INGENIERÍA DE CIMENTACIONES

PECK . HANSON . THORNBURN

LIMUSA
NORIEGA EDITORES

INGENIERÍA DE CIMENTACIONES

Temas que trata la obra:

PARTE A. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DEL SUBSUELO

- Identificación y clasificación de los suelos y rocas
- Propiedades hidráulicas de los suelos de las rocas
- Carácter de los depósitos naturales

PARTE B. TIPO DE CIMENTACIONES Y MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN

- Excavaciones y ademes
- Drenaje y estabilización
- Cimentaciones piloteadas
- Daños producidos por las operaciones de construcción

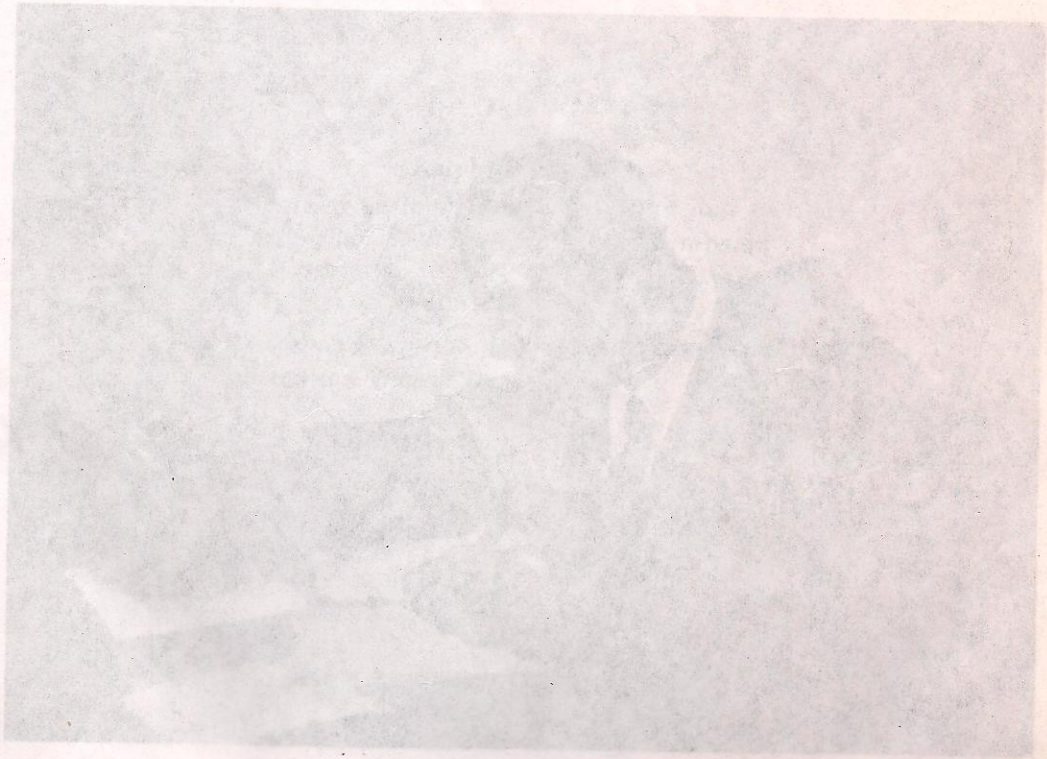
PARTE C. SELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN Y BASES PARA EL PROYECTO

