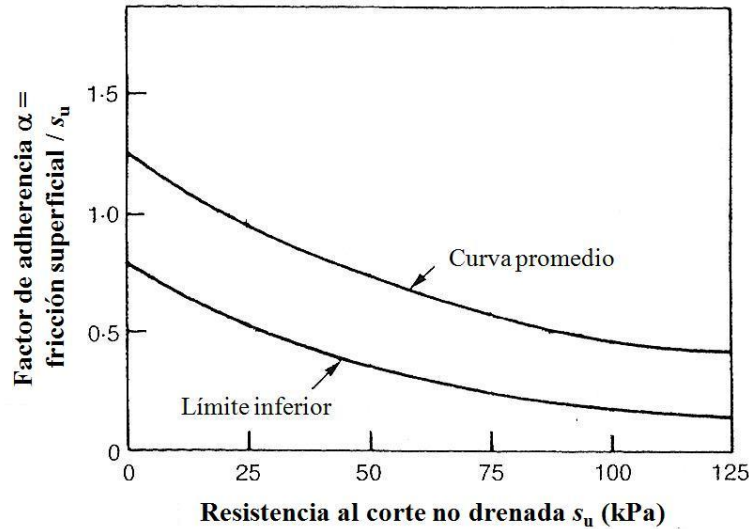


Figura 9.2. Relación entre el factor de adherencia para pilotes hincados y la resistencia al corte no drenada de la arcilla [Tomlinson, 1969].

◆ Pilotes colados in situ

El proceso de perforación para colar un pilote perturba la arcilla en la vecindad inmediata de la cavidad, incluso puede ocurrir la falla del pozo. La colocación del concreto hace que el agua sea absorbida por la arcilla que rodea el pilote, lo que lleva al reblandecimiento y a una reducción de la resistencia.

Skempton (1966) sugiere las normas de diseño, que se dan a continuación.

La carga en el fuste, Q_f , viene dada por:

$$Q_f = A_s \times 0.45 \times \bar{s}_u \quad (9.6)$$

La carga en la punta, Q_p , viene dada por:

$$Q_p = A_b \times 9 \times w \times s_u \quad (9.7)$$

Donde

$w = 0.8$ para $B < 1$ m y 0.75 para $B > 1$ m;

A_s	área del fuste;
A_b	área de la base;
$\overline{s_u}$	promedio de la resistencia al corte no drenada a lo largo del fuste;
s_u	resistencia al corte no drenada en la base.

La carga admisible para todos los tipos de pilotes es igual a la suma de la resistencia de la base y a la fricción del fuste del pilote dividida entre un factor de seguridad adecuado tomando en cuenta el rango de los factores de adherencia.

La carga admisible (Q_a) de punta para pilotes colados en sitio, se da entonces de la siguiente manera:

Para fustes lisos, (Q_a) de punta = Total / 2, es decir FS = 2

Para pilotes acampanados, un factor de seguridad de 2.5 es razonable.

$$(i) \quad Q_a = \frac{Total}{2.5} \text{ con } B < 2 \text{ m}$$

Un factor de seguridad de 1.50 en la carga admisible (Q_a) de fuste obtenida con la suma de la resistencia de la base y de la fricción debe asegurar que el asentamiento no exceda un valor tolerable.

$$(ii) \quad Q_a = \frac{Fuste}{1.5} + \frac{Base}{3}$$

Para $B > 2$ m, la carga de trabajo debe ser evaluada a partir de consideraciones de asentamiento. Finalmente, los asentamientos de la estructura deben ser revisados.

◆ Fricción negativa

Si una masa de suelo está sufriendo asentamientos por un proceso de consolidación en desarrollo, sea bajo su propio peso o bajo el peso de un relleno o una sobrecarga, la inserción de pilotes dentro de la masa interfiere con el asentamiento. Al tender el suelo a deslizarse hacia abajo con respecto a los pilotes, ejerce un arrastre en ellos conocido como fricción negativa.

Cuando los pilotes son hincados a través de estratos de arcilla blanda en materiales firmes, serán sometidos a cargas causadas por la fricción negativa, además de las cargas



estructurales. Tal asentamiento puede ser debido al peso del relleno sobrepuesto, al bajar el nivel freático, o como resultado de la perturbación de la arcilla causada por el hincado de los pilotes (particularmente pilotes de desplazamiento grande en arcillas sensitivas que traen como consecuencia la reconsolidación de la arcilla perturbada bajo su propio peso).

La carga transferida al pilote depende de:

- El material del pilote.
- El tipo de suelo.
- La cantidad y la velocidad del movimiento relativo entre el suelo y el pilote.

Parece que sólo un movimiento relativamente pequeño, en el orden de 10 mm es necesario para que ocurra la fricción negativa total.

La carga máxima extra por pilote en un grupo de pilotes debido a la fricción negativa, Q_{ns} está dada por:

$$Q_{ns} = A_s \times \bar{s}_u \times \alpha \quad (9.9)$$

O bien,

$$Q_{ns} = \frac{A_g \times \bar{s}_u + W}{n} \quad (9.10)$$

Cualquiera que sea la más pequeña, donde A_s = área circunferencial de un pilote; A_g = área circunferencial del grupo de pilotes; \bar{s}_u = promedio de la resistencia al corte no drenada a lo largo de la longitud del pilote; α = factor de adherencia; W = peso flotante del suelo dentro del grupo de pilotes; n = número de pilotes.

Para reducir la fricción negativa, las siguientes medidas se han utilizado:

- En Holanda, por ejemplo, utilizando pilotes de concreto prefabricados con fustes de pequeña área de sección transversal en comparación con la base (Plantema y Nolet, 1957).
- Revestimiento de los pilotes con una película ligera de asfalto con valor de fricción comparativamente bajo. Sin embargo, los recubrimientos de este tipo resultan costosos, y por lo común es más económico proveer la fricción negativa

al incrementar la profundidad de penetración para ganar fricción adicional como fuerza de sostén de los pilotes.

- Haciendo una perforación previa del orden de 0.90 del diámetro o base del pilote (0.9 [D ó B]) se puede reducir sustancialmente la fricción negativa [Jaime, 1990].

Esta carga adicional debida a la fricción negativa puede ser tan grande como para causar el exceso de esfuerzo en el material del pilote o puede llevar a grandes asentamientos, o incluso a la falla, en el suelo de soporte subyacente.

Bjerrum (1973) llamó la atención sobre el hecho de que la adherencia que se desarrolló entre un pilote y la arcilla fue dependiente no sólo del material del pilote, el tipo de arcilla, el tiempo transcurrido entre la instalación del pilote y la prueba, y la presencia o no de otro material superior a la arcilla, pero también en la velocidad de deformación relativa entre el pilote y el suelo. Para arcillas compresibles suaves, se sabe que cuanto menor sea la velocidad de deformación relativa, menor será la adherencia desarrollada. Para los casos en que la velocidad de movimiento relativo es alta, el procedimiento antes descrito puede ser utilizado para estimar la magnitud de las fuerzas de fricción negativa. Cuando la velocidad del movimiento es pequeña, Bjerrum sugirió que la fricción negativa, s_α , podría estimarse a partir de la ecuación simple:

$$s_\alpha = Kp'_0 \quad (9.11)$$

Donde,

- $K = 0.25$ para arcilla muy limosa,
- $= 0.20$ para arcillas de baja plasticidad,
- $= 0.15$ para arcillas de plasticidad media,
- $= 0.10$ para arcillas altamente plásticas.

p'_0 es la presión efectiva de sobrecarga

Basado en una ecuación de capacidad de carga presentada por Brinch Hansen (1968), que toma en consideración la penetración de una cimentación en el estrato resistente, Simons y Huxley (1975) han presentado una serie de soluciones incorporando como variables:

- Diámetro del pilote.
- Penetración del pilote en el material granular.
- Ángulo de la resistencia al corte del material granular.
- Presión de sobrecarga efectiva en la superficie del material granular.



Estas soluciones permiten obtener la capacidad de carga de un pilote, una vez que el ángulo de fricción y la reducción en la presión de sobrecarga efectiva en la superficie del material granular debido a la fricción negativa, han sido evaluados.

El Código Noruego de Prácticas para Pilotes (1973) recomienda:

- Que la fricción negativa se calcule a una profundidad D , donde el suelo se asiente 5 mm más que los pilotes.
- Un límite máximo para el peso sumergido del suelo que puede ser transferido a un grupo de pilotes de un área de proyecto $B \times L$ se obtiene considerando un volumen de suelo igual a $D \times (B + D/4) \times (L + D/4)$.

Esto es considerado satisfactorio para operar con el valor mínimo calculado para la carga por fricción negativa.

El revestimiento de asfalto de los pilotes permite obtener una reducción significativa en las fuerzas por fricción negativa. Las mediciones muestran que los recubrimientos de asfalto han reducido adherencias de 50 a 60 kPa para pilotes sin recubrimiento, de 5 a 15 kPa para pilotes recubiertos. Para pilotes de acero, un espesor de revestimiento de asfalto de 1 mm debe ser utilizado, y para pilotes de concreto, un espesor de 2 mm es sugerido. Deben tomarse medidas para evitar daños al revestimiento durante el hincado del pilote, utilizando, por ejemplo, bases de pilote alargadas o hincar dentro de una cubierta si el material granular que se recubre está presente.

9.2.2. (b) Pilotes en suelos granulares

La capacidad de carga del pilote se puede predecir con base en:

- Teoría de capacidad de carga
- Prueba de cono holandés
- Ensayo de penetración estándar
- Fórmulas de pilotes hincados

◆ Teoría de capacidad de carga

$$Q_u = A_b p' (N_q - 1) + A_s K p'_{prom} \tan \delta' \quad (9.12)$$

Donde

p' presión de sobrecarga efectiva en la base del pilote;

p'_{prom}	promedio de la presión de sobrecarga efectiva a lo largo de la longitud del pilote;
K	coeficiente de presión de tierra;
δ'	ángulo de fricción de la relación suelo–pilote (Terzaghi: $\frac{3}{4}\phi$, para concreto);
A_b	área de la base del pilote;
A_s	área del fuste del pilote;
N_q	factor de capacidad de carga;
Q_u	carga de falla en el pilote.

Hay muchas relaciones que se han propuesto entre N_q y ϕ' . Tomlinson (1969) ha sugerido, para el diseño de pilotes, utilizar el trabajo de Berezantsev (1961) y esta relación se da en la Figura 9.3.

Los valores N_q establecidos por Berezantsev et al., que toman en cuenta la proporción profundidad–ancho del pilote confirman el criterio práctico más cercano de la falla del pilote. Los valores de Berezantsev de N_q se muestran en la Figura 9.3. Los valores de ϕ se obtienen con las pruebas de penetración *in situ*. Se podría discutir que dado que el hundimiento compacta el suelo bajo el pilote, el valor de ϕ debe en todos los casos, representar las condiciones más densas. Este no siempre es el caso. Por ejemplo, cuando los pilotes son hincados en arena suelta, la resistencia es baja y se produce poca compactación del suelo. Sin embargo, cuando son hincados en un suelo denso, la resistencia aumenta rápidamente y el suelo se compacta aún más, aunque debido a posibles efectos debilitantes por el rompimiento de partículas del suelo bajo la base del pilote, no sería acertado asumir valores de ϕ mayores a los representados por el estado *in situ* del suelo, antes de hundir los pilotes.

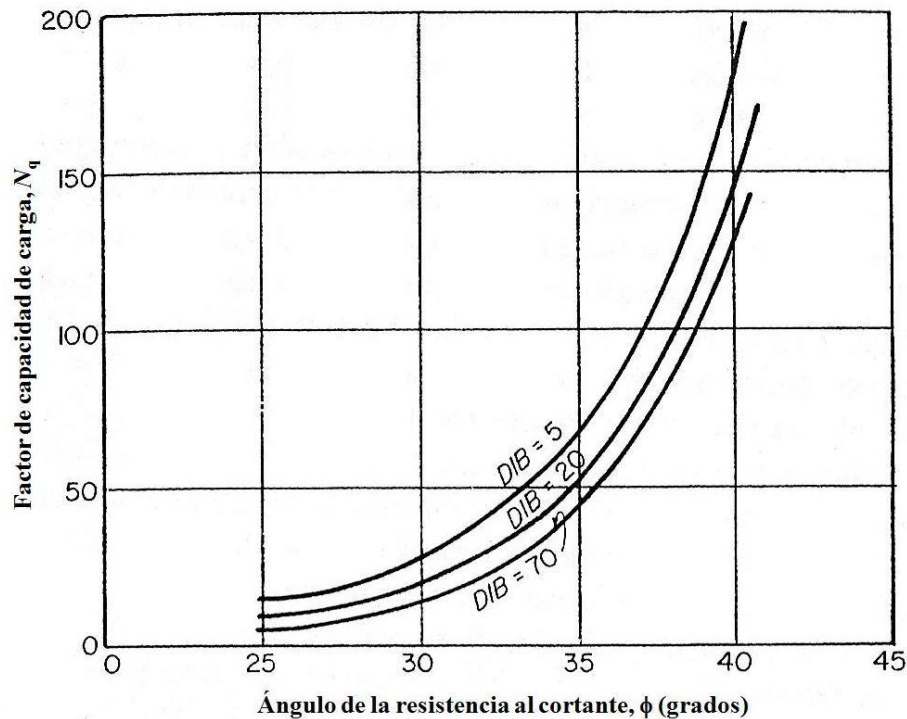


Figura 9.3. Factor de capacidad de carga de Berezantsev, N_q [Tomlinson, 1986].

En la Figura 9.3 se observa que existe un rápido incremento en N_q para valores altos de ϕ , dando valores altos de resistencia a la base. Sin embargo, las investigaciones muestran que a una profundidad de penetración de 10 a 20 diámetros del pilote, se alcanza un valor máximo de la resistencia de la base, el cual no será excedido, no importando qué tan profundamente se hunda el pilote. Los resultados publicados de pruebas de pilotes indican que el valor máximo es $11,000 \text{ kN/m}^2$ ($1,100 \text{ ton/m}^2$).

La resistencia de la base de pilotes de sección progresivamente más delgados se calcula en el área de la base a nivel de la punta. La resistencia de la base de pilotes con sección H o tubulares hundidos con dos orillas abiertas se debe calcular en el área neta de la sección transversal del acero únicamente. Esto debe ser conservador, pero no existe certeza en que el pilote hunda un tapón de suelo altamente compacto, en particular cuando los pilotes no se hincan a mucha profundidad. Es posible aumentar considerablemente la resistencia de la base alargando la sección transversal a nivel de la base. En el caso de pilotes de concreto precolado, se cuele un alargamiento, y se pueden agregar placas o “alas” a los pilotes de acero. Pilotes tubulares hundidos con terminaciones abiertas se pondrían con un diafragma a una altura predeterminada sobre la base para asegurar la formación de un tapón del suelo. Sin embargo, esfuerzos permisibles de trabajo en la sección transversal menor del fuste del pilote no se deben exceder, y se debe hacer notar también que el hundimiento de un pilote con un alargamiento en la punta reducirá la fricción superficial a

lo largo del fuste del mismo comparada con la correspondiente a condiciones de suelo suelto.

Los valores de Berezantsev de N_q se pueden utilizar cuando sea posible hundir los pilotes a una penetración, dentro del estrato de carga, mayor a cinco veces el diámetro del pilote. Para valores de penetración de N_q menores, se recomienda el uso en conjunción con la ecuación de Brinch Hansen. Si un estrato de carga de arena o grava está cubierto por arcilla suave o limo, entonces se debe calcular la relación D/B en la penetración del estrato de carga únicamente. Para penetraciones superficiales, los valores se acercan a la solución de Terzaghi para cimentaciones superficiales.

Ya que N_q es sensible a ϕ' , un error relativamente pequeño en la estimación de ϕ' dará lugar a un error mucho más grande en N_q . Constituye una dificultad particular la evaluación del efecto de las operaciones de hincas de pilotes en ϕ' . Meyerhof (1959) sugiere que la capacidad de carga de pilotes hincados en arenas sueltas, puede duplicarse debido a la compactación.

Broms (1965b) relaciona los valores de K y de δ con el ángulo efectivo de resistencia al cortante de suelos granulares para diversos materiales y densidades relativas de pilotes:

Tipo de pilote	Valor de K	
	Suelto	Denso
Acero	0.5	1.0
Concreto	1.0	2.0
Madera	1.5	3.0

Aas (1966) propone los siguientes valores de δ' , que son tal vez un poco en el lado seguro:

Pilotes o pilas de acero	$\delta' = 20^\circ$
Pilotes o pilas de concreto	$\delta' = \frac{3}{4} \phi'$
Pilotes o pilas de madera	$\delta' = \frac{2}{3} \phi'$

◆ Capacidad de resistencia por fricción del pilote

Tres de los procedimientos más comúnmente utilizados para calcular la resistencia por fricción de pilotes en suelos cohesivos son dados aquí. Estos serán llamados los métodos α ,



λ (Vijayvergiya y Focht [1972]), y β (Burland [1973]) para los factores utilizados en la parte de capacidad de resistencia por fricción. El método β se utiliza también para pilotes en suelos no cohesivos. En todos los casos la capacidad de resistencia por fricción se calcula como

$$\sum_1^n A_s f_s \quad (\text{en unidades de } f_s) \quad (9.13)$$

Donde

- A_s área de la superficie del fuste del pilote en la que f_s actúa; calculada como perímetro \times incremento en el empotramiento ΔL .
- ΔL incremento de la longitud de empotramiento (para permitir la estratificación del suelo y perímetros variables del fuste del pilote en la longitud de empotramiento L).
- f_s resistencia por fricción que se calcula, utilizando uno de los tres métodos anteriormente citados.

Las siguientes ecuaciones para f_s en términos generales, para que el uso dé buenos resultados, dependerá de la precisión con la que se lleve a cabo el proceso de suma y los parámetros del suelo sean identificados.

- **El método α**

Un método general para determinar la resistencia de fricción de un pilote, que fue propuesto inicialmente por Tomlinson (1971) es

$$f_s = \alpha c \quad \text{o} \quad \alpha s_u \quad (9.14a)$$

Donde

- α coeficiente de la Figura 9.4.
- c cohesión media (o s_u) para el estrato de suelo de interés.