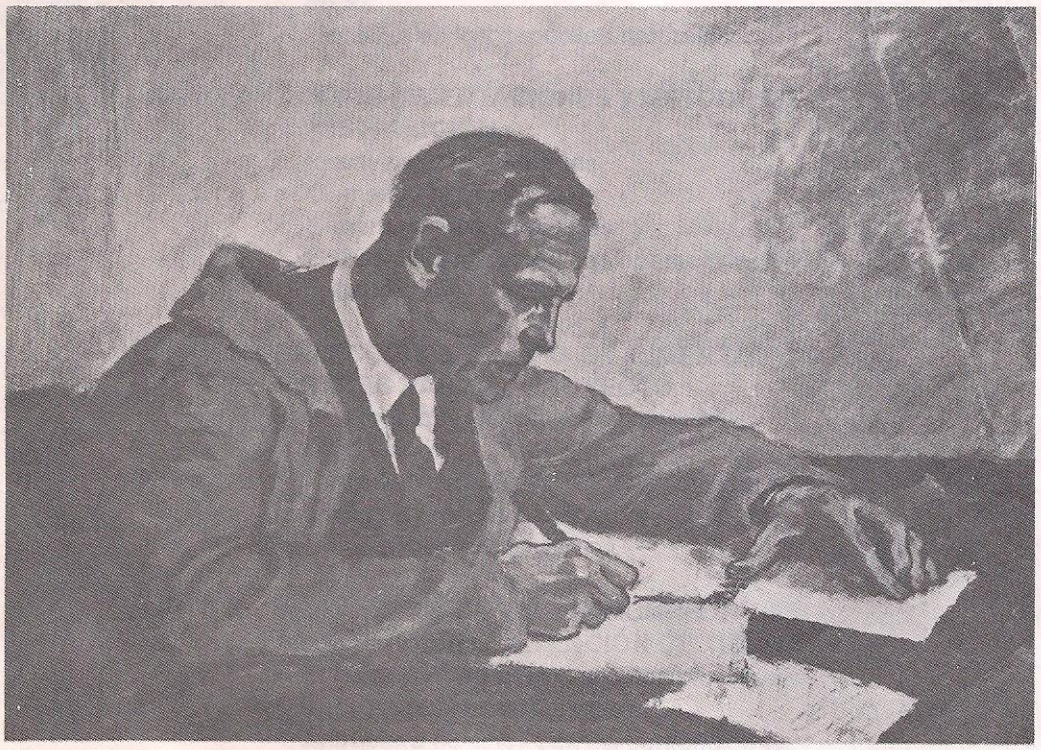
- Factores que determinan el tipo de cimentación
- Cimentaciones de arcilla y en limo plástico
- Cimentaciones en suelos heterogéneos
- Cimentaciones sobre roca

PARTE D. PROYECTOS DE CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN DE TIERRA

- Zapatas individuales y zapatas para muros
- Zapatas sujetas a momentos
- Estructura flexibles para la contención de tierra

INGENIERÍA DE CIMENTACIONES





Karl Terzaghi (1883-1963)

Fundador y guía espiritual de la Mecánica de Suelos, destacado ingeniero geólogo y prominente ingeniero de cimentaciones. Fue el primero en realizar una investigación exhaustiva de las propiedades ingenieriles de los suelos; creó o adoptó la mayor parte de los conceptos necesarios para comprender y predecir el comportamiento de las masas de suelo. Desarrolló las técnicas principales para la aplicación de los métodos cíentificos a la construccción de cimentaciones y obras de tierra.

INGENIERÍA DE CIMENTACIONES

Ralph B. Peck
Profesor de Ingeniería de Cimentaciones
Universidad de Illinois, Urbana-Champaign

Walter E. Hanson
Ingeniero Consultor y Socio Principal de
Ingenieros Hanson Inc., Springfield, Illinois

Thomas H. Thornburn
Profesor de Ingeniería Civil
Universidad de Illinois, Urbana-Champaign

LIMUSA
NORIEGA EDITORES
MÉXICO • España • Venezuela • Colombia

Versión autorizada en español de la obra publicada en inglés con el título:
FOUNDATION ENGINEERING
© John Wiley & Sons, Inc.

Colaborador en la traducción:
JOSÉ LUIS LEPE SAUCEDO
Ingeniero civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Guadalajara, México.