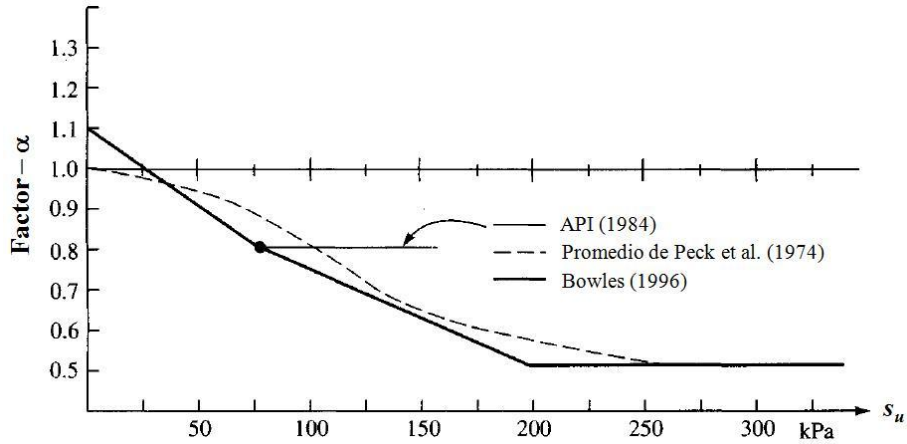


Figura 9.4. Relación entre el factor de adherencia α y la resistencia al corte no drenada s_u . (De las fuentes señaladas.)

La API (1984) también sugiere que se utilice el método α con factores como se muestra en la Figura 9.4 para arcilla normalmente consolidada. API recomienda no más de 50 kPa para $OCR > 1$ o grandes relaciones de L/B.

Sladen (1992) obtuvo una ecuación para calcular α basada directamente en la resistencia al corte no drenada s_u y el esfuerzo de sobrecarga efectivo \bar{q} . Puede ser obtenido utilizando lo siguiente:

$$f_s = \alpha s_u = \bar{q}_h \tan \delta \quad \text{y} \quad \bar{q}_h = \kappa K_{o,nc} \bar{q} \quad (9.15a)$$

$$K_{o,nc} = \frac{\bar{q}_h}{\bar{q}} = K_{o,nc} \times OCR^n \quad (9.15)$$

$$K_{o,nc} = K_{o,nc} \times OCR^n \quad (9.15^*)$$

También $s_u = A\bar{q}(OCR)^m$ y $m \approx 1 - C_s/C_c$

Donde C_s, C_c = índices de compresión.

$A = s_u / p_o'$ (valores normalmente consolidados)

$\kappa > 1$ = para pilotes hincados $\kappa < 1$ para pilotes perforados

Haciendo sustituciones de $f_s, q_h,$ y s_u y resolviendo para α , obtenemos



$$\alpha = \frac{\kappa K_{o,nc}}{A} \left(\frac{s_u}{A\bar{q}} \right)^{(n-m)/m} \tan \delta \quad (9.16)$$

Si uno asume estos valores: $C_1 = \kappa \tan \delta = 0.40$ a 0.70 ; $A = 0.3$; $K_{o,nc} = 0.55$; $m \approx 0.8$; $n \approx 0.45$, la siguiente aproximación conveniente para el uso del diseño se obtiene:

$$\alpha = C_1 \left(\frac{\bar{q}}{s_u} \right)^{0.45} \quad (9.16a)$$

Esta ecuación muestra que α depende tanto del esfuerzo de sobrecarga vertical efectivo \bar{q} y la resistencia al corte no drenada s_u ; utilice $C_1 = 0.4$ a 0.5 para pilotes perforados/muelles y ≥ 0.5 para pilotes hincados.

9.2.3. Cimentaciones con pilotes de punta

La capacidad de carga última por punta se calcula con la ecuación:

$$(Q_u)_p = A_p (cN_c + p_v) \quad (9.17)$$

Donde

A_p	área de la punta del pilote
c	resistencia no drenada del suelo debajo de la punta
p_v	presión vertical total al nivel del desplante del pilote
N_c	factor de resistencia (para cimentaciones profundas se considera igual a 9)

◆ Capacidad última estática por punta del pilote

La capacidad última estática por punta del pilote en cualquier suelo puede ser calculada usando las ecuaciones de capacidad de carga dadas en la Tabla 7-1. El término N_γ es a menudo olvidado cuando la base del pilote de ancho B_p no es grande. La capacidad de carga calculada en la punta varía mucho porque hay poco acuerdo sobre cuáles valores numéricos utilizar para los factores de capacidad de carga N_i .

Daremos una mirada a varios de los valores más populares, pero ninguna recomendación especial es dada de los “mejores” valores ya que la preferencia del diseñador de la práctica local o individual generalmente rige los valores seleccionados o utilizados.

Como se estableció anteriormente, los parámetros del suelo pueden ser derivados de las pruebas de laboratorio en muestras “no alteradas” pero más a menudo son datos de compresión no confinada de una prueba SPT o datos de prueba de penetración de cono. En general, la capacidad por punta se calcula como

$$(Q_u)_p = A_p (cN'_c d_c s_c + \eta \bar{q} N'_q d_q s_q) \quad (9.18)$$

Donde

A_p = área efectiva del pilote de punta en soporte, por ejemplo, generalmente se incluye algún “tapón”.

c = cohesión del suelo debajo de la punta del pilote (o s_u)

B_p = ancho del pilote de punta (incluyendo los "tapones") – usualmente sólo se utilizan cuando la punta es ampliada

N'_c = factor de capacidad de carga para cohesión como se ha definido previamente en el Capítulo 7 de este trabajo, pero no se calcula de la misma manera. Utilice

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1}(L/B) \quad (9.19)$$

Y cuando $\phi = 0$; $c = s_u$; $N'_c \approx 9.0$

N'_q = factor de capacidad de carga (puede incluir los efectos de sobrecarga)

Utilice $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} L/B$

Los factores de profundidad siguientes son representativos:

L/B	d_c	$d_q; \phi = 36^\circ$
10	1.59	$1.36 = 1 + 0.247 \tan^{-1} 10$
20	1.61	1.38
40	1.62	1.38
100	1.62	1.39

N'_γ = factor de capacidad de carga para el ancho de la base = N_γ , ya que no se ve afectada por la profundidad

$q = \gamma L$ = presión vertical efectiva (o sobrecarga) la presión en el pilote de punta

$\eta = 1.0$ para todos excepto los factores N_i de Vesic (1975a) donde

$$\eta = \frac{1 + 2K_o}{3} \quad (9.20)$$



K_o = coeficiente de presión de reposo de tierras.

Al realizar los cálculos de resistencia en la punta, tenga en cuenta que estos factores de capacidad de carga se basan en los parámetros del suelo in situ iniciales y no en los parámetros del suelo revisados para incluir los efectos motrices.

Despreciando el término N_γ y haciendo ajustes para el peso del pilote, podemos reescribir la Ecuación (9.18) de la siguiente manera:

$$(Q_u)_p = A_p [cN'_c d_c + \eta \bar{q} (N'_q - 1) d_q] \quad (9.18a)$$

Para $c = s_u$ y $\phi = 0$, el valor de $N'_q = 1$ y

$$(Q_u)_p = A_p (9s_u) \quad (9.18b)$$

La mayoría de los diseñadores utilizan N'_q , (no $N'_q - 1$), para pilotes (pero no para muelles) cuando $\phi > 0$ ya que el factor reducido por 1 es un refinamiento sustancial no justificado por los parámetros del suelo estimados. La capacidad última por punta es dividida por un FS en el orden de 1.5 a 3.

Los factores de capacidad de carga de Hansen de la Tabla 7.5b se pueden utilizar junto con los factores de profundidad y forma de la Tabla 7.5c con una fiabilidad casi tan buena como cualquier otro procedimiento.

La ecuación de capacidad de carga de Terzaghi y factores (Tabla 7.3a y 7.3b) se utilizan a menudo a pesar de que son estrictamente válidos sólo para $L \leq B$. Estos parecen dar aproximadamente la misma capacidad por punta que la ecuación de Hansen para profundidades de pilote en el orden de 10 a 20 m – probablemente porque el término $N_q d_q$ de Hansen equivale al mayor factor N_q de Terzaghi.

El factor de profundidad d_c fue demostrado previamente para dar un valor límite en el orden de 1.62; el factor de profundidad d_q depende tanto de la relación de profundidad del pilote L/B y de ϕ pero de los valores típicos previamente dados, vemos que esto se puede calcular para dar un límite en el término N'_q también. De esto vemos que utilizando cualquiera de las Ecuaciones (9.18) da una resistencia última por punta ilimitada Q_a , pero a un rango decreciente. El incremento de capacidad por punta a un rango decreciente con el incremento de L/B parece ser aproximadamente lo que ocurre con los pilotes actuales, y por esta razón los métodos de profundidad crítica como el de Meyerhof (1976), que ajusta

ambos factores de capacidad de carga N'_c , N'_q utilizando una relación de profundidad crítica de L_c/B que depende del ángulo ϕ del suelo, no se sugiere que se empleen.

9.2.4. Asentamientos de cimentaciones piloteadas

9.2.4. (a) Asentamientos de pilotes de fricción en arcilla

Los pilotes de fricción pueden usarse en grupos para soportar las zapatas, o bien colocarse debajo de toda una losa. Su función es transmitir las cargas a una profundidad considerable del subsuelo, donde los valores de la presión efectiva p_0 son mayores que cerca de la superficie. Haciéndolo así, los pilotes pueden reducir el asentamiento a una cantidad menor que la que se produciría en zapatas sin pilotes. Además, la carga se distribuye al suelo por fricción a todo lo largo del fuste de los pilotes, evitándose así grandes concentraciones de esfuerzo.

Es evidente que los pilotes de fricción son más benéficos si son largos en comparación con el ancho de la zapata o de la losa que soportan. Pilotes de fricción largos bajo zapatas relativamente pequeñas reducen mucho el asentamiento, mientras que un gran número de pilotes cortos debajo de una losa grande, prácticamente no producen ningún efecto benéfico. En realidad, si el hincado de los pilotes aumenta la compresibilidad de la arcilla por remoldeo, los pilotes cortos pueden ser perjudiciales.

Con la misma carga por pilote, el asentamiento de un grupo de pilotes de fricción aumenta con el número de ellos, en forma muy parecida a como aumenta el asentamiento de una zapata en arcilla, cuando su tamaño aumenta. Se han hecho esfuerzos para compensar el aumento del asentamiento, reduciendo la carga admisible por pilote de alguna manera arbitraria, conforme se aumenta el número de pilotes en el grupo. Las expresiones que se usan para efectuar la reducción, se conocen con el nombre de ecuaciones de eficiencia.

9.2.4. (b) Asentamientos en pilotes de punta

Los asentamientos en pilotes pueden ser estimados como sigue:

1. Calcule el promedio de la fuerza axial del pilote en cada segmento de longitud ΔL , el promedio del área de la sección transversal A_{av} , y el módulo de elasticidad E_p en el fuste del pilote de un extremo a la punta. Es decir,

$$\Delta H_{s,s} = \frac{P_{av} \Delta L}{A_{av} E_p} \quad (9.21)$$



Y sume los distintos valores para obtener la compresión total axial

$$\Delta H_a = \sum \Delta H_{s,s} \quad (9.22)$$

2. Calcule el asentamiento en la punta utilizando la Ecuación (9.23) dada a continuación

$$\Delta H_{pt} = \Delta q D \frac{1 - \mu^2}{E_s} m I_s I_F F_1 \quad (9.23)$$

Donde

$m I_s$ = 1.0 (factor de forma)

I_F = factor de empotramiento de Fox, con valores de la siguiente manera:

$$I_F = 0.55 \text{ si } L/D \leq 5$$

$$I_F = 0.50 \text{ si } L/D > 5$$

D = diámetro de la punta del pilote (o el diámetro de la campana para muelles), o la mínima dimensión lateral para secciones rectangulares o HP

μ = coeficiente de Poisson (se sugiere utilizar $\mu = 0.35$)

Δq = presión de soporte en la punta = carga de entrada/ A_p . Esta es la carga de la pila, no el punto de carga

E_s = módulo de esfuerzo-deformación del suelo debajo de la punta del pilote (se puede tomar lo siguiente como típico):

SPT: $E_s = 500 (N + 15)$

CPT: $E_s = 3$ a $6q_c$ (Utilizar valores mayores de 5, 6, si $OCR > 1$)

s_u : $E_s = 100$ a $500s_u$ ($I_p > 30$)

s_u : $E_s = 500$ a $1500s_u$ ($I_p < 30$ o es rígido)

Para $OCR > 1$: $E_{s,OCR} \approx E_s \sqrt{OCR}$

F_1 = factor de reducción utilizado de la siguiente manera:

0.25 si la resistencia superficial axial reduce la carga en la punta $P_p \leq 0$

0.50 si la carga en la punta $P_p > 0$

0.75 si el soporte es en la punta (siempre hay algo de resistencia superficial)

El factor F_1 se utiliza para consideración de la zona de la punta moviéndose hacia abajo como un resultado de ambas cargas en la punta actuales (que son rara vez conocidas) y el asentamiento en la punta de la resistencia superficial a lo largo del sistema del fuste “empujado” hacia abajo en alguna zona radial desde el fuste. Este método utiliza la carga axial total, que se conoce, y el factor F_1 , que es una estimación. Se puede utilizar un valor local o modificar el F_1 que aquí se sugiere para una estratificación diferente.

3. Sumar los asentamientos axiales o inmediatos (elásticos) y en la punta para obtener el total como

$$\Delta H_p = \Delta H_a + \Delta H_{pt} \quad (9.24)$$

Observe de nuevo que el asentamiento en la punta incluye una contribución de la resistencia lateral por medio del uso del factor F_1 .

9.2.5. Grupo de pilotes

◆ Espaciamiento

El sollevamiento de la superficie del terreno causada por el hincado cercano de pilotes espaciados en material denso o incompresible debe reducirse al mínimo y por lo tanto una mínima separación entre pilotes es necesaria. Si la separación es demasiado grande, por el contrario, cubrir con pilotes puede resultar antieconómico. Cuando se hincan pilotes en arenas o gravas, es aconsejable comenzar a hincar en el centro de un grupo y luego trabajar hacia el exterior, a fin de evitar dificultades con el “endurecimiento” de la tierra.

El Código Noruego de Prácticas en Pilotes (1973), da el siguiente espaciamiento mínimo en pilotes:

Longitud del pilote	Pilotes de fricción en arena	Pilotes de fricción en arcilla	Pilotes de resistencia por punta
Menos de 12 m	$3d$	$4d$	$3d$
12 a 24 m	$4d$	$5d$	$4d$
Más de 24 m	$5d$	$6d$	$5d$

Nota: d es el diámetro del pilote.



9.2.5. (a) Grupo de pilotes en suelos cohesivos

Los pilotes hincados en grupos dentro de arcillas blandas y sensibles causan un levantamiento en la superficie del terreno alrededor del grupo. Con el paso del tiempo, el suelo se reconsolida y recupera su fuerza cortante original. Por lo tanto, la reconsolidación causa un arrastre hacia abajo en el cuerpo del pilote. Cuando los pilotes se hincan en arcillas rígidas, ocurre el mismo levantamiento del terreno, pero el suelo es empujado en grumos o masas resquebrajadas, y los pilotes se pueden alzar.

Cuando se aplica la carga a un grupo poco espaciado, el suelo contenido dentro de los pilotes se mueve hacia abajo con los pilotes y, al ocurrir la falla, los pilotes y el suelo se mueven juntos para dar origen a la típica “falla de bloque”. El mismo mecanismo de falla ocurre con pilotes hincados o perforados colados in situ. Los pilotes en suelos cohesivos generalmente actúan como pilotes de fricción y, por lo tanto, se debe adoptar el espaciamiento mínimo centro-a-centro no menor que el perímetro del pilote.

◆ Capacidad de carga de grupos de pilotes en arcilla

Se ha reconocido desde hace algún tiempo que un grupo de pilotes puede fallar como un bloque bajo una carga menor que la suma de la capacidad de carga de los pilotes individuales.

La estabilidad de un grupo de pilotes puede ser revisada utilizando las hipótesis de falla de bloque de Terzaghi y Peck, donde la carga de falla de un grupo de pilotes, Q_g está dada por:

$$Q_g = N_c \times A_b \times s_u + A_s \times \bar{s}_u \quad (9.25)$$

Donde,

N_c	factor de capacidad de carga;
A_b	área de la base delimitada por el grupo de pilotes;
\bar{s}_u	resistencia al corte no drenada en la base del grupo de pilotes;
A_s	perímetro del área del grupo de pilotes;
s_u	promedio de la resistencia al corte no drenada en todo el perímetro de los pilotes.

◆ Asentamiento de grupos de pilotes en arcillas

Es evidente que el asentamiento de un grupo de pilotes en arcilla no se puede predecir de los resultados de una prueba de carga sobre un pilote individual. Esto se debe a que los

efectos del tiempo, remoldeo del suelo debido a la hincada de pilotes y los efectos de escala son totalmente diferentes para la prueba de un pilote individual que para el grupo de pilotes. La acción de los pilotes es el de transferir la carga a algún estrato inferior y varias sugerencias se han propuesto en como incluir esta transferencia de carga en los cálculos de asentamientos. Una vez que la transferencia de carga es asumida, entonces, los cálculos de asentamiento pueden hacerse de la manera habitual.

Las siguientes hipótesis se han utilizado:

- (1) Una losa equivalente a dos tercios de la longitud del pilote sobre el área delimitada por los pilotes a esa profundidad.
- (2) Una losa equivalente a dos tercios de la longitud del pilote sobre un área mayor, debido a la fricción lateral en el grupo de pilotes. Una extensión de una horizontal a cuatro vertical puede ser razonable.
- (3) Una losa equivalente en la base de los pilotes sobre el área delimitada por los pilotes a esa profundidad.
- (4) Una losa equivalente en la base de los pilotes sobre un área mayor.