Revisión:
HERMILO DEL CASTILLO MEJÍA
Ingeniero civil de la Universidad Nacional Autónoma de México. Profesor visitante de la Universidad de Chiapas y profesor de carrera de la Universidad Autónoma Metropolitana de Azcapotzalco.

La presentación y disposición en conjunto de

INGENIERÍA DE CIMENTACIONES

son propiedad del editor. Ninguna parte de esta obra puede ser reproducida o transmitida, mediante ningún sistema o método, electrónico o mecánico (incluyendo el fotocopiado, la grabación o cualquier sistema de recuperación y almacenamiento de información), sin consentimiento por escrito del editor.

Derechos reservados:

© 1998, EDITORIAL LIMUSA, S.A. de C.V.
GRUPO NORIEGA EDITORES
Balderas 95, México, D.F.
C.P. 06040
☎ 521-21-05
01(800) 7-06-91
512-29-03
cnoriega@mail.internet.com.mx

CANIEM Núm. 121

Décima reimpresión

Hecho en México
ISBN 968-18-1414-2

Prólogo

La organización general y los objetivos de esta segunda edición no difieren de los que tuvo la primera, pero ésta será más útil para los profesores que deseen combinar la enseñanza de la Mecánica de Suelos con la Ingeniería de Cimentaciones porque las características esfuerzo-deformación de los suelos se tratan con mayor amplitud y se exponen los conceptos elementales sobre redes de flujo, presión de tierras y estabilidad de taludes.

El temario del libro aumentó al incluirse secciones dedicadas a las cimentaciones en roca, en suelos expansivos y sobre rellenos. También se añadió un nuevo capítulo (capítulo 27) sobre estructuras de retención flexibles tales como muros con muertos de anclajes y tablestacas. Se actualizó la sección que trata de los aspectos dinámicos de la hinca de pilotes y ahora incluye las aplicaciones prácticas. Estas y otras modificaciones entre las cuales se encuentran varias láminas de diseño, son de gran utilidad para los ingenieros en la práctica profesional.

Se proporcionan referencias para que el lector pueda recurrir a las fuentes originales. Al final de cada capítulo se seleccionaron las obras incluidas en la bibliografía con diferentes propósitos según el tema; algunas referencias proporcionan detalles adicionales o información general, pero la mayor parte se relaciona con la aplicación de los principios o procedimientos presentados en el texto. En cada caso se señala brevemente el carácter de las referencias.

Ralph B. Peck
Walter E. Hanson
Thomas H. Thornburn

Agradecimientos

Los comentarios de E. J. Daily y H. O. Ireland ayudaron a estructurar la primera edición de esta obra y también se tuvieron en cuenta para esta segunda edición. Igual que en la primera, mucha de la información de esta edición se tomó del libro *Soil Mechanics in Engineering Practice*, escrito por K. Terzaghi y R. B. Peck.

Las partes que tratan de rocas y cimentaciones sobre roca se mejoraron con los comentarios de Don U. Deere y de A. J. Hendron Jr.; la ayuda de M. T. Davisson fue muy valiosa para la presentación de los aspectos dinámicos de la hinca de pilotes y, en general, de las cimentaciones piloteadas. El tema de Pilas de Cimentación se revisó a fondo sobre la base de los útiles comentarios de T. R. Maynard.

Varios temas y varias láminas de diseño fueron revisadas por ingenieros de la empresa Hanson Engineers, quienes también colaboraron con sus sugerencias para esta edición. Las láminas de diseño de la Parte D relativas a prácticas usuales en el uso del concreto reforzado, fueron revisadas por Narbey Khachaturian, lo mismo que el texto referente a éstas. Rodney A. Huffman dibujó todas las láminas del diseño del libro.

Las señoras Jane Dowding, Grete Carlson y Claudie Daniels mecanografiaron con mucho cuidado los manuscritos.

A todos ellos nuestro reconocimiento.

R.B.P.
W.E.H.
T.H.T.