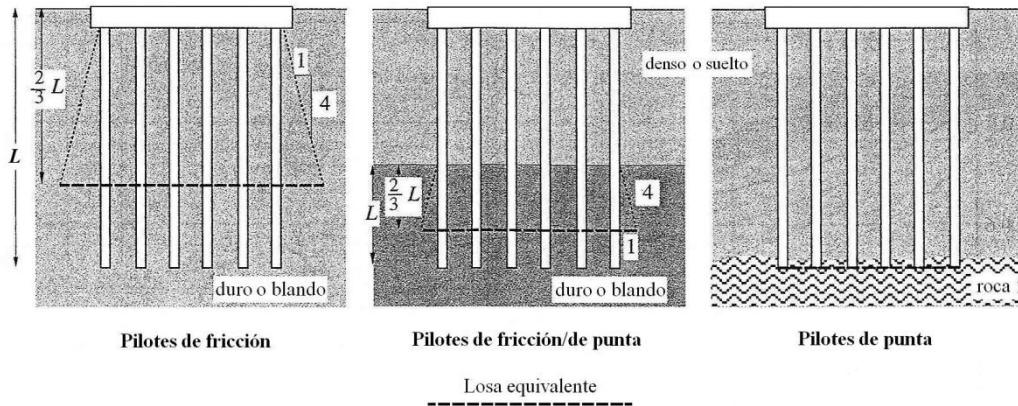


Figura 9.5. Cimentación de losa equivalente.

Las diferencias entre estas hipótesis son claramente apreciables. Comparando (1) y (3) anteriores, que parecen ser las de uso más común, un diseño utilizando la hipótesis (1) proporcionará pilotes 50% más largos que uno utilizando la hipótesis (3) para el mismo asentamiento máximo admisible. Esto es claramente ilógico. Para pilotes de desplazamiento, la hipótesis (1) parece ser una opción adecuada, ya que, en general, da un mayor asentamiento calculado que la (3), y de este modo también, en cierta medida, permite la perturbación causada por el hincado de los pilotes. Para pilotes perforados, particularmente si son muy próximos entre sí, la hipótesis (3) parece realista.



En conclusión, utilizaremos las hipótesis (1) y (2) para pilotes hincados y las hipótesis (3) y (4) para pilotes perforados.

9.2.5. (b) Grupo de pilotes en suelos no cohesivos

La acción de hincar pilotes en suelos no cohesivos es compactar el suelo alrededor del pilote en un radio de por lo menos tres veces el diámetro del pilote. Por lo tanto, cuando se hunden los pilotes en un grupo dentro de un espacio reducido, el suelo circundante entre ellos se compacta.

◆ Capacidad de carga de grupos de pilotes en suelos granulares

La acción de hincar grupos de pilotes en suelos granulares tenderá a compactar el suelo alrededor de los pilotes. Además, debido al mayor ancho equivalente de un grupo de pilotes, en comparación con un pilote individual, la carga de falla última tenderá a aumentar. Por estas razones, la proporción de eficiencia de un grupo de pilotes en suelos granulares será mayor que la unidad, o para grandes separaciones entre pilotes igual a la unidad.

Cuando se hincan pilotes en suelos granulares densos, se debe tener cuidado para asegurarse de que los pilotes hincados con anterioridad no se levanten por el hincado de otros pilotes.

◆ Asentamiento de grupos de pilotes en suelos granulares

Debería ser posible para calcular los asentamientos de un grupo de pilotes en suelos granulares de una manera similar a la empleada para los grupos de pilotes en arcilla. Se trata de asumir una cierta forma de distribución de carga y luego para calcular los asentamientos se utilizan los resultados del cono holandés o pruebas de penetración estándar. Este procedimiento no es adoptado por lo general, sin embargo, y es usual basar las predicciones de asentamiento para grupos de pilotes en los resultados de las pruebas de carga sobre pilotes individuales.

Skempton (1953) ha comparado los asentamientos de una serie de grupos de pilotes con los asentamientos de los correspondientes pilotes individuales. Se ha propuesto la siguiente relación entre el asentamiento, δ_B , de un grupo de pilotes de ancho B m, y el asentamiento observado δ_s , de un pilote individual en la misma intensidad de carga:

$$\frac{\delta_B}{\delta_s} = \left(\frac{4B + 3}{B + 4} \right)^2 \quad (9.26)$$

Se debe tener cuidado cuando los pilotes son hincados en arenas y gravas que están por debajo de arcillas. Esto se debe a que los esfuerzos transferidos a las arcillas del grupo de pilotes pueden dar lugar a un sobre-esfuerzo o a la excesiva consolidación. El factor de seguridad contra una falla de la capacidad de carga en la arcilla puede ser evaluado por suponer una propagación de la carga en la superficie de la arcilla. El asentamiento en la capa subyacente se puede calcular de la forma habitual, en primer lugar determinar la distribución de esfuerzos a través de la capa de arcilla.

9.2.6. Pruebas de carga en pilotes

El método más seguro para determinar la capacidad de carga de un pilote, es la prueba de carga. Los ensayos de carga se hacen para determinar la carga máxima de falla de un pilote o grupo de pilotes o para determinar si un pilote o grupo de pilotes es capaz de soportar una carga sin asentamiento excesivo o continuo.

Se han propuesto muchos criterios diferentes para fijar la carga admisible o de trabajo, pero el mejor es el mismo que se emplea para cualquier otro tipo de cimentación: la carga con un factor de seguridad adecuado (1.5 a 2 cuando se ha hecho ensayo de carga) o la carga que produce el mayor asentamiento total permisible.

La finalidad de las pruebas de carga, no solo se circunscribe a su empleo como instrumentos de comprobación o para verificación de análisis teóricos; ya que en obras de importancia relevante, se justifica su ejecución durante la etapa de diseño, con el objeto de poder estudiar y analizar, con mayor grado de exactitud, las condiciones de cimentación, llegando en consecuencia, a diseños más racionales y económicos.

◆ Clasificación

De acuerdo al tipo de solicitaciones a que será sometida una cimentación profunda, las pruebas de carga sirven para determinar su resistencia real de trabajo en compresión, tensión, carga lateral y vibración. Por su método de ejecución, las pruebas de carga se clasifican en: estáticas y dinámicas de impacto. Estos ensayos de campo, pueden efectuarse de muchas formas, siendo las más usuales en nuestro medio, las de carga con gatos hidráulicos reaccionando contra una plataforma lastrada, o contra pilas y pilotes previamente hincados, o bien, contra estructuras existentes y anclajes en suelos. Otras



variantes con uso menos generalizado son: la aplicación de carga directa, aplicando lastre directamente sobre la cabeza del pilote.

Las pruebas dinámicas de impacto, se realizan para determinar la capacidad de carga exclusivamente en pilotes, ya que en pilas, dada su gran sección transversal, el golpeo o impacto en su cabeza tendría que efectuarse por medio de una masa golpeadora muy grande. Los dos principales métodos dinámicos, difundidos actualmente son: el de aplicación de fórmulas dinámicas que toman en cuenta el “criterio de rechazo al hincado”, y los que evalúan la capacidad de carga a partir de medición electrónica de las velocidades de propagación de ondas a través del pilote.

◆ Pruebas estáticas de carga

Los ensayos de carga se pueden hacer construyendo una plataforma o cajón en la cabeza del pilote o grupo de pilotes, en la cual se coloca la carga, que puede ser arena, hierro o bloques de concreto. Para hacer un ensayo más seguro y más fácilmente controlable, se usan, para aplicar la carga, gatos hidráulicos de gran capacidad cuidadosamente calibrados. Una ventaja adicional del uso de gatos es que la carga sobre el pilote se puede variar rápidamente. Los asentamientos se miden con un nivel de precisión o, preferiblemente, con un micrómetro montado en un soporte independiente.

Es obvio, que el grado de precisión y minuciosidad con que se efectúe una prueba de carga estática, influye notablemente en la exactitud de determinación de la capacidad sustentante de la pila o pilote. Por lo tanto, es necesario implementar estos ensayos de la instrumentación de medición más precisa disponible. Asimismo, antes de iniciar cualquier prueba y en el caso específico de aplicación de cargas con gatos hidráulicos, es necesario calibrar el sistema gato–manómetro e inyector.

- **Pruebas de carga en pilotes**

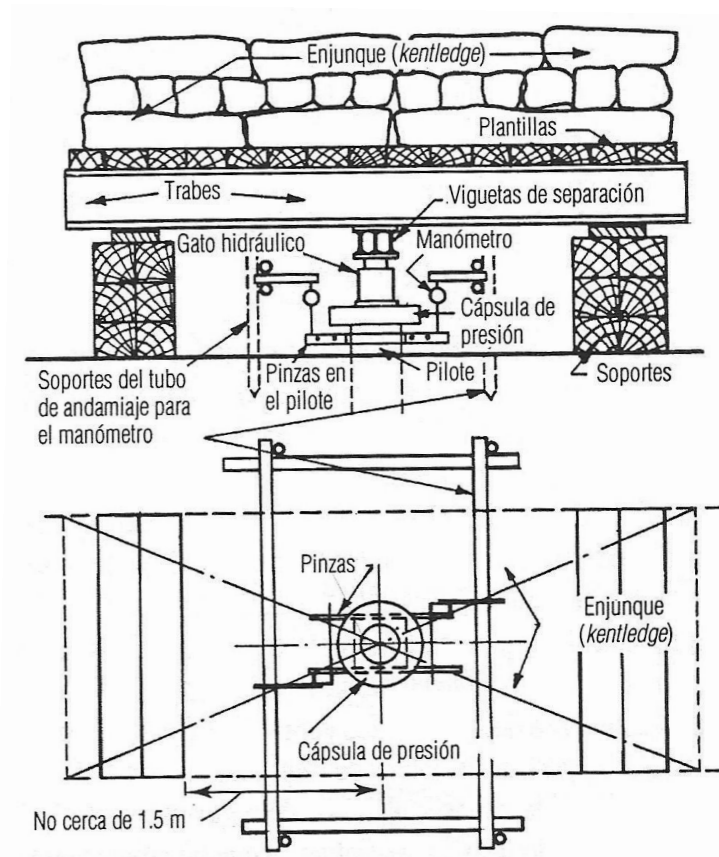


Figura 9.6. Disposición del aparato de la prueba de carga para los pilotes.

Las pruebas de carga en pilotes se llevan a cabo por las siguientes razones:

- Para determinar el asentamiento bajo la carga de trabajo.
- Para determinar la capacidad de carga última.
- Como prueba de aceptabilidad.

Se pueden realizar dos tipos de pruebas de carga en los pilotes. Estas son la prueba de carga sostenida (ML), en la que la carga se aplica en incrementos, y la prueba de rango constante de penetración (CRP).

En el caso de carga sostenida (ML), ésta se debe aplicar en incrementos de cerca de un sexto de la carga última o de la carga de prueba máxima. Los asentamientos se deben medir a 0.25 mm durante y después de la aplicación del incremento, y el siguiente incremento no se debe aplicar hasta que el rango de asentamiento se haya reducido a 0.25 mm en una hora



y continúe disminuyendo. Una vez alcanzada la carga de falla o de prueba, se debe remover la carga en decrementos de un sexto de la carga total, midiendo las recuperaciones. Nuevamente, no se deben realizar los decrementos hasta que el rango de recuperación se haya reducido a 0.25 mm/h. Algunas veces se retira la carga del pilote después de alcanzar diversas etapas en la carga. Siempre se aconseja descargar el pilote después de alcanzar la carga de trabajo de diseño, y se aconseja mantener la carga de trabajo (y la carga de prueba si no ha llegado a falla) por un periodo de 24 horas. Se deben realizar observaciones en la carga constante a intervalos de 15 min durante la primera hora, de 30 min durante las siguientes tres horas, y después a intervalos de una hora. Se deben realizar revisiones periódicas durante un periodo de 24 veces para asegurar que se mantenga la carga especificada.

La Figura 9.7 muestra las curvas típicas carga–asentamiento, tiempo–asentamiento y de carga frente al máximo asentamiento que se alcanza en cada etapa, para la prueba de carga sostenida. La etapa de descarga se encuentra también trazada.

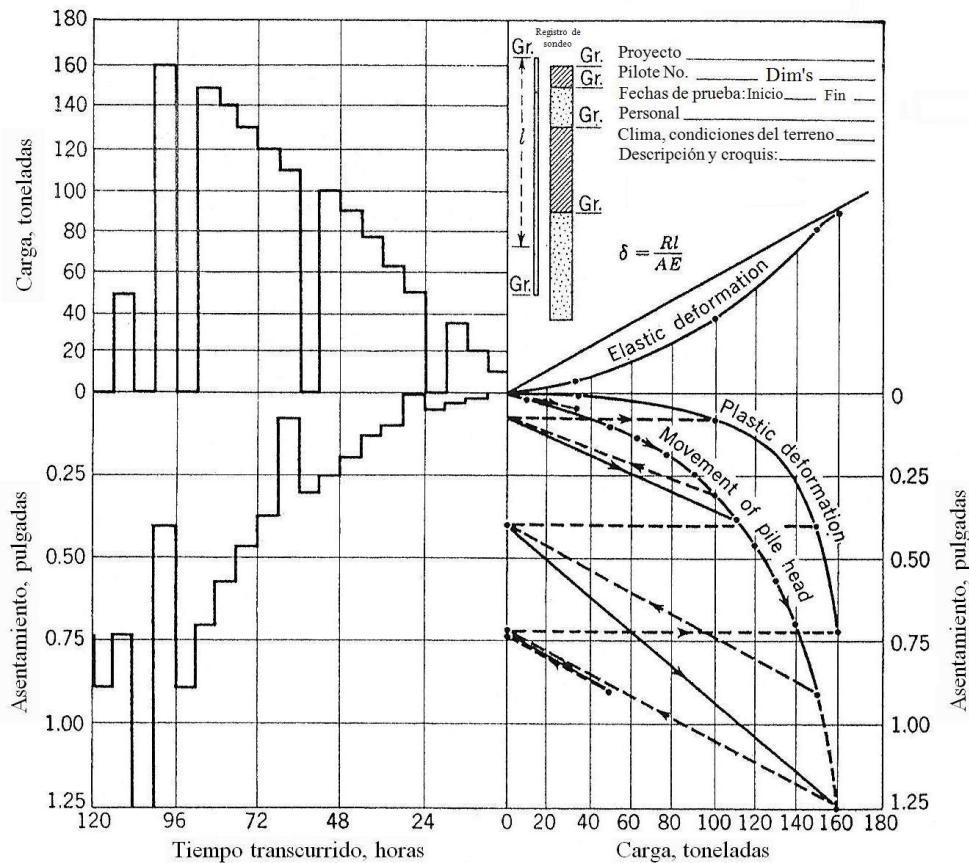


Figura 9.7. Resultados de una prueba de carga sostenida en pilotes.

La prueba de carga sostenida se usa comúnmente para determinar la capacidad de carga última de un pilote o pila. En la práctica, una carga de falla bien definida no es obtenida necesariamente y las siguientes definiciones de falla son adoptadas a menudo:

- La carga de falla es la que causa el asentamiento igual al 10% del diámetro del pilote, tomando en consideración para el acortamiento elástico del mismo pilote que puede ser significativo para pilotes largos.
- La carga de falla es aquella en que la velocidad de asentamiento continua disminuyendo, sin incremento adicional de la carga, a menos que, por supuesto, la velocidad sea tan lenta como para indicar que se debe a la consolidación del suelo.
- La carga de falla es la carga donde la curva de carga–asentamiento tiene su radio mínimo de curvatura.
- Dibujar tangentes en los tramos inicial y final de la curva de carga–asentamiento y tomando el punto de intersección como la carga de falla.
- La carga de falla es la carga que es igual a dos veces el asentamiento para 0.8 de la carga de trabajo.

La prueba ML consume mucho tiempo (debido a tener que esperar hasta que la velocidad de asentamiento baje a un valor aceptable) y, a menudo la carga de falla no está claramente definida.

La prueba C.R.P. tiene la ventaja de ser llevada a cabo rápidamente, y a menudo resulta en una carga de falla bien definida. Sin embargo, el método tiene la desventaja de que no proporciona el asentamiento elástico bajo de la carga de trabajo (esto es, asentamiento total menos deformación permanente), lo cual es significativo para determinar si ha habido o no deformación plástica del suelo ante la carga de trabajo. También tiene el inconveniente, muy considerable, de requerir cargas de enjunque (*kentledge*) muy pesado o anclas de gran capacidad al cargar pilotes de gran diámetro a falla.

Los pilotes deben ser cargados con un gato, contra un enjunque (*kentledge*) o contra una viga sujeta con pilotes de ancla, más que por un balanceo en la carga en la parte superior del pilote. Con el último método existe el riesgo de un accidente serio ocasionado por la inclinación en la plataforma o por el colapso del pilote. La carga en el pilote se debe medir directamente con una celda de carga interpuesta entre la cabeza del pilote y el gato o entre éste y la plataforma. Los asentamientos del pilote se registran con escalas de aguja de cuadrante o vernier apoyadas en un brazo atornillado a la cabeza del pilote, o soldados a una placa de acero colocada en la parte superior de la cabeza del pilote. Los instrumentos de medición se sostienen con vigas o andamios sostenidos a cierto espacio de los soportes del pilote y de la plataforma.

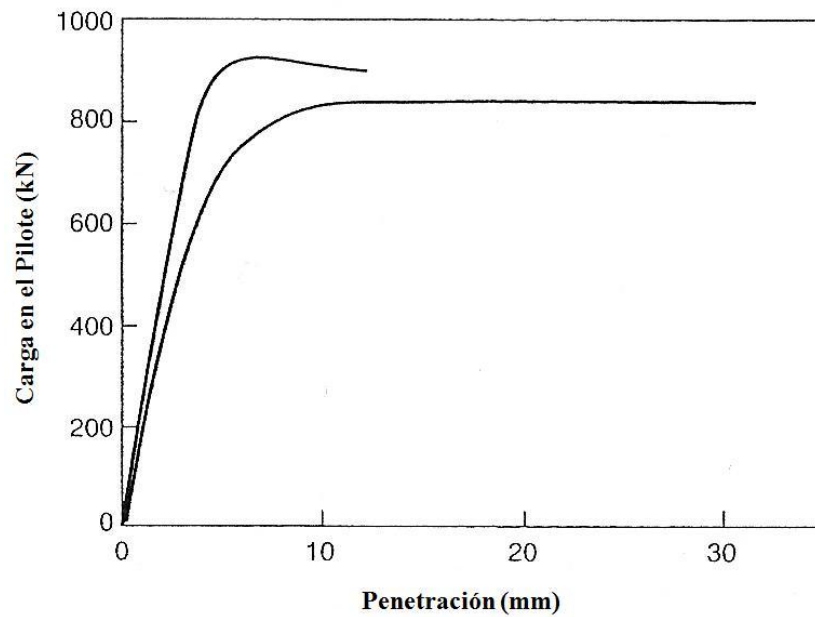


Figura 9.8. Curva de carga–asentamiento para un pilote de fricción.

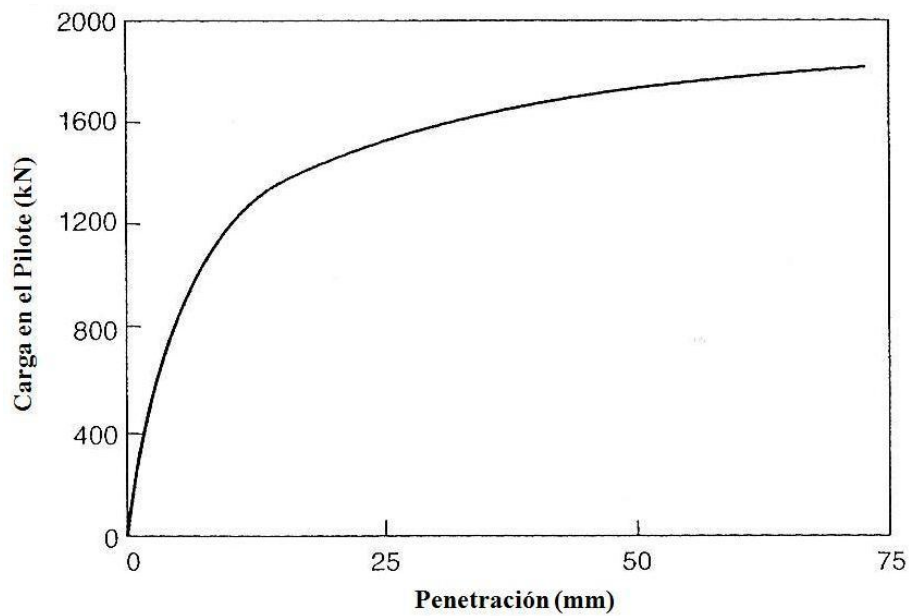


Figura 9.9. Curva de carga–asentamiento para un pilote de resistencia por punta [Simons y Menzies, 1975].

9.3. Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal [RCDF] y Normas Técnicas Complementarias [NTC]

9.3.1. Acciones de diseño

En cuanto a su seguridad, la cimentación tiene que cumplir con los requisitos básicos de estabilidad ya enunciados (capítulo 7). Retomando lo visto en el capítulo 7 (bajo el título de acciones de diseño), podemos agregar lo siguiente correspondiente a cimentaciones profundas (pilotes de fricción y pilotes de punta o pilas):

En el caso de cimentaciones profundas construidas en las zonas II y III o en rellenos compresibles de la zona I se incluirá entre las acciones permanentes la fricción negativa que puede desarrollarse en el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno circundante. Al estimar esta acción, se tomará en cuenta que:

1. El esfuerzo cortante que se desarrolla en el contacto entre el suelo y el fuste del pilote (o pila), o en la envolvente de un grupo de pilotes, por fricción negativa no puede en principio ser mayor que la resistencia al corte del suelo determinada en prueba triaxial no consolidada–drenada bajo una presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo *in situ*.
2. El esfuerzo cortante máximo anterior solamente puede desarrollarse si el suelo alcanza la deformación angular límite.
3. La fricción negativa desarrollada en un pilote o subgrupo de ellos en el interior de un grupo de pilotes no puede ser mayor que el peso del suelo correspondiente al área tributaria del o de los elementos considerados.
4. Los esfuerzos de descarga inducidos en el suelo por la fricción negativa considerada en determinado análisis no pueden ser mayores que los que resulten suficientes para detener el proceso de consolidación que la origina.

Cuando se considere que la fricción negativa pueda ser de importancia, deberá realizarse una modelación explícita, analítica o numérica, del fenómeno que permita tomar en cuenta los factores anteriores y cuantificar sus efectos. En esta modelación se adoptarán hipótesis conservadoras en cuanto a la evolución previsible de la consolidación del subsuelo.

9.3.2. Cimentaciones con pilotes de fricción

Los pilotes de fricción son aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral. En suelos blandos, se usan comúnmente como complemento de un



sistema de cimentación parcialmente compensada para reducir asentamientos, transfiriendo parte de la carga a los estratos más profundos (diseño en términos de deformaciones). En este caso, los pilotes no tienen generalmente la capacidad para soportar por sí solos el peso de la construcción y trabajan al límite en condiciones estáticas, por lo que no pueden contribuir a tomar solicitaciones accidentales e inclusive pueden, de acuerdo con la experiencia, perder una parte importante de su capacidad de carga en condiciones sísmicas, por lo que resulta prudente ignorar su contribución a la capacidad de carga global. Opcionalmente, los pilotes de fricción pueden usarse para soportar el peso total de la estructura y asegurar su estabilidad (diseño en términos de capacidad de carga). En este último caso, en suelos blandos en proceso de consolidación como los de las zonas II y III, la losa puede despegarse del suelo de apoyo por lo que resulta prudente considerar que no contribuye a la capacidad de carga global.

En ambos casos, se verificará que la cimentación no exceda los estados límites de falla y de servicio.

El espacio dejado entre la punta de los pilotes de fricción y toda capa dura subyacente deberá ser suficiente para que en ninguna condición pueda llegar a apoyarse en esta capa a consecuencia de la consolidación del estrato en el que se colocaron.

◆ Estados límite de falla

De acuerdo con el tipo de diseño adoptado, la revisión de los estados límite de falla podrá consistir en verificar que resulta suficiente para asegurar la estabilidad de la construcción alguna de las capacidades de carga siguientes:

- a) Capacidad de carga del sistema suelo–zapatas o suelo–losa de cimentación. Despreciando la capacidad de los pilotes, se verificará entonces el cumplimiento de la desigualdad (7.1) o (7.2), del apartado 9–1, según el caso. Si se adopta este tipo de revisión, la losa o las zapatas y las contratrabes deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo–zapata o suelo–losa máximas calculadas, más las concentraciones locales de carga correspondientes a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ecuación (9.28) con un factor de resistencia F_R igual a 1.0.

Apartado 9-1

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < c_u N_c F_R + p_v$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\frac{\Sigma Q F}{A} < \left[\bar{p}_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v$$

Donde

$\Sigma Q F_c$ es la 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;

A es el área del cimiento;

p_v es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo;

\bar{p}_v es la presión vertical efectiva a la misma profundidad;

γ es el peso volumétrico del suelo;

c_u es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU);

B es el ancho de la cimentación;

N_c es el coeficiente de capacidad de carga dado por

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 D_f / B + 0.25 B / L \right)$$

N_q es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

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

N_γ es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

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

F_R es el factor de resistencia especificado en la sección 7.6.2. Igual a 0.35 para cimientos superficiales.

- b) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción. Despreciando la capacidad del sistema suelo-losa, se verificará entonces para cada pilote individual, para cada uno de los diversos subgrupos de pilotes y para la cimentación en su conjunto, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\Sigma Q F_c < R \quad (9.27)$$



Donde

ΣQF_C es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada de 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 es la capacidad de carga que se considerará igual a:

1. Para la revisión de cada pilote individual: a la capacidad de carga de punta del pilote más la capacidad de adherencia del pilote considerado;
2. Para la revisión de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación: a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del subgrupo de pilotes; y
3. Para la revisión de la cimentación en su conjunto: a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

La capacidad de carga por punta de los pilotes individuales se calculará mediante las ecuaciones (9.29) o (9.30), con un factor de resistencia, F_R , igual a 0.7.

Si se adopta este tipo de revisión, los pilotes 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. Cuando la losa esté desplantada a profundidad, se considerará el efecto del empuje en reposo en los muros perimetrales como se indica en el capítulo 8.

En la revisión de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas, las cargas recibidas por los distintos pilotes individuales o subgrupos de pilotes se estimarán con base en la teoría de la elasticidad o a partir de un estudio explícito de interacción suelo–estructura. 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, C_f , se calculará como:

$$C_f = A_L f F_R \quad (9.28)$$

Donde

- A_L es el área lateral del pilote;
 f es la adherencia lateral media pilote–suelo; y
 F_R se tomará igual a 0.7, salvo para pilotes hincados en perforación previa (subcapítulo 9.3.5 – pilotes hincados a percusión).

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 o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la ecuación (9.28) considerando el grupo o los subgrupos como pilas de geometría igual a la envolvente del grupo o subgrupo.

◆ 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 en cuenta las excentricidades de carga.

Deberá revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorio 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 con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas. En estas determinaciones, se tomará en cuenta el efecto restrictivo de los pilotes.

9.3.3. 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 llama pilas a los elementos de más de 60 cm de diámetro colados en perforación previa.

◆ Estados límite de falla

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 (9.27)



para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas según la capacidad por punta y la capacidad por fricción lateral sobre el fuste de pilotes de punta o pilas.

- *Capacidad por punta*

La capacidad de carga de un pilote de punta o pila, C_p , se calculará de preferencia a partir de los resultados de pruebas de campo calibradas mediante pruebas de carga realizadas sobre los propios pilotes (subcapítulo 9.3.4 – pruebas de carga en pilotes). En las situaciones en las que se cuente con suficientes resultados de pruebas de laboratorio realizadas sobre muestras de buena calidad y que exista evidencia de que la capa de apoyo sea homogénea, la capacidad de carga podrá estimarse como sigue:

a) Para suelos cohesivos

$$C_p = (c_u N_c^* F_R + p_v) A_p \quad (9.29)$$

b) Para suelos friccionantes

$$C_p = (\bar{P}_v N_q^* F_R + p_v) A_p \quad (9.30)$$

Donde

- A_p es el área transversal de la base de la pila o del pilote;
- p_v es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes;
- \bar{P}_v es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes;
- c_u es la cohesión aparente del suelo de apoyo determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU); y
- N_c^* es el coeficiente de capacidad de carga definido en la siguiente tabla:

Tabla 9.1. Coeficiente N_c^* .

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

- ϕ_u es el ángulo de fricción aparente;
- N_q^* es el coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q^* = N_{mín} + L_e \frac{N_{máx} - N_{mín}}{4B \tan(45^\circ + \phi/2)} \tag{9.31}$$

Cuando $L_e / B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$; o bien

$$N_q^* = N_{máx} \tag{9.32}$$

Cuando $L_e / B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$

Tabla 9.2. Valor de $N_{máx}$ y $N_{mín}$ para el cálculo de N_q^* .

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$N_{máx}$	12.5	26	55	132	350	1000
$N_{mín}$	7	11.5	20	39	78	130

- L_e es la longitud del pilote o pila empotrada en el estrato resistente;
- B es el ancho o diámetro equivalente de los pilotes;
- ϕ es el ángulo de fricción interna, con la definición del Apartado 9-2; y
- F_R se tomará igual a 0.35.

Apartado 9-2

El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \text{Ang} \tan(\alpha \tan \phi^*)$$

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. Esta prueba deberá considerar la posibilidad de que el suelo pierda parte de su resistencia.

Para suelos arenosos con compacidad relativa D_r menor de 67%, el coeficiente α será igual a $0.67 + D_r - 0.75 D_r^2$. Para suelos con compacidad mayor que el límite indicado, α será igual a 1.

La capacidad de carga considerada no deberá rebasar la capacidad intrínseca del pilote o pila calculada con la resistencia admisible del material constitutivo del elemento.

En el caso de pilotes o pilas de más de 50 cm de diámetro, la capacidad calculada a partir de resultados de pruebas de campo o mediante las ecuaciones (9.29) o (9.30), deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:



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

$$F_{re} = \left(\frac{B + 0.5}{2B} \right)^n \quad (9.33)$$

Donde

- B es el diámetro de la base del pilote o pila ($B > 0.5$ m); y
 n es un exponente igual a 0 para suelo suelto, 1 para suelo medianamente denso y 2 para suelo denso.

- b) Para pilotes hincados en suelos cohesivos firmes fisurados, multiplicar por el mismo factor de la ecuación (9.33) con exponente $n = 1$. Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo, multiplicar por:

$$F_{re} = \frac{B + 1}{2B + 1} \quad (9.34)$$

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.

Cuando exista un estrato blando debajo de la capa de apoyo de un pilote de punta o pila, deberá verificarse que el espesor H de suelo resistente es suficiente en comparación con el ancho o diámetro B del elemento de cimentación. Se seguirá el criterio siguiente:

1. Si $H \geq 3.5 B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga;
2. Si $3.5 B > H \geq 1.5 B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B + H$; y
3. Si $H < 1.5 B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a:

$$B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \right] \quad (9.35)$$

El criterio anterior se aplicará también a grupos de pilotes.

- *Capacidad por fricción lateral sobre el fuste de pilotes de punta o pilas*

En las zonas II y III, y en cualquier situación en la que pueda eventualmente desarrollarse fricción negativa, no deberá considerarse ninguna contribución de la fricción lateral a la capacidad de carga de los pilotes de punta o pilas. En suelos firmes de la zona I, se podrá agregar a la capacidad de punta una resistencia por fricción calculada mediante la ecuación (9.28), en la que la adherencia considerada no deberá ser mayor que el esfuerzo vertical actuante en el suelo al nivel considerado multiplicado por un factor de 0.3, y afectado con un factor de resistencia de 0.7.

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

◆ **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, en su caso, la fricción negativa, y la de los estratos localizados bajo 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.

9.3.4. Pruebas de carga en pilotes

Las estimaciones de la capacidad de carga de pilotes de fricción o de punta basadas en pruebas de campo o en cálculos analíticos se verificarán mediante pruebas de carga cuando exista incertidumbre excesiva sobre las propiedades de los suelos involucrados y la edificación sea de los grupos A o B1. Los pilotes ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada. En las zonas II y III, la prueba se realizará al menos dos meses después de la hinca, con el objeto de permitir la disipación del exceso de presión de poro que se induce al instalar los pilotes y la recuperación de la resistencia del suelo en su estado natural por efectos tixotrópicos. En pruebas de pilotes de punta, deberá aislarse la punta del fuste para medir en forma separada la fricción o adherencia lateral, o bien instrumentarse la punta para medir la carga en la punta. Podrán hacerse pruebas de campo en pilotes de sección menor que la del prototipo y extrapolar el resultado mediante las ecuaciones (9.33) a (9.35).



9.3.5. Cimentaciones especiales

Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, deberá solicitarse la aprobación expresa de la Administración. Para ello se presentarán los resultados de los estudios y ensayos a que se hubieran sometido dichos dispositivos. Los sistemas propuestos deberán proporcionar una seguridad equivalente a la de las cimentaciones tradicionales calculadas de acuerdo con las presentes Normas, en particular ante solicitaciones sísmicas.

9.3.6. Procedimiento constructivo de cimentaciones

Como parte del estudio de mecánica de suelos, deberá definirse un procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la integridad de los elementos de cimentación y la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas y a los servicios públicos por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

Cualquier cambio significativo que se pretenda introducir en el procedimiento de construcción especificado en el estudio geotécnico deberá analizarse con base en la información contenida en dicho estudio o en un estudio complementario si éste resulta necesario.

◆ Cimentaciones con pilotes o pilas

La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar la integridad de estos elementos y que no se ocasionen daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cada pilote, sus tramos y las juntas entre éstos, en su caso, deberán diseñarse y realizarse de modo tal que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

Los pilotes de diámetro menor de 40 cm deberán revisarse por pandeo verificando que la fuerza axial a la que se encontrarán sometidos, con su respectivo factor de carga, no rebasará la fuerza crítica P_c definida por:

$$P_c = F_R \left(\frac{N^2 \pi^2 EI}{4L^2} + \frac{4KDL^2}{N^2 \pi^2} \right) \quad (9.36)$$

Donde

K	es el coeficiente de reacción horizontal del suelo;
D	es el diámetro del pilote;
E	es el módulo de elasticidad del pilote;
I	es el momento de inercia del pilote;
N	es el número entero, determinado por tanteo, que genere el menor valor de P_c ;
L	es la longitud del pilote; y
F_R	se tomará igual a 0.35.

◆ Pilas o pilotes colados en el lugar

Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio de mecánica de suelos deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla con lodo común o bentonítico o con ademe. Antes del colado, se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de perforación y de colado, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

Cuando la construcción de una cimentación requiera del uso de lodo bentonítico, el constructor no podrá verterlo en el drenaje urbano, por lo que deberá destinar un área para recolectar dicho lodo después de usarlo y transportarlo a algún tiradero *ex profeso*.

Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana), la perforación de la misma se hará verticalmente en los primeros 20 cm para después formar con la horizontal un ángulo de 60 grados: el peralte de la campana será por lo menos de 50 cm. No deben construirse campanas bajo agua, ya que los sistemas empleados para esta operación no garantizan la colocación de concreto sano en esta zona que es donde se desarrollará la capacidad de carga.



Otros aspectos a los que deberá prestarse atención son el método y equipo para la eliminación de azolves, la duración del colado, así como el recubrimiento y la separación mínima del acero de refuerzo con relación al tamaño del agregado.

Para desplantar la cimentación sobre el concreto sano de la pila, se deberá dejar en la parte superior una longitud extra de concreto, equivalente al 90% del diámetro de la misma; este concreto, que acarrea las impurezas durante el proceso de colado, podrá ser removido con equipo neumático hasta 20 cm arriba de la cota de desplante de la cimentación; estos últimos 20 cm se deberán quitar en forma manual procurando que la herramienta de ataque no produzca fisuras en el concreto que recibirá la cimentación.

En el caso de pilas coladas en seco, la longitud adicional podrá ser de 50% del diámetro de las mismas, evitando remover el concreto de esta parte en estado fresco con el propósito de que el “sangrado” del concreto se efectúe en dicha zona. Esta parte se demolerá siguiendo los lineamientos indicados en el punto anterior.

En cualquier tipo de pila, será necesario construir un brocal antes de iniciar la perforación a fin de preservar la seguridad del personal y la calidad de la pila por construir.