Prefacio a la primera edición en inglés

En términos generales, la ingeniería de las cimentaciones es el arte de elegir, proyectar y construir los elementos que transmiten el peso de una estructura a las capas inferiores de suelo o de roca. Sin embargo, en la práctica, usualmente la organización responsable del proyecto no ejecuta la construcción; en general, se considera que el papel del ingeniero consiste solamente en la selección del tipo de cimentación, en proyectar la subestructura, y en la supervisión de la construcción. El objetivo primordial de este libro consiste en proporcionar la información básica necesaria para desempeñar esta función.

El arte de la cimentación tuvo su origen en la antigüedad. Apareció al acumularse la experiencia, pero sin ayuda de la ciencia, hasta que aproximadamente en 1920, ya había alcanzado un grado considerable de perfeccionamiento. Sin embargo, ocasionalmente, fallas inexplicables indicaban que no se entendían correctamente las limitaciones de los procedimientos empíricos.

A principios de la década de los veinte, gracias a un esfuerzo científico conjunto se empezaron a determinar las leyes físicas que rigen el comportamiento de los materiales del subsuelo, en que se apoyan las cimentaciones. Este nuevo campo de la investigación, conocido con el nombre de mecánica de suelos, atrajo, y todavía atrae, la atención de muchos investigadores. Ha proporcionado nuevas técnicas para elegir los tipos adecuados de cimentación dentro de un conjunto dado de condiciones y para predecir el comportamiento de toda la subestructura. De ninguna manera podría decirse que ha disminuido la importancia de la experiencia acumulada a través de generaciones, sino que, además, ha definido los límites dentro de los cuales se pueden aplicar las técnicas tradicionales y ha aportado otras nuevas, que resultan adecuadas en circunstancias en las que los procedimientos tradicionales no son válidos.

En años recientes han aumentado los casos que demuestran las posibilidades ofrecidas por esta ciencia, y se ha observado una tendencia a restarle importancia al vasto acervo de conocimientos que adquirieron las generaciones pasadas por empirismo.

Esta actitud se ha reflejado en muchas escuelas de ingeniería, en donde se han reemplazado los cursos sobre cimentaciones por otros de mecánica de suelos, así como en la opinión de que el estudio detallado de la mecánica de suelos debe preceder los cursos de la ingeniería de cimentaciones y aun podría eliminar la necesidad de estudiarla.

En realidad, la mecánica de suelos es solamente una de las ramas del conocimiento que el ingeniero especialista en cimentaciones puede utilizar. Si se estudia excluyendo otros aspectos del arte de cimentar, puede conducir a la impresión errónea y peligrosa de que todos los problemas de la ingeniería de cimentaciones pueden tener una solución científica directa. Desafortunadamente, los caprichos de la naturaleza y las exigencias de la economía, se combinan para eliminar esta posibilidad.

El objetivo de este libro es introducir al estudiante de ingeniería al campo de las cimentaciones y darle los conocimientos necesarios para investigar y evaluar las condiciones del subsuelo, para elegir los tipos de cimentación más adecuados para un lugar determinado, para poder juzgar el comportamiento de cada tipo en funciones, y para proyectar los elementos estructurales del tipo finalmente elegido. Donde la mecánica de suelos contribuye a este propósito, se utiliza en este libro, pero nunca se presenta fuera del contexto principal. Por la experiencia adquirida en el aula, se ha visto que este método crea en el estudiante un amplio criterio sobre la aplicación correcta de la ingeniería de cimentaciones.

Debido a que gran parte de la información sobre las características de los suelos es común a las cimentaciones, las carreteras, los ferrocarriles y aeropuertos, los planes de estudio de diferentes escuelas de ingeniería incluyen un curso básico sobre las propiedades de los suelos. Para satisfacer las necesidades de estos cursos, se ha ampliado la primera parte de este libro fuera de los límites estrictamente necesarios para el estudio de las cimentaciones de las estructuras. Al maestro experimentado resultarán evidentes las secciones que puede omitir, cuando a los estudiantes les interese solamente dicho tema.