No deberán construirse pilas de menos de 80 cm hasta 30 m de profundidad, ni de menos de 100 cm hasta profundidades mayores. Las pilas deberán ser construidas con ademe o estabilizadas con lodos a menos que el estudio del subsuelo muestre que la perforación es estable.

Respecto a la localización de las pilas se aceptará una tolerancia del 10% de su diámetro. La tolerancia en la verticalidad de una pila será de 2% de su longitud hasta 25 m de profundidad y de 3% para mayor profundidad.

◆ Pilotes hincados a percusión

Se preferirá la manufactura en fábrica de tramos de pilotes a fin de controlar mejor sus características mecánicas y geométricas y su curado. En pilotes de concreto reforzado, se prestará especial atención a los traslapes en el acero de refuerzo longitudinal.

Cada pilote deberá tener marcas que indiquen los puntos de izaje, para poder levantarlos de las mesas de colado, transportarlos e izarlos.

El estudio de mecánica de suelos deberá definir si se requiere perforación previa, con o sin extracción de suelo, para facilitar la hincada o para minimizar el desplazamiento de

los suelos blandos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común o bentonítico. En pilotes de fricción 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 éstas deberán limarse con herramientas especiales a un diámetro igual o ligeramente mayor que el del pilote. En caso de recurrir a perforación previa, el factor de reducción F_R de la ecuación (9.28) se reducirá multiplicando el valor aplicable en ausencia de perforación por la relación $(1 - 0.4 D_{perf}/D_{pil})$ donde D_{perf} y D_{pil} son respectivamente el diámetro de la perforación previa y el del pilote.

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 3/100 de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta ni de 6/100 en los otros casos.

El equipo de hincado se especificará en términos de su energía en relación con la masa del pilote y del peso de la masa del martillo golpeador en relación con el peso del pilote, tomando muy en cuenta la experiencia local. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.

La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir respecto a la de proyecto en más de 20 cm ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoye en ella.

Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca. Además se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración a través de los estratos superiores al de apoyo y el número de golpes por cada 10 cm de penetración en el estrato de apoyo, así como el número de golpes y la penetración en la última fracción de decímetro penetrada.

En el caso de pilotes hincados a través de un manto compresible hasta un estrato resistente, se verificará para cada pilote mediante nivelaciones si se ha presentado emersión por la hinca de los pilotes adyacentes y, en caso afirmativo, los pilotes afectados se volverán a hincar hasta la elevación especificada.



Los métodos usados para hincar los pilotes deberán ser tales que no mermen la capacidad estructural de éstos. Si un pilote de punta se rompe o daña estructuralmente durante su hincado, o si por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada y en ella no se pueda garantizar la capacidad de carga requerida, se extraerá la parte superior del mismo, de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 m. En tal caso, se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.

Si es un pilote de fricción el que se rechace por daños estructurales durante su hincado, se deberá extraer totalmente y rellenar el hueco formado con otro pilote de mayor dimensión o bien con un material cuya resistencia y compresibilidad sea del mismo orden de magnitud que las del suelo que reemplaza; en este caso, también deberán revisarse el diseño de la subestructura y el comportamiento del sistema de cimentación.

◆ **Pruebas de carga en pilotes o pilas**

En caso de realizarse pruebas de carga, se llevará registro por lo menos de los datos siguientes:

- a) Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba;
- b) Descripción del pilote o pila y datos obtenidos durante la instalación;
- c) Descripción del sistema de carga y del método de prueba;
- d) Tabla de cargas y deformaciones durante las etapas de carga y descarga del pilote o pila;
- e) Representación gráfica de la curva asentamientos–tiempo para cada incremento de carga; y
- f) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote o pila y la prueba.

9.4. Comparativa

Práctica de la Ingeniería Civil	Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias
La capacidad de carga última por fricción de un pilote se puede estimar con la expresión:	Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos: $\frac{\Sigma Q F_c}{A} < c_u N_c F_R + p_v$

<p style="text-align: center;">$Q_f = \alpha \left(\sum c_i d_i \right) 4B$</p> <p>En la cual</p> <p>α factor de corrección que depende de la resistencia no drenada del suelo (Tomlinson, 1977)</p> <p>c_i resistencia no drenada del suelo, correspondiente al estrato i</p> <p>d_i espesor del estrato i</p> <p>$4B$ perímetro del pilote</p>	<p>Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:</p> $\frac{\Sigma Q F}{A} < \left[\bar{p}_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v$
<p>Los ensayos de carga se hacen para determinar la carga máxima de falla de un pilote o grupo de pilotes o para determinar si un pilote o grupo de pilotes es capaz de soportar una carga sin asentamiento excesivo o continuo.</p>	<p>Las estimaciones de la capacidad de carga de pilotes de fricción o de punta basadas en pruebas de campo o en cálculos analíticos se verificarán mediante pruebas de carga cuando exista incertidumbre excesiva sobre las propiedades de los suelos involucrados y la edificación sea de los grupos A o B1.</p>
<p>De acuerdo al tipo de solicitaciones a que será sometida una cimentación profunda, las pruebas de carga sirven para determinar su resistencia real de trabajo en compresión, tensión, carga lateral y vibración. Por su método de ejecución, las pruebas de carga se clasifican en: estáticas y dinámicas de impacto. Estos ensayos de campo, pueden efectuarse de muchas formas, siendo las más usuales en nuestro medio, las de carga con gatos hidráulicos reaccionando contra una plataforma lastrada, o contra pilas y pilotes previamente hincados, o bien, contra estructuras existentes y anclajes en suelos. Otras variantes con uso menos generalizado son: la aplicación de carga directa, aplicando lastre directamente sobre la cabeza del pilote.</p>	



9.5. Resumen y conclusiones

Cuando el suelo situado al nivel en que se desplantaría normalmente una zapata o una losa de cimentación, es demasiado débil o compresible para proporcionar un soporte adecuado, las cargas se transmiten a material más adecuado a mayor profundidad por medio de pilotes o pilas.

Los pilotes se construyen en una gran variedad de tamaños, formas, y materiales para adaptarse a muchos requisitos especiales.

En la ingeniería de cimentaciones el término pila es un miembro estructural subterráneo que tiene la función que cumple una zapata, es decir, transmitir la carga a un estrato capaz de soportarla, sin peligro de que falle ni de que sufra un asentamiento excesivo.



CAPÍTULO 10. ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

10.1. Introducción

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

Los estados de esfuerzos asociados a las diferentes etapas de excavación, considerando una masa de suelo homogéneo y saturado son los siguientes:

Condición inicial. Antes de excavar prevalecen los esfuerzos geostáticos iniciales.

Inmediatamente después de excavar. Los esfuerzos totales disminuyen teniendo un valor nulo en el fondo de la excavación y con una distribución que depende de la geometría.

Por su parte, los esfuerzos efectivos y la presión de poro disminuyen también según las propiedades mecánicas del suelo; considerando únicamente el decremento de esfuerzos verticales y el coeficiente de presión de poro propuesto por Skempton. Asimismo, el nivel freático bajo el fondo se abate una profundidad z .

A largo plazo. En un tiempo que depende de la geometría de la excavación y de la permeabilidad del suelo, la presión de poro se modifica hasta coincidir con la correspondiente a la del flujo establecido hacia la excavación, con la consecuente variación de signo contrario en los esfuerzos efectivos.

10.2. Consideraciones en la práctica de la Ingeniería Civil en el análisis y diseño de la excavación

10.2.1. Tipos de excavaciones

Excavaciones a cielo abierto. Las someras o de profundidad menor que el nivel freático (de 1 m en los terrenos del lago y 2 m en el área urbana), no plantean dificultad relevante en cuanto a expansión del terreno descargado; son mínimos también los problemas de estabilidad de los taludes en el perímetro de la excavación.

Cuando se requiere excavar a mayor profundidad, debajo del nivel freático, las dificultades se incrementan. En estos casos las expansiones por descarga del terreno, las fuerzas de filtración del agua se generan hacia la excavación, y la estabilidad de los taludes y del fondo, son aspectos a considerar durante la etapa constructiva.

Excavaciones Profundas. La construcción de túneles y estaciones para el servicio de transporte colectivo (Metro) y de los colectores principales para el drenaje de la Ciudad, construidos a profundidades variables entre 10 y 30 m, promovió la implantación de diferentes procedimientos de excavación subterránea.

Los objetivos del procedimiento son: 1) evitar deformaciones significativas en la superficie del terreno y colindancias durante la construcción y a largo plazo, y 2) preservar la estabilidad del frente de excavación, mediante el control de los volúmenes extraídos y de las fuerzas de filtración hacia el área de trabajo.

10.2.2. Apuntalamiento en las excavaciones

◆ Excavaciones a cielo abierto

Si la profundidad de la excavación no es mayor de 4 m [Peck, 2002], comúnmente se acostumbra hincar tablonces verticales alrededor del límite de la excavación, a los que se llama forro. La profundidad a la que se hinca el forro se mantiene cerca del fondo al avanzar la excavación. El forro se mantiene en su lugar por medio de vigas horizontales llamadas largueros, que a su vez están soportados generalmente por puntales horizontales que se extienden de costado a costado de la excavación. Los puntales son usualmente de madera, pero, si la excavación no tiene más de aproximadamente 1.5 m de ancho, se usan comúnmente tubos metálicos que se pueden alargar llamados puntales para cepas. Si la excavación es demasiado ancha para poder usar puntales que se extiendan a lo largo de todo el ancho, los largueros pueden apoyarse en puntales inclinados llamados rastrillos o



rastras. Para su uso se requiere que el suelo en la base de la excavación sea lo suficientemente firme para que dé el soporte adecuado a los largueros.

◆ **Excavaciones profundas**

Cuando la profundidad de la excavación es mayor que 6 m, el uso de forros de madera se hace antieconómico y se emplean comúnmente otros métodos para apuntalar. Se hincan tablestacas de acero alrededor del límite de la excavación. Al ir extrayendo el suelo del recinto formado por las tablestacas, se insertan largueros y puntales. Los largueros comúnmente son de acero, y los puntales pueden ser de acero o de madera. Prosigue luego la excavación a un nivel inferior, y se instala otro juego de largueros y puntales. Este proceso continúa hasta que se termina la excavación.

10.2.3. Seguridad en las excavaciones

Como ya se comentó, todo proceso de excavación está asociado a un cambio del estado de esfuerzos del suelo, pero este cambio viene acompañado de deformaciones. Y toman la forma de hundimiento del área que rodea la excavación. Las estructuras que están apoyadas en el material que se deforma comúnmente se asientan y se mueven hacia la excavación.

Es muy importante controlar dentro de la excavación los efectos de las fuerzas de filtración sobre la estabilidad del fondo, y hacia el exterior circundante evitar el abatimiento del nivel freático mediante la recarga de agua, con objeto de minimizar su impacto sobre las construcciones vecinas.

Para lograr la seguridad de las excavaciones, se debe estar prevenido de las consecuencias que provoca el uso de diferentes procedimientos de construcción, se deberá tener cuidado de no realizar métodos de excavación y de apuntalamiento que no puedan efectuarse sin causar daño a las propiedades vecinas y asegurarse de que el método propuesto para apuntalar las excavaciones es capaz de reducir los asentamientos a valores aceptables.

Estabilidad de la excavación. Se revisan los siguientes tres mecanismos: falla general del fondo, falla del fondo por subpresión y falla del talud, [Terzaghi y Peck, 1967].

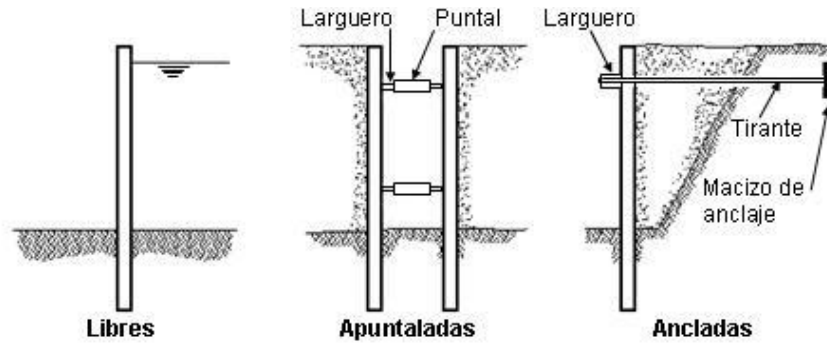


Figura 10.1. Tablestacas [SCT, 2001]

Expansión inducida por la excavación δ_{ei} . La expansión inmediata puede estimarse mediante la siguiente fórmula simplificada, obtenida a partir de la teoría de la elasticidad, considerando una relación de Poisson $\nu = 0.5$:

$$\delta_{ei} = m_{ue} p_d B F_f F_p \quad (10.1)$$

Donde

p_d es la presión total al nivel del fondo antes de excavar

B es el ancho de la excavación

m_{ue} es el módulo de expansión elástica medio de los estratos de arcilla expandibles bajo el fondo de la excavación

F_f y F_p son los factores de forma y de profundidad

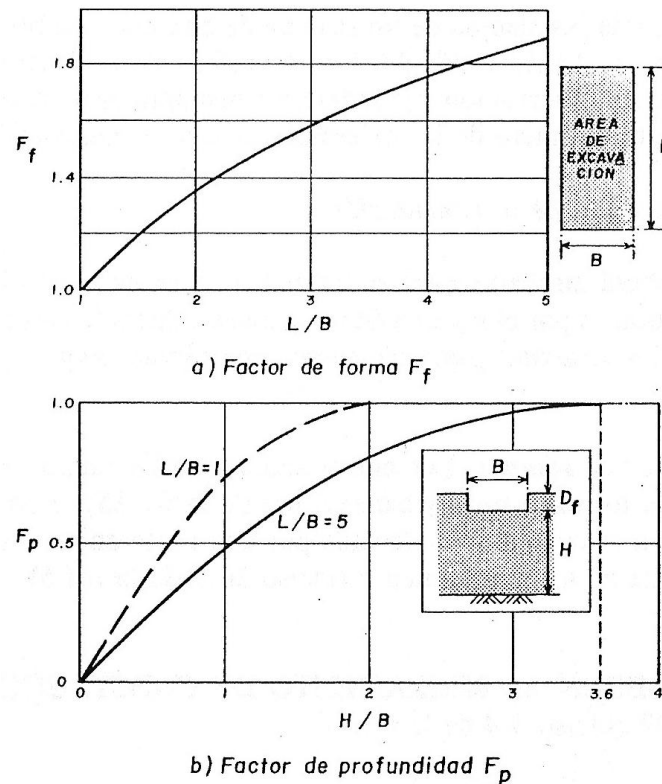


Figura 10.2. Factores para calcular la expansión inmediata δ_{ei} .

En una excavación de sección rectangular, m_{ue} puede estimarse como el promedio pesado de los módulos de los suelos comprendidos en una profundidad igual a $2 B F_f F_p$ a partir del fondo de la excavación.

El módulo m_{ue} de los estratos de arcillas se obtiene de pruebas triaxiales no drenadas con un ciclo de descarga controlada, aplicando presiones de confinamiento iguales a los esfuerzos totales de cada muestra de suelo en su estado natural.

Falla por subpresión. a) evitar la falla por subpresión, abatiendo la presión del agua freática en los estratos de suelo cercanos al fondo de la excavación, b) disminuir las expansiones y c) facilitar la construcción, “excavando en seco”. El bombeo consiste en extraer el agua libre de la masa de suelo mientras permanezca abierta la excavación, para evitar eventuales condiciones de inestabilidad y deformaciones excesivas.

10.2.4. Flujo de agua hacia excavaciones

Al excavar por debajo del nivel freático ocurren dos fenómenos [Anzaldúa, 2002]:

- 1) Disminución de los esfuerzos totales por la descarga de la masa de suelo excavada, que genera una disminución de esfuerzos efectivos y de la presión de poro; considerando que se va excavando sin cambio de volumen, existe un efecto de succión.
- 2) Tendencia al flujo por la diferencia de niveles de agua entre el interior de la excavación y el suelo circundante.

Se producen así dos gradientes que tienden a disminuir los esfuerzos efectivos debidos a la succión por descarga y a la diferencia de niveles de agua; conforme pasa el tiempo y dependiendo de la permeabilidad del suelo y la geometría de la excavación, se desarrolla un flujo para restablecer la condición hidrostática, durante el cual aumenta el contenido de agua y disminuyen los esfuerzos efectivos.

En la práctica, la diferencia de permeabilidades y estratificación de los depósitos naturales tiene las siguientes implicaciones.

Extracción de agua en suelos arenosos. Debido a la alta permeabilidad de los suelos granulares, el flujo se establece de manera inmediata, por lo cual el bombeo en estos suelos se diseña para controlar el gasto de agua que se filtra hacia la excavación, evitar fuerzas de filtración ascendentes y poder trabajar en seco; el volumen que se requiere manejar puede variar desde $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta varios m^3/s .

Extracción de agua en suelos finos. Los depósitos de suelos arcillosos frecuentemente presentan microfisuramiento, así como intercalaciones de delgados estratos arenosos de mayor permeabilidad; en estas condiciones, el bombeo se realiza fundamentalmente para extraer el agua libre, con lo cual se evita que se activen las fisuras existentes y se disminuye al mínimo la modificación de esfuerzos efectivos por cambios en la humedad de los suelos finos; de esta manera se evitan expansiones excesivas y los asentamientos subsecuentes, así como condiciones de inestabilidad por disminución de la resistencia de los suelos. En cualquier caso, los pozos deben atravesar todos los estratos que puedan generar una falla por subpresión. En la ciudad de México son usuales los gastos de 0.1 a 0.5 l/s en excavaciones típicas de 4 a 5 m de profundidad en predios con dimensiones del orden de $50 \times 50 \text{ m}$ de lado.

10.2.5. Pruebas de bombeo

Una prueba de bombeo es parte del estudio geotécnico y para su programación debe tenerse un conocimiento completo de las condiciones estratigráficas determinadas con los sondeos, de los niveles de agua y de los resultados de ensayos de laboratorio. Asimismo, debe contarse con toda la información disponible respecto de abatimientos previos realizados en



el área, de pozos para abastecimiento de agua, o de hidrología de superficie [Anzaldúa, 2002].