RALPH B. PECK
WALTER E. HANSON
THOMAS H. THORNBURN

Contenido

SIMBOLOS 17

PARTE A. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DEL SUBSUELO. 27

Capítulo 1. Identificación y clasificación de suelos y de rocas 29

1.1. Definición de suelo y de roca. 29
1.2. Propósitos de la identificación y de la clasificación. 29
1.3. Descripción e identificación de los suelos 30
1.4. Propiedades índice de los suelos 33
1.5. Propiedades de las partículas sólidas 34
1.6. Relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos 37
1.7. Estructura y consistencia de los suelos. 46
1.8. Sistemas de clasificación de suelos 51
1.9. Descripción y clasificación de las rocas 58

Capítulo 2. Propiedades hidráulicas de los suelos y de las rocas 67

2.1. Introducción 67
2.2. Permeabilidad del suelo 67
2.3. Permeabilidad de las rocas. 72
2.4. Presión efectiva y presión de poro. 72
2.5. Humedad del suelo, drenaje y efecto del congelamiento 75
2.6. Filtración y redes de flujo 79

Capítulo 3. Características de la consolidación de los suelos 89

3.1. Significado de las características esfuerzo-deformación de los suelos 89
3.2. Pruebas de consolidación en arcillas remoldeadas. 89
3.3. Características de la consolidación de los depósitos normalmente consolidados 91
3.4. Cálculo del asentamiento 92
3.5. Características de consolidación de los depósitos preconsolidados 93
3.6. Características de consolidación de las arcillas sensibles. 95
3.7. Características de consolidación de los suelos residuales 96
3.8. Características de consolidación de los suelos susceptibles de colapso 96
3.9. Características de consolidación de las arenas 97
3.10. Determinación de la compresibilidad en la práctica 97

3.11. Arcillas expansivas y lutitas laminares duras 98
3.12. Rapidez de consolidación 98

Capítulo 4. Características de las relaciones entre esfuerzo, deformación y resistencia de los suelos y las rocas. 113

4.1. Comportamiento de los suelos bajo estados de esfuerzo completos 113
4.2. Comportamiento al corte de masas granulares idealizadas . . . 114
4.3. Pruebas triaxiales y círculo de esfuerzos de Mohr 115
4.4. Relaciones esfuerzo-deformación en arenas y gravas secas . . . 116
4.5. Diagrama de ruptura de Mohr 118
4.6. Resistencia al corte de arenas y gravas secas 119
4.7. Influencia del agua de los vacíos. 120
4.8. Comportamiento de los suelos finos 123
4.9. Resistencia al corte de los suelos no saturados. 127
4.10. Efectos de las cargas repetidas y del tiempo 128
4.11. Selección de procedimientos de prueba para determinar la resistencia al corte de los suelos en la práctica. 130
4.12. Resistencia y deformabilidad de las rocas 132

Capítulo 5. Técnicas para la investigación en el subsuelo 137

5.1. Método de exploración. 137
5.2. Sondeos. 137
5.3. Muestreo 140
5.4. Medidas directas de consistencia y capacidad relativa 147
5.5. Otros métodos para explorar el suelo. 151
5.6. Registros de la exploración de campo 155

Capítulo 6. Carácter de los depósitos naturales 159

6.1. Origen de los depósitos naturales 159
6.2. Depósitos asociados a la glaciación 163
6.3. Depósitos eólicos 175
6.4. Depósitos fluviales y continentales 179
6.5. Depósitos orgánicos y marinos. 182
6.6. Mantos de rocas sin meteorizar. 182
6.7. Roca meteorizada y suelo residual 188