Los objetivos de un sistema de bombeo son:

1. Abatir el nivel freático.
2. Captar filtraciones.
3. Mejorar la estabilidad de taludes, evitar erosión o falla de taludes.
4. Evitar el levantamiento del fondo de excavaciones o erosión del suelo por efecto del gradiente hidráulico por flujo de agua ascendente.
5. Incrementa los esfuerzos efectivos en los suelos bajo el fondo de la excavación.
6. Reducir presiones de tierras sobre estructuras de soporte temporal y tablestacas.

10.3. Consideraciones en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal [RCDF] y Normas Técnicas Complementarias [NTC] para análisis y diseño de excavaciones

En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite:

- a) De falla: colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de ademado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes y colapso del techo de cavernas o galerías.
- b) De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se desplanten en el sitio.

Para realizar la excavación, se podrán usar pozos de bombeo con objeto de reducir las filtraciones y mejorar la estabilidad. Sin embargo, la duración del bombeo deberá ser tan corta como sea posible y se tomarán las precauciones necesarias para que sus efectos queden prácticamente circunscritos al área de trabajo. En este caso, para la evaluación de los estados límite de servicio a considerar en el diseño de la excavación, se tomarán en cuenta los movimientos del terreno debidos al bombeo.

Los análisis de estabilidad se realizarán con base en las acciones aplicables señaladas en las Normas correspondientes, considerándose las sobrecargas que puedan actuar en la vía pública y otras zonas próximas a la excavación.

10.3.1. Estados límite de falla

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de la misma. El factor de resistencia será de 0.6; sin embargo, si la falla de los taludes, ademes o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a excavaciones temporales será de 15 kPa (1.5 t/m²) con factor de carga unitaria.

◆ Taludes

La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de las condiciones de presión del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas u otras discontinuidades. Se tomará en cuenta que la cohesión de los materiales arcillosos tiende a disminuir con el tiempo, en una proporción que puede alcanzar 30% en un plazo de un mes.

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles tomando en cuenta las discontinuidades del suelo. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. También se considerarán mecanismos de extrusión de estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes. Al evaluar estos últimos mecanismos se tomará en cuenta que la resistencia de la arcilla puede alcanzar su valor residual correspondiente a grandes deformaciones.

Se prestará especial atención a la estabilidad a largo plazo de excavaciones o cortes permanentes que se realicen en el predio de interés, especialmente en la zona I. Se tomarán las precauciones necesarias para que estos cortes no limiten las posibilidades de construcción en los predios vecinos, no presenten peligro de falla local o general ni puedan sufrir alteraciones en su geometría por intemperización y erosión, que puedan afectar a la propia construcción, a las construcciones vecinas o a los servicios públicos. Además del análisis de estabilidad, el estudio geotécnico deberá incluir en su caso una justificación detallada de las técnicas de estabilización y protección de los cortes propuestas y del procedimiento constructivo especificado.



◆ **Falla por subpresión en estratos permeables**

En el caso de excavaciones en suelos sin cohesión, se analizará en su caso la estabilidad del fondo de la excavación por flujo del agua. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Cuando una excavación se realice en una capa impermeable, la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, deberá considerarse que la presión del agua en este estrato puede levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo h_i del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a:

$$h_i > \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w \quad (10.2)$$

Donde

h_w es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable;

γ_w es el peso volumétrico del agua; y

γ_m es el peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor h_i resulte insuficiente para asegurar la estabilidad con un amplio margen de seguridad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de bombeo.

◆ **Estabilidad de excavaciones ademadas**

En caso de usarse para soportar las paredes de la excavación, elementos estructurales como tablestacas o muros colados en el lugar, se revisará la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluirá el elemento, por falla de fondo, y por falla estructural de los troqueles o de los elementos que éstos soportan.

La revisión de la estabilidad general se realizará por un método de análisis límite. Se evaluará el empotramiento y el momento resistente mínimo del elemento estructural, requeridos para garantizar la estabilidad.

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$p_v + \Sigma q F_C < c_u N_c F_R \quad (10.3)$$

Donde

- c_u es la cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no-consolidadas no-drenadas (UU);
- N_c es el coeficiente de capacidad de carga y que depende de la geometría de la excavación. En este caso, B será el ancho de la excavación, L su longitud y D su profundidad. Se tomará en cuenta además que este coeficiente puede ser afectado por el procedimiento constructivo;
- p_v es la presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación;
- $\Sigma q F_C$ son las sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga; y
- F_R se tomará igual a 0.7.

Los elementos de soporte deberán diseñarse estructuralmente para resistir las acciones de los empujes y las reacciones de los troqueles y de su apoyo en el suelo bajo el fondo de la excavación.

◆ Estabilidad de estructuras vecinas

De ser necesario, las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse o recimentarse. El soporte requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.

En caso de usar anclas temporales para el soporte de ademes deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las cimentaciones vecinas y/o servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse con el objetivo de asegurar su funcionamiento como elemento de anclaje. El análisis de las anclas deberá considerar la posibilidad de falla por resistencia del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor-lechada, de la adherencia lechada-terreno y de la capacidad de carga del terreno en el brocal del ancla. La instalación de anclas deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de las mismas, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto. Los anclajes temporales instalados en terrenos agresivos podrán requerir una protección especial contra corrosión.



10.3.2. Estados límite de servicio

◆ Expansiones instantáneas y diferidas por descarga

Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ecuación 10.4 a partir de los decrementos de esfuerzo vertical calculados aplicando también la teoría de la elasticidad.

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta z \quad (10.4)$$

Donde

ΔH es el asentamiento de un estrato de espesor H ;

e_0 es la relación de vacíos inicial;

Δe es la variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad; y

Δz son los espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Para reducir los movimientos inmediatos, la excavación y la construcción de la cimentación podrán realizarse por partes.

En el caso de excavaciones ademadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles.

◆ Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

En el caso de cortes ademados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Para la estimación de los movimientos horizontales y verticales inducidos por excavaciones ademadas en las áreas vecinas, deberá recurrirse a una modelación analítica o numérica que tome en cuenta explícitamente el procedimiento constructivo. Estos movimientos deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales en caso necesario.

10.3.3. Procedimiento constructivo de excavaciones

◆ Consideraciones generales

Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones podrán delimitarse con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad de acuerdo con los subcapítulos 10.3.1 y 10.3.2 de este trabajo.

Si por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte constituido por ademes, tablaestacas o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas instaladas en suelos firmes. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del flujo de agua en el subsuelo y seguirse una secuela de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas y servicios públicos.

◆ Control del flujo de agua

Cuando la construcción de la cimentación lo requiera, se controlará el flujo del agua en el subsuelo del predio mediante bombeo, tomando precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

Se escogerá el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo con el tipo de suelo. El gasto y el abatimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante la teoría del flujo de agua transitorio en el suelo. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; del tipo, diámetro y ranurado de los ademes, y del espesor y composición granulométrica del filtro. Asimismo, se especificará la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diversas etapas de la excavación.

En el caso de materiales compresibles, se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar el agua bombeada en la periferia de la excavación y de usar pantallas impermeables que la aíslen.

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad garantizará la extracción de un gasto por lo menos 1.5 veces superior al estimado. Además, deberá asegurarse el funcionamiento continuo de todo el sistema.



En suelos de muy baja permeabilidad, como las arcillas lacustres de las zonas II y III, el nivel piezométrico tiende a abatirse espontáneamente al tiempo que se realiza la excavación, por lo que no es necesario realizar bombeo previo, salvo para evitar presiones excesivas en estratos permeables intercalados. En este caso, más que abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

- a) Dar a las fuerzas de filtración una dirección favorable a la estabilidad de la excavación;
- b) Preservar el estado de esfuerzos del suelo; e
- c) Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.

En todos los casos será necesario un sistema de bombeo superficial que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos de agua. El agua bombeada arrojada al sistema de drenaje público deberá estar libre de sedimentos y contaminantes.

◆ **Tablaestacas y muros colados en el lugar**

Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia la excavación y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablaestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros colados in situ o prefabricados. Las tablaestacas o muros deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que pueden dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por los métodos indicados en los subcapítulos 10.3.1 y 10.3.2. El sistema de apuntalamiento podrá también ser constituido por anclas horizontales instaladas en suelos firmes o muros perpendiculares colados en el lugar o prefabricados.

◆ **Secuencia de excavación**

El procedimiento de excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.

Al efectuar la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores compatibles con el comportamiento de la propia estructura o de edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en planta en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, asimismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión inducidos por el terreno.

◆ **Protección de taludes permanentes**

En el diseño de los sistemas de protección de taludes naturales o cortes artificiales permanentes, se tomará en cuenta que las deformaciones del suelo protegido deben ser compatibles con las del sistema de protección empleado. Se tomará asimismo en cuenta el efecto del peso del sistema de protección sobre la estabilidad general o local del talud durante y después de la construcción. Por otra parte, los sistemas de protección deberán incluir elementos que garanticen un drenaje adecuado y eviten el desarrollo de presiones hidrostáticas que puedan comprometer la estabilidad del sistema de protección y del propio talud.

En caso de usar anclas pasivas o activas para la estabilización del talud deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las construcciones vecinas y/o en los servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse con el objetivo de asegurar su funcionamiento como elemento de anclaje. Las anclas activas deberán analizarse e instalarse tomando en cuenta lo señalado en la sección 10.3.1., en lo correspondiente a estabilidad de estructuras vecinas. Por otra parte, se tomarán las precauciones necesarias para proteger las anclas contra corrosión, con base en pruebas que permitan evaluar la agresividad del terreno, principalmente en cuanto a resistividad eléctrica, pH, cantidad de sulfuros, sulfatos y cloruros. Se prestará particular atención a la protección de los elementos que no se encuentran dentro del barreno y en especial en la zona del brocal (placas de apoyo, cuñas, tuercas, zona terminal del elemento tensor, etc.).

10.4. Comparativa

Práctica de la Ingeniería Civil	Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias
Los objetivos de un sistema de bombeo son:	Para realizar la excavación, se podrán usar



<p>1.- Captar filtraciones y abatir el nivel freático.</p> <p>2.- Mejorar la estabilidad de taludes, evitar erosión o falla de taludes y reducir el área de trabajo.</p> <p>3.- Evitar el levantamiento del fondo de excavaciones o licuación por efecto de flujo de agua ascendente.</p> <p>4.- Incrementa los esfuerzos efectivos en los suelos bajo el fondo de la excavación.</p> <p>5.- Reducir presiones de tierras sobre estructuras de soporte y tablestacas.</p>	<p>pozos de bombeo con objeto de reducir las filtraciones y mejorar la estabilidad.</p> <p>El bombeo tendrá como objetivo:</p> <p>a.- Dar a las fuerzas de filtración una dirección favorable a la estabilidad de la excavación;</p> <p>b.- Preservar el estado de esfuerzos del suelo; e</p> <p>c.- Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.</p>
<p>Comentario: Una prueba de bombeo es parte esencial del estudio geotécnico y para su programación y realización debe tenerse un conocimiento completo de los objetivos a cumplir y de los resultados que brinda. Asimismo, debe contarse con toda la información disponible respecto al procedimiento. Por lo que, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal da la pauta para realizar una prueba de bombeo en una excavación.</p>	
<p>La expansión inmediata puede estimarse mediante la siguiente fórmula simplificada, obtenida a partir de la teoría de la elasticidad, considerando una relación de Poisson $\nu = 0.5$:</p> $\delta_{ei} = m_{ue} p_d B F_f F_p$ <p>Donde</p> <p>p_d Presión total al nivel del fondo antes de excavar</p> <p>B Ancho de la excavación</p> <p>m_{ue} Módulo de expansión elástica medio de los estratos de arcilla expandibles bajo el fondo de la excavación</p> <p>F_f y F_p Factores de forma y de profundidad</p>	<p>Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ecuación:</p> $\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta z$ <p>Donde</p> <p>ΔH es el asentamiento de un estrato de espesor H;</p> <p>e_0 es la relación de vacíos inicial;</p> <p>Δe es la variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad; y</p> <p>Δz son los espesores de estratos elementales</p>

	dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes
Esta expresión corresponde al cálculo de expansiones en términos de esfuerzos totales.- Es usual determinar las expansiones aplicando directamente las expresiones de la teoría de la elasticidad y módulos de deformación obtenidos con pruebas no drenadas; en este caso se considera que las condiciones de esfuerzos y drenaje que determinan los módulos de las probetas ensayadas coinciden con las inducidas por la excavación.	Esta expresión corresponde al cálculo de expansiones en términos de esfuerzos efectivos.- En este caso se requiere conocer tanto el cambio en esfuerzos totales como en la presión de poro, así como el módulo de deformación en términos de esfuerzos efectivos.
Comentario: En el procedimiento descrito por el RCDF se pasa por alto la variación de las presiones de poro y se ocupa para calcular el cambio de los esfuerzos efectivos.	
Para lograr la seguridad de las excavaciones, se debe estar prevenido de las consecuencias que provoca el uso de diferentes procedimientos de construcción, se deberá tener cuidado de no realizar métodos de excavación y de apuntalamiento que no puedan efectuarse sin causar daño a las propiedades vecinas y asegurarse de que el método propuesto para apuntalar las excavaciones es capaz de reducir los asentamientos a valores aceptables.	Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. La excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.
Comentario: El texto de la práctica profesional nos da una idea clara de cómo hay que dar una secuencia a los procedimientos constructivos. No es raro que la excavación y el apuntalamiento de una misma obra lo hagan diferentes contratistas, la tendencia del contratista de excavación es adelantar todo lo posible antes de que se coloque el apuntalamiento, lo cual debe evitarse. La solución para reducir los movimientos del terreno es ir colocando puntales conforme se va avanzando la excavación y preesforzarlos.	



10.5. Resumen y conclusiones

Sin duda, en un informe geotécnico, el bombeo forma parte fundamental. La estabilidad de la estructura, depende en mucho de hacer una buena investigación del terreno, del nivel freático, de las condiciones estratigráficas, asimismo de realizar un buen procedimiento de bombeo, tomando en cuenta todas las condiciones que puedan afectar a las construcciones vecinas.



CAPÍTULO 11. CONCLUSIONES

Las conclusiones que se derivan de este estudio son:

- ◆ Debe quedar muy claro que las NTC–Cimentaciones no son un manual de diseño, sino que son el instrumento normativo mediante el que la autoridad establece las normas mínimas que deben cumplir el diseño y la construcción de cimentaciones en la ciudad; debe por tanto diferenciarse y separarse de lo que es estrictamente el análisis y diseño de la cimentación. Estas dos últimas actividades deben realizarse poniendo en juego todos los conocimientos y medios que la ingeniería geotécnica nos proporciona para resolver una cimentación; una vez que se ha llegado a un diseño, las normas correspondientes, no tienen más función que: 1) la de revisar si los “criterios de seguridad” a que se llega con los métodos adoptados de análisis y diseño satisfacen los requerimientos mínimos de seguridad y 2) si los procedimientos constructivos propuestos están de acuerdo con el estado actual de la práctica de la ingeniería.
- ◆ Los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985 exigieron la revisión incluso de los principios básicos y las prácticas de diseño y construcción de cimentaciones comúnmente aceptados en la ciudad de México. Esta compleja problemática de la práctica geotécnica en esta ciudad está reconocida en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones y para Diseño por Sismo, al señalarse que estas actividades presentan dificultades muy superiores a las que son usuales en otras ciudades.
- ◆ En el diseño de una cimentación y de cualquier estructura es necesario estimar las acciones que actuarán sobre ella a lo largo de su vida útil; sin embargo, la determinación de su magnitud es probablemente una de las etapas más difíciles del diseño, ya que se pueden presentar variaciones durante la construcción y operación de tal estructura; ello implica que se debe tener en cuenta de manera explícita la condición de tal incertidumbre.

Por lo que toca a los ejemplos numéricos de casos reales, en los que se pusieron en práctica los distintos métodos, se alcanzaron las conclusiones siguientes:

◆ En el ejemplo 1:

El espectro para diseño sísmico de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, de cierta forma tiene más precisión en el cálculo ya que la zonificación sólo es del Distrito Federal basado en una clasificación del tipo de suelo.

El procedimiento que se sigue en la práctica de la ingeniería civil, nos permite definir espectros de diseño sísmico para cualquier parte de la República Mexicana. Por su parte, el Reglamento de Construcciones nos permite calcular el espectro para el Distrito Federal, con mayor exactitud en la zona Lacustre, ya que es bien sabido que los movimientos sísmicos son amplificados en esta zona de la ciudad de México. Esta zona consiste de estratos arcillosos con contenido de agua de hasta 400% apoyados sobre depósitos más competentes.

Se ha presentado una revisión de los criterios especificados en las NTCDS–DF y el MDS–CFE para considerar los efectos de sitio e interacción suelo–estructura. Se repasaron los modelos en que están basados dichos criterios y se examinaron los resultados que se obtienen de su aplicación. Asimismo, se plantearon aquellos efectos de sitio e interacción que no se consideran de forma explícita, a fin de que en la práctica se tengan presentes las limitaciones reglamentarias que derivan del estado actual del conocimiento.

Los criterios reglamentarios vigentes sobre efectos de sitio e interacción suelo–estructura son particularmente sencillos, ya que la principal intención de las NTCDS–DF y el MDS–CFE es sentar las bases para la consideración explícita de dichos efectos.

- ◆ En el ejemplo 2 de una casa–habitación de 2 niveles, resultó el análisis del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal con un factor de seguridad más bajo. En el ejemplo 3 y 4, que se trata de la losa de cimentación y cajón de cimentación respectivamente. De este ejemplo se concluye lo inadecuado del diseño de una cimentación, en el que se toma en cuenta tan solo una distribución uniforme de presiones sobre todos los puntos, basada en áreas tributarias y considerando únicamente condiciones estáticas. Se muestra la importancia de tener presente la rigidez de la losa o cajón, así como las acciones generadas por un sismo, que conducen a altas concentraciones de esfuerzo en las orillas de la cimentación.



- ◆ Las cimentaciones antes señaladas cumplen con los estados límites de falla y de servicio indicados por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.



CAPÍTULO 12. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

❧ A ❧

- [1] Anzaldúa, R. (2002), "*Tomo II: Manual de Construcción Geotécnica – Abatimiento del nivel freático para la construcción*", SMMS.
- [2] Arnal, L. y Betancourt, M. (2005), "*Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*", 5ª. Edición, Ed. Trillas, México, D. F.
- [3] Association of Geotechnical & Geoenvironmental Specialists >AGS<. (2003), "*Guidelines for the Preparation of the Ground Report*", Gran Bretaña.
- [4] ASTM International. (2008), "*Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils Designation: D-1586-08a*", Gran Bretaña.

❧ B ❧

- [5] Barnes, G.E. (2000). "*Soil Mechanics Principles and Practice*", 2nd Edición, Palgrave.
- [6] Bowles, J. E. (1992), "*Engineering Properties of Soils and their Measurement*", Fourth Edition, Ed. McGraw-Hill.
- [7] Bowles, J. E. (1996), "*Foundation Analysis and Design*", Fifth Edition, Ed. McGraw-Hill.

❧ C ❧

- [8] Comisión Federal de Electricidad (1980), "*Manual de Diseño de Obras Civiles*", Geotecnia, Tomo B.2.2. Propiedades Físicas y Mecánicas de los Suelos, México.
- [9] Comisión Federal de Electricidad (1981), "*Manual de Diseño de Obras Civiles*", Geotecnia, Tomo B.2.4. Cimentaciones en Suelos, México.
- [10] Comisión Federal de Electricidad (2008), "*Manual de Diseño de Obras Civiles*", Diseño por Sismo, México.

❧ D ❧

- [11] Damy, J., (1985). "*Integración de las superficies de Boussinesq, Westergaard y Frölich, sobre superficies poligonales de cualquier forma, cargadas con fuerzas verticales uniformemente repartidas*", Estudios e Investigaciones Recientes, Conferencia presentada en la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. 82–86.
- [12] Damy, J. y Casales, G. (1985). "*Soil stresses under a polygonal area uniformly loaded*", Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, ASCE, New York, N.Y., 2, 733–735.

❧ F ❧

- [13] Flores, A., Gómez, E., y Romo, M.P. (2002), "*Automatización del Equipo Triaxial Dinámico de Columna Resonante*". Memorias de la Reunión Nacional de la SMMS, Querétaro, 2002.

❧ G ❧

- [14] Gobierno del Distrito Federal. (2004), "*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*", Tomo I, México.
- [15] Gutiérrez, C. (1992), "*Abatimiento del Nivel Freático para Construcción de Cimentaciones*", Tesis de Maestría en Ingeniería (Mecánica de Suelos), DEPMI, UNAM, México.



❧ H ❧

- [16] Hjort, E. (*), "*Reflexiones sobre la Evolución de los Criterios Sísmicos de Análisis y Diseño de Estructuras, que han influenciado el Desarrollo de las Obras Civiles en México*", Memoria 40 Años de Investigación y Práctica en Geotecnia, Tomo II.
- [17] Hunt, R. (2007), "*Geotechnical Investigation Methods A Field Guide for Geotechnical Engineers*", CRC Press Taylor & Francis Group.

❧ J ❧

- [18] Jaime, A. y Montoya, A. (2008), "*Análisis de Confiabilidad en Geotecnia, Cuatro Enfoques*", Instituto de Ingeniería, UNAM.
- [19] Jaime, A. y Romo, M.P. (1988). "*Características del Suelo en el Sitio División del Norte y Tlalpan*", Instituto de Ingeniería, UNAM.
- [20] Jaime, A. (1987). "*Características Dinámicas de la Arcilla del Valle de México*", Tesis de Doctorado en Ingeniería (Geotecnia), Tomo I y Tomo II, DEPMI, UNAM, México.
- [21] Jaime, A. (1980), "*Comportamiento Dinámico de Suelos*". Memorias de la 10ª Reunión Nacional de la SMMS, Vol. 1, Morelia, Michoacán, Noviembre 1980.
- [22] Jaime, A. (1990), "*Comportamiento de Pilotes de Fricción en Arcilla Blanda*", Instituto de Ingeniería, UNAM.
- [23] Jaime, A. y Paniagua, W.I. (1990), "*Compresibilidad Secundaria de Arcillas. Un Análisis Comparativo*". Instituto de Ingeniería, UNAM.
- [24] Jaime, A. y Ruedas, R. (2007), "*Eficiencia de Grupos de Pilotes sometidos a Carga Lateral*". Revista Ingeniería de la Facultad de Ingeniería, UNAM, Vol. VIII, No. 002, Abril–Junio 2007.
- [25] Jaime, A. (1988), "*Geotecnia y Sismicidad en el Valle de México*". Publicación No. D–29, Instituto de Ingeniería, UNAM.

- [26] Jaime, A. (1997), "*Ingeniería de Cimentaciones, Pasado y Práctica Actual*", Ciclo de Conferencias "Reunión Conmemorativa de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos", Segundo Volumen, P. p. 117–142.
- [27] Jaime, A. y Jasso, M. (1991), "*Usos y Abusos del Cono Eléctrico en la Ciudad de México*", Revista Ingeniería de la Facultad de Ingeniería, UNAM, Vol. 61, No. 2, Abril–Junio 1991.
- [28] Juárez, S.E. (2008), "*Prácticas de Laboratorio de Mecánica de Suelos*", Posgrado en Ingeniería, UNAM.

❧ K ❧

- [29] Kramer, S. L. (1996), "*Geotechnical Earthquake Engineering*". Prentice Hall. New Jersey.

❧ L ❧

- [30] Leonards, G. A. (1962), "*Foundation Engineering*", Ed. Mc–Graw Hill, Tokio, Japón.

❧ M ❧

- [31] Marsal, R.J. (1986). "*Notas sobre el Diseño y Construcción de Cimentaciones en el Distrito Federal*", Comisión Federal de Electricidad, México, D.F.
- [32] Meli, R. (2000). "*Diseño Estructural*", Limusa Noriega Editores, México, D.F.
- [33] Mendoza, M.J. (2007). "*Comportamiento y Diseño de Cimentaciones Profundas en la Ciudad de México*", México, D.F.

❧ N ❧

- [34] Naval Facilities Engineering Command, (1986). "*Design Manual: Foundations and Earth Structures*", NAVFAC, Washington, D.C.



❧ O ❧

- [35] Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación, S.C., (2003). "*Norma Mexicana NMX-C-430-ONNCCE-2002: Industria de la Construcción-Geotecnia-Cimentaciones-Sondeos de Pozo a Cielo Abierto*".
- [36] Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación, S.C., (2003). "*Norma Mexicana NMX-C-431-ONNCCE-2002: Industria de la Construcción-Geotecnia-Cimentaciones-Toma de Muestra Alterada e Inalterada-Métodos de Prueba*".
- [37] Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación, S.C., (2003). "*Norma Mexicana NMX-C-432-ONNCCE-2002: Industria de la Construcción-Geotecnia-Cimentaciones-Ensaye de Compresión Triaxial-Método de Prueba*".
- [38] Osorio, L. (2007), "*Caracterización de Parámetros Sísmicos en el Lago de Texcoco*", Tesis de Maestría en Ingeniería (Mecánica de Suelos), DEPMI, UNAM, México.
- [39] Ovando E. y Segovia J.A. (1996), "*Licuação de Arenas*", TGC Geotecnia, S.A. de C.V.

❧ P ❧

- [40] Peck, R. Hanson, W. y Thornburn, T. (2008), "*Ingeniería de Cimentaciones*", Ed. Limusa, México, D. F.
- [41] Poulos, H.G. y Davis, E.H. (1974). "*Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*", John Wiley & Sons, Inc., Sydney.
- [42] Comisión Federal de Electricidad (2008), "*PRODISIS: Programa para Diseño Sísmico*", Diseño por Sismo, México.

❧ R ❧

- [43] Rico, A. y Del Castillo, H. (2006), "*La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*", Volumen 1, Limusa Noriega Editores, México, D. F.

- [44] Rivera, R. (2004), "*Notas del Curso de Laboratorio de Mecánica de Suelos I*", Ed. SMMS.

S

- [45] Santoyo, E., Lin, R. y Ovando, E. (1989), "*El Cono en la Exploración Geotécnica*", TGC Geotecnia, México.
- [46] Santoyo, E., Ovando, E., Mooser, F. y León, E. (2005), "*Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México*", TGC Geotecnia, México.
- [47] Secretaría de Comunicaciones y Transportes >SCT< (2001), "*Norma de Construcción de Carreteras–Conceptos de Obra–Cimentaciones–Tablestacados N–CTR–CAR–I–06–006/01*", México, D.F.
- [48] Simons, N. y Menzies, B. (1975), "*A Short Course in Foundation Engineering*", 2nd edición, Thomas Telford.
- [49] Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. >SMMS< (2001), "*Manual de Cimentaciones Profundas*", 2nd edición, México, D.F.
- [50] Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. >SMMS< (1978), "*El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México*", México, D.F.
- [51] Sowers, G.B. y Sowers, G.F. (1994), "*Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*", Limusa Noriega Editores.

T

- [52] Taboada, V.M. (1987), "*Respuesta Sísmica de Depósitos de Suelos Granulares*", Tesis de Maestría en Ingeniería (Mecánica de Suelos), DEPI, UNAM, México.
- [53] Tamez, E. (2001). "*Ingeniería de Cimentaciones*", TGC Geotecnia, S.A. de C.V.
- [54] Téllez, A. (1899). "*Apuntes acerca de los Cimientos de los Edificios en la Ciudad de México*", Compilación de Artículos Técnicos de Ingeniería escritos a Principio de Siglo, XXV Aniversario de la SMMS, Edición Conmemorativa 1982.
- [55] Tomlinson, M. J. (1996). "*Cimentaciones*", Ed. Trillas, México, D. F.



- [56] Tomlinson, M. J. (1986). "*Foundation Design and Construction*", Ed. Longman Scientific & Technical, New York.

❧ Z ❧

- [57] Zeevaert, L. (1990), "*Conceptos Básicos en el Diseño de Cimentaciones Compensadas sin y con Pilotes de Fricción*", SMMS, México, D.F.
- [58] Zeevaert, L. (1983), "*Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*", Ed. Van Nostrand Reinhold Company, New York.



APÉNDICE A. TABLAS Y FIGURAS

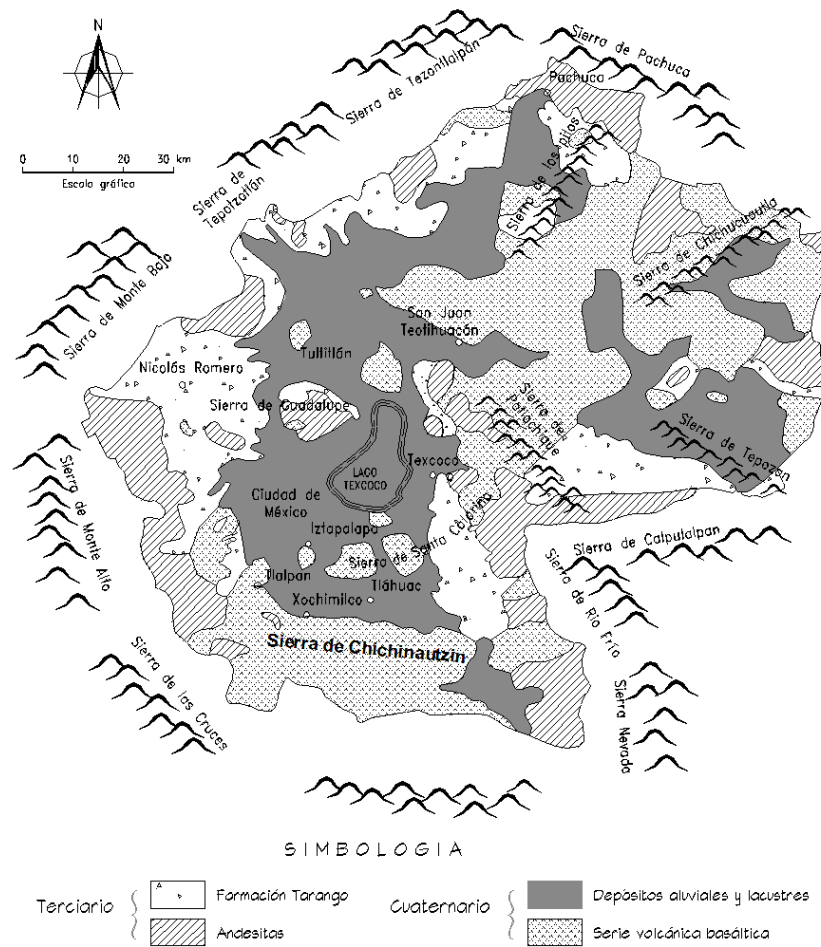


Figura A-1. Mapa geológico general del Valle de México.

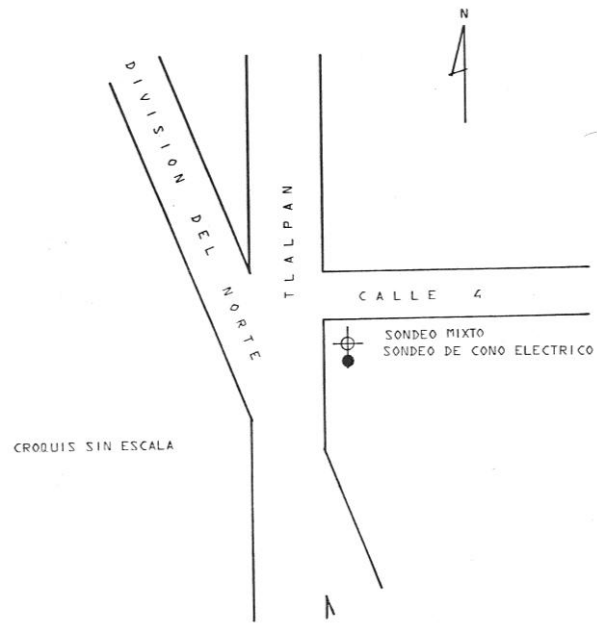


Figura A-2. Localización de los sondeos [Jaime y Romo, 1988].

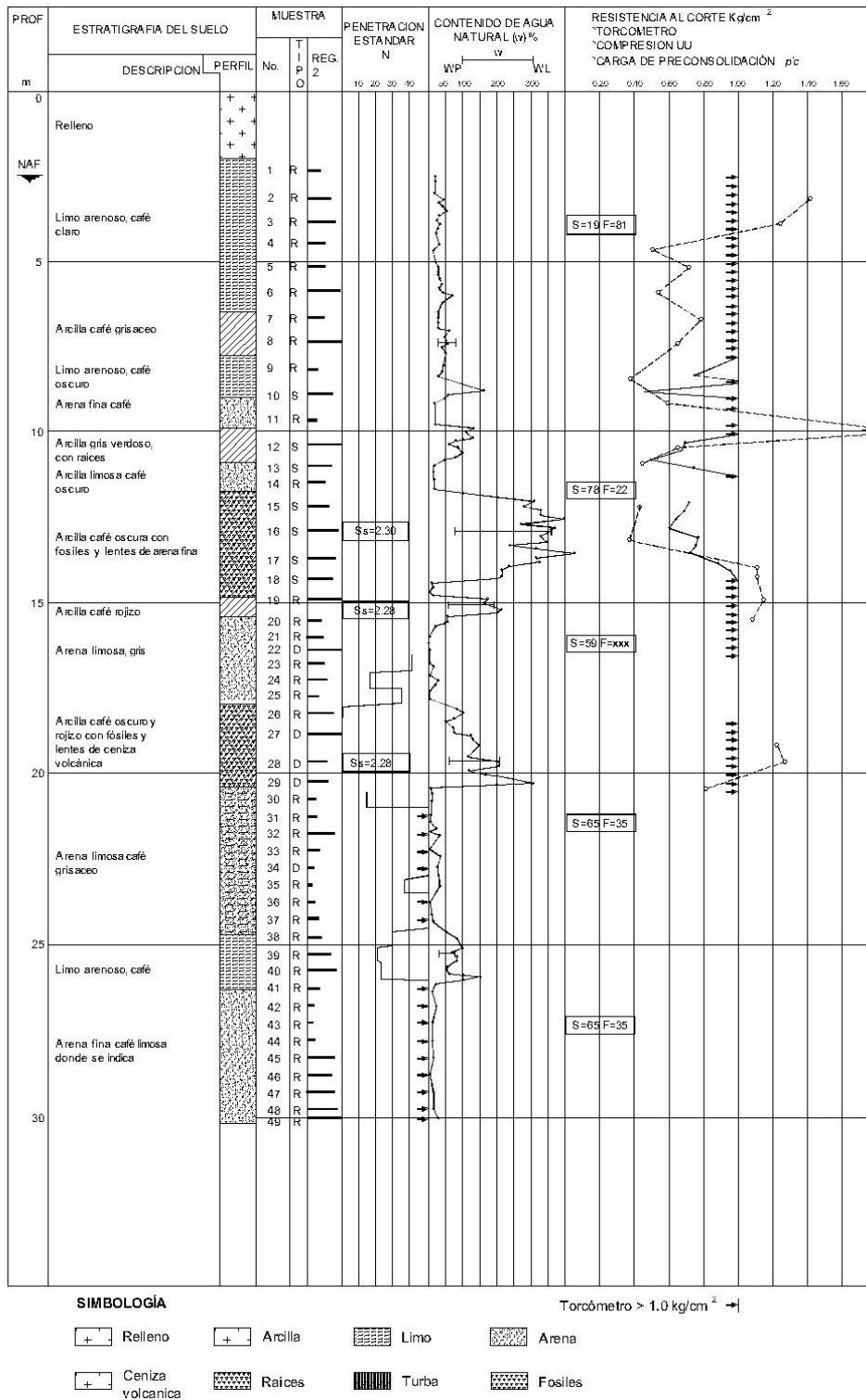


Figura A-4. Perfil estratigráfico y propiedades [Jaime y Romo, 1988].



Tabla A-1. Resumen de resultados de pruebas de laboratorio.

Elevación en (m)		Estrato	Peso volumétrico γ_m	Contenido de agua ω	Presión confinante	Módulo de deformación tangente al origen M_1	Deformación unitaria a la falla ϵ_f	Resistencia al corte en condiciones no drenadas C_{uu}
De:	A:		(t/m^3)	(%)	σ_c (kg/cm^2)	(kg/cm^2)	(%)	(kg/cm^2)
0.00	2.00	Relleno	---	---	---	---	---	---
2.00	6.50	Limo arenoso, café claro	1.831	24	0.36	245	2.62	1.42
			1.673	40	0.41	97	3.03	1.25
			1.458	45	0.46	60	2.36	0.50
			1.867	22	0.50	173	2.85	0.72
			1.609	46	0.55	77	1.83	0.54
6.50	7.70	Arcilla café grisáceo	1.865	32	0.60	95	2.37	0.79
			1.612	57	0.66	95	2.63	0.65
7.70	9.00	Limo arenoso, café oscuro	1.577	58	0.73	42	3.13	0.38
			1.690	47	0.78	110	1.65	0.61
9.00	9.90	Arena fina café	1.690	47	0.78	110	1.65	0.61
			1.801	39	0.83	213	2.40	2.04
9.90	11.00	Arcilla gris verdoso, con raíces	1.359	156	0.85	58	5.36	0.66
			1.659	56	0.87	85	4.74	0.46
11.00	11.80	Arena limosa, café oscuro	---	---	---	---	---	
11.80	14.80	Arcilla café oscuro, con fósiles y lentes de arena fina	1.187	352	0.90	71	2.73	0.45
			1.171	315	0.93	80	2.78	0.39
			1.217	238	0.95	85	5.30	1.14
			1.207	152	0.96	80	5.31	1.13
14.80	15.40	Arcilla café rojizo	1.256	187	0.98	80	5.25	1.17
			1.272	190	0.99	150	1.62	1.11
15.40	18.00	Arena limosa, gris	---	---	---	---	---	
18.00	20.40	Arcilla café, oscuro y rojizo, con fósiles y lentes de ceniza volcánica	1.314	143	1.07	175	1.75	1.23
			1.260	197	1.08	125	2.54	1.28
			1.197	346	1.10	150	2.44	0.82

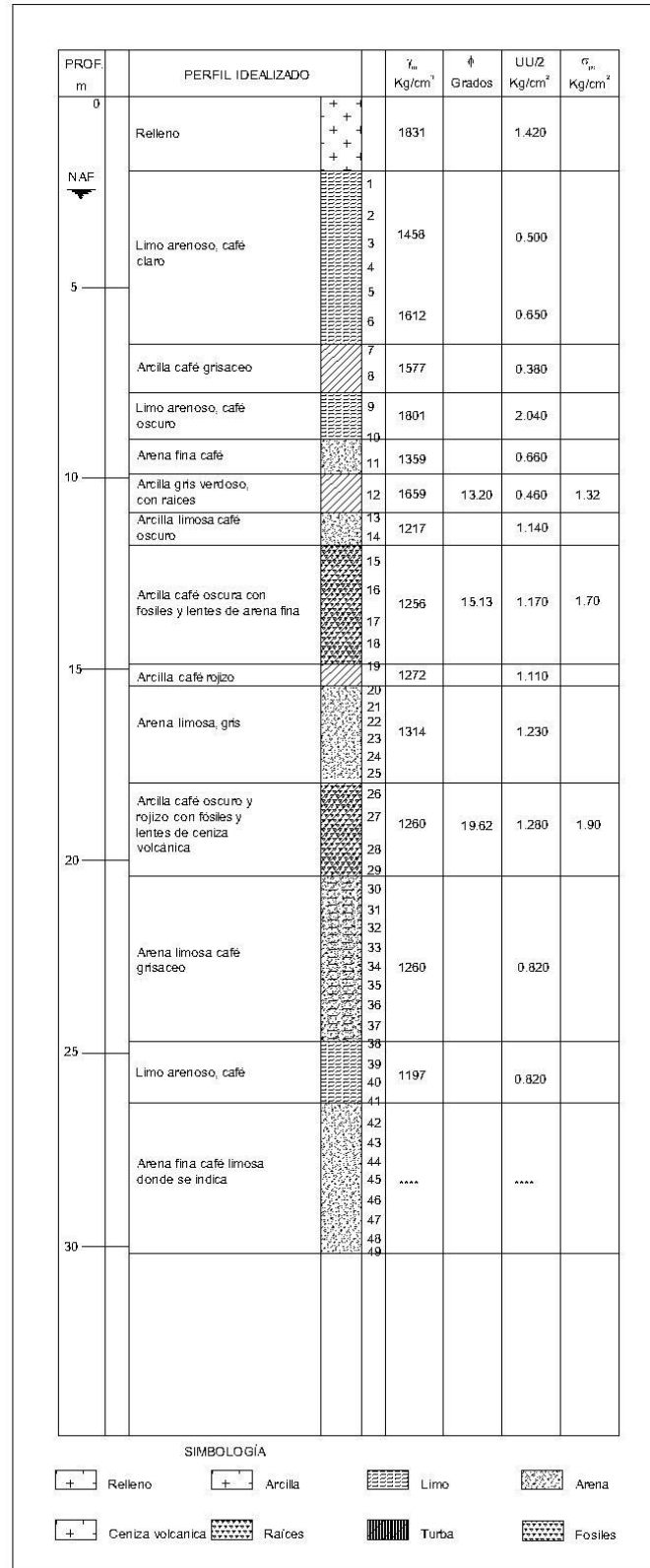


Figura A-5. Perfil idealizado y propiedades.

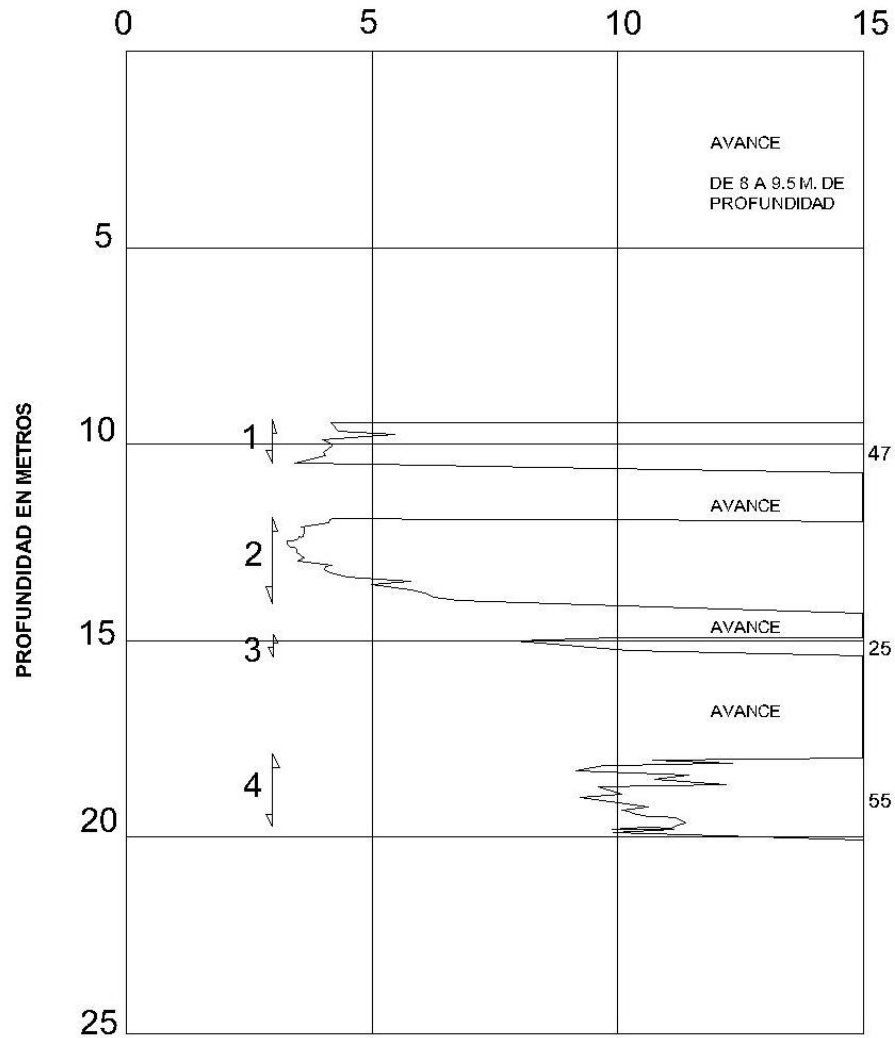
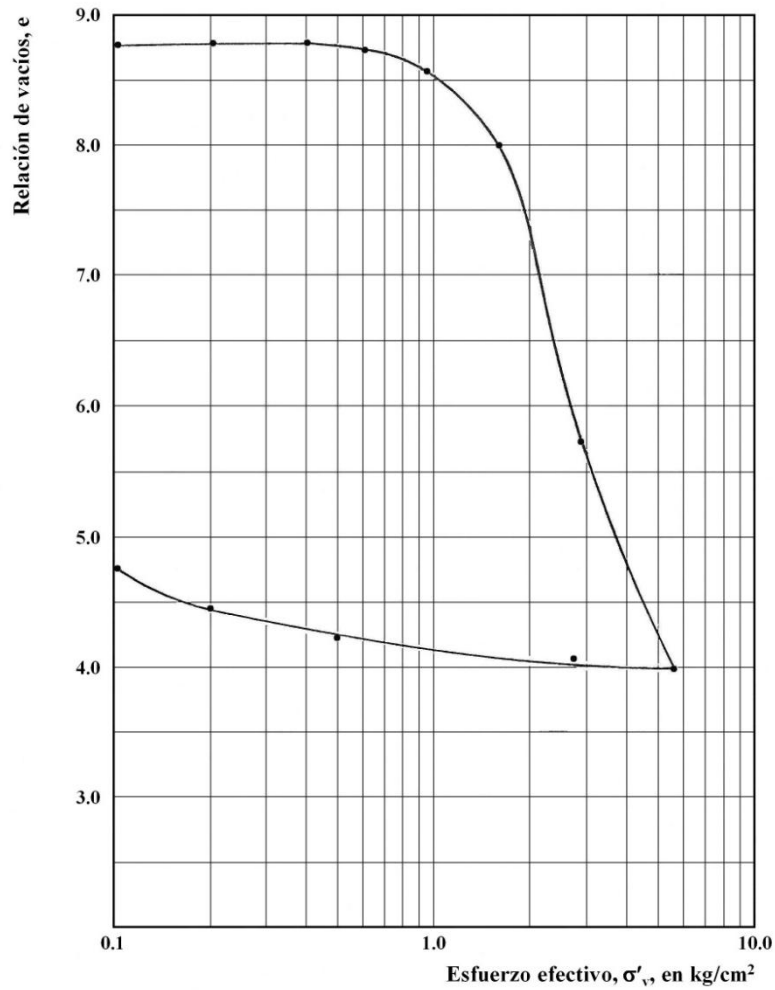


Figura A-6. Sondeo de cono eléctrico [Jaime y Romo, 1988].

Proyecto 0187
 Sondeo Div. del Norte y Tlalpan
 Muestra 16-2
 Profundidad 12.87 m
 Descripción Arcilla café oscuro, con fósiles y lentes de arena fina



$\omega_i =$	367.00	%
$e_i =$	8.79	(*)
$\sigma'_0 =$	0.97	kg/cm ²
$\sigma'_{pc} =$	1.32	kg/cm ²
OCR =	1.36	(*)
$S_i =$	96.00	%
$S_s =$	2.30	(*)

Figura A-7. Curva de compresibilidad, profundidad 12.87 m [Jaime y Romo, 1988].



Proyecto SC-0187
Sondeo Div. del Norte y Tlalpan
Muestra 19-2
Profundidad 14.87 m
Descripción Arcilla café rojizo

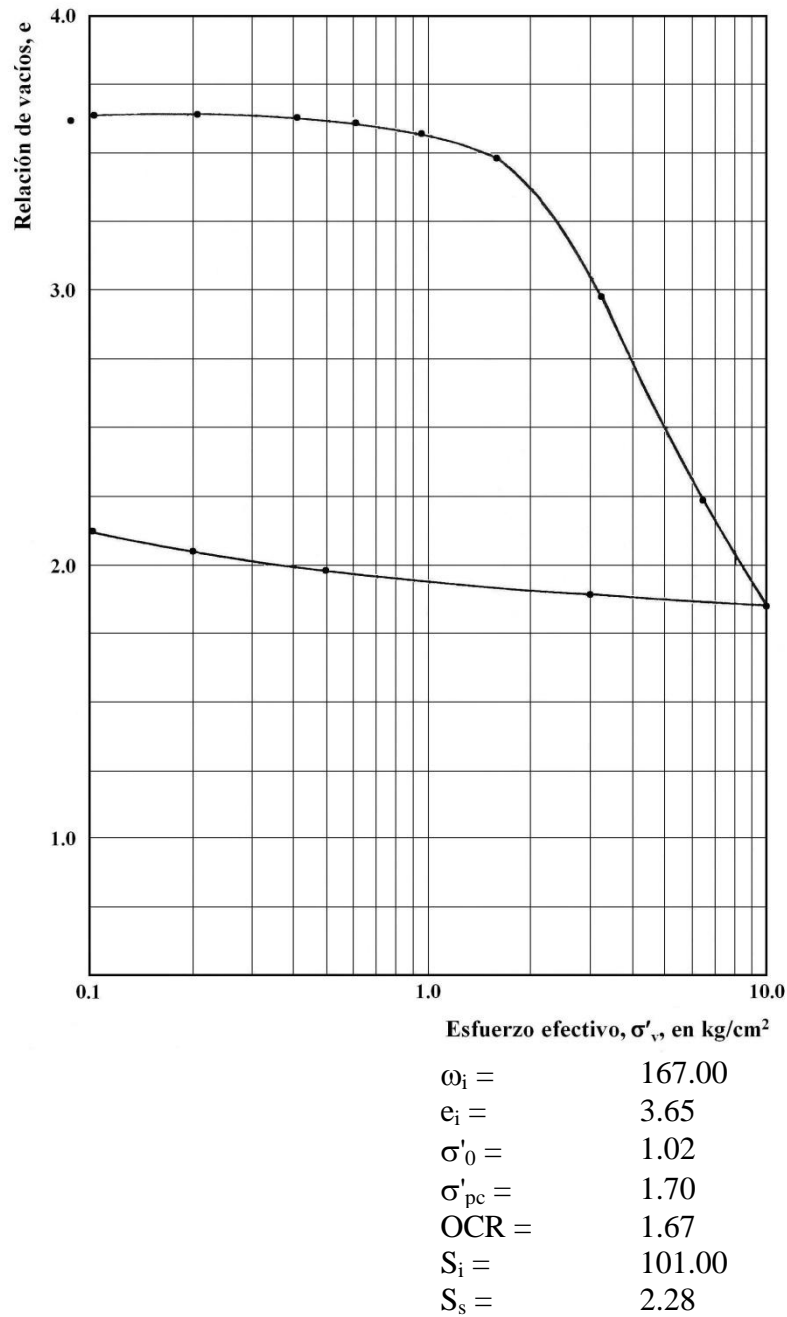
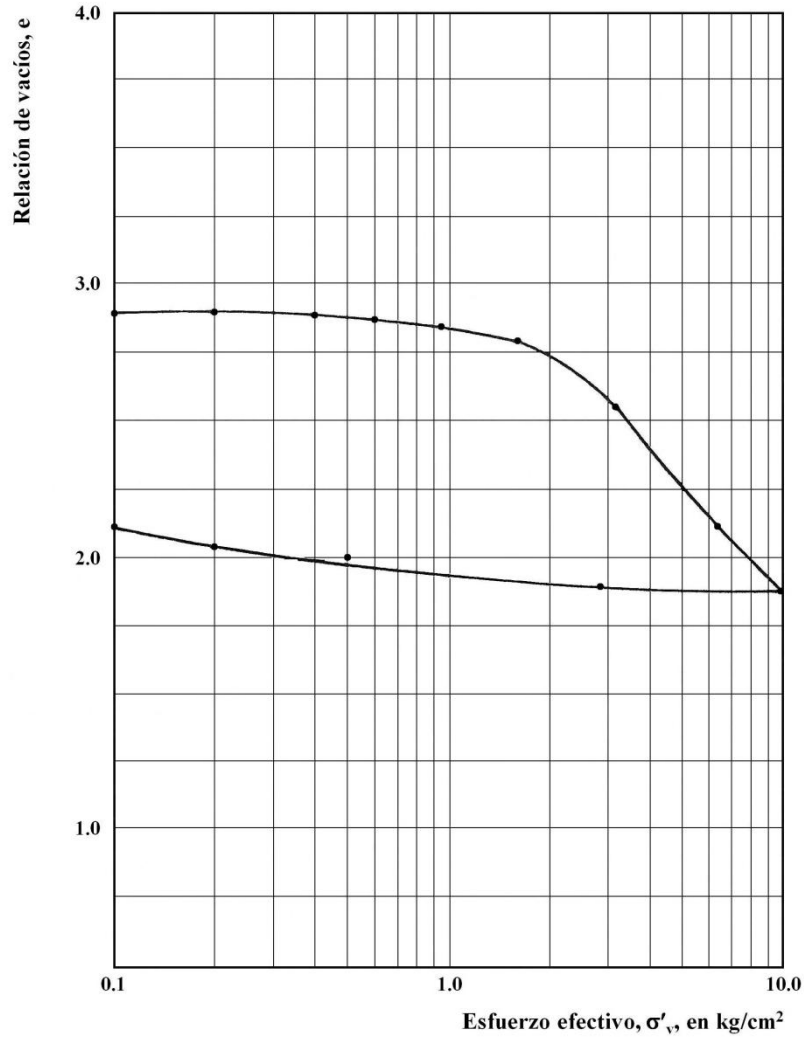


Figura A-8. Curva de compresibilidad, profundidad 14.87 [Jaime y Romo, 1988].

Proyecto 0187
 Sondeo Div. del Norte y Tlalpan
 Muestra 28-2
 Profundidad 19.50 m
 Descripción Arcilla café oscuro y rojizo, con fósiles y lentes de ceniza volcánica



$e_i =$	2.91	
$\sigma'_0 =$	1.15	kg/cm ²
$\sigma'_{pc} =$	1.90	kg/cm ²
OCR =	1.65	
$S_i =$	98.00	%
$S_s =$	2.30	

Figura A-9. Curva de compresibilidad, profundidad 19.50 m [Jaime y Romo, 1988].