Capítulo 7. Programa para la exploración del subsuelo. 199

7.1. Desarrollo del programa de exploración del subsuelo 199

PARTE B. TIPO DE CIMENTACIONES Y METODOS DE CONSTRUCCION. 203

Capítulo 8. Excavaciones y ademes 205

8.1. Introducción 205
8.2. Excavación a cielo abierto con taludes sin apuntalar. 205

8.3. Entibamiento y apuntalamiento en las excavaciones poco profundas 206
8.4. Entibamiento y apuntalamiento de excavaciones profundas. . 207
8.5. Movimientos asociados a las excavaciones. 208

Capítulo 9. Drenaje y estabilización 213

9.1. Introducción 213
9.2. Zanjas y cárcamos 213
9.3. Pozos punta 214
9.4. Bombas de pozo profundo 216
9.5. Drenes de arena. 216
9.6. Diferentes métodos de drenaje y estabilización 217

Capítulo 10. Zapatas y losas de cimentación 221

10.1. Tipos de zapatas 221
10.2. Historia de su evolución 221
10.3. Consideraciones generales 221
10.4. Presiones admisibles en el suelo 222
10.5. Zapatas combinadas. 223
10.6. Losas de cimentación. 224
10.7. Drenaje, impermeabilización y protección contra la humedad 224

Capítulo 11. Cimentaciones sobre rellenos compactados 229

11.1. Evolución histórica 229
11.2. Consideraciones para el proyecto 229
11.3. Asentamientos por consolidación de suelos subyacentes 230
11.4. Colocación y compactación de rellenos 231
11.5. Control de la compactación. 234
11.6. Determinación de las dimensiones y detalles de los elementos de la cimentación 236

Capítulo 12. Cimentaciones piloteadas 239

12.1. Función de los pilotes 239
12.2. Tipos de pilotes. 239
12.3. Instalación de pilotes 245
12.4. Comportamiento de los pilotes con cargas verticales. 249
12.5. Dinámica del hincado de los pilotes. 253
12.6. Elección del tipo de pilote. 263
12.7. Cargas laterales y cargas hacia arriba en las cimentaciones de pilotes. 263
12.8. Fricción negativa. 264

Capítulo 13. Pilas de cimentación 267

13.1. Definición 267

13.2. Métodos de construcción 267
13.3. Pilas coladas sin molde 273

Capítulo 14. Pilas de subestructura, muros de contención y estribos. . 285

14.1. Fustes o cuerpos de las pilas 285
14.2. Muros de contención 285
14.3. Estribos. 287

Capítulo 15. Apuntalamiento y recimentación 291

15.1. Apuntalamiento 291
15.2. Recimentación 291

Capítulo 16. Daños producidos por las operaciones de construcción. . 295

16.1. Asentamientos debidos a las excavaciones 295
16.2. Asentamientos debidos a las vibraciones. 297
16.3. Asentamientos debidos al abatimiento del agua freática 297
16.4. Desplazamientos debidos al hincado de pilotes 298
16.5. Importancia de las observaciones de campo para el control de las operaciones de construcción 298
16.6. Influencia de los métodos constructivos en el proyecto. 299

PARTE C. SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION Y BASES PARA EL PROYECTO. 301

Capítulo 17. Factores que determinan el tipo de cimentación 303

17.1. Etapas de la selección del tipo de cimentación. 303
17.2. Capacidad de carga y asentamiento 304
17.3. Cargas de proyecto 304

Capítulo 18. Cimentaciones de arcillas y en limo plástico 309

18.1. Características importantes de los depósitos de arcilla y los de limo plástico 309
18.2. Zapatas en arcilla. 310
18.3. Losas de cimentación en arcilla 317
18.4. Pilas en arcilla. 318
18.5. Pilotes en arcilla 322
18.6. Asentamientos de cimentaciones sobre arcilla 327
18.7. Excavaciones en arcilla 339
18.8. Desalojamientos laterales debidos a cargas verticales en arcilla 341

Capítulo 19. Cimentaciones sobre arena y limo no plástico. 349

19.1. Características importantes de los depósitos de arena y de limo 349

19.2. Zapatas en arena 349
19.3. Losas de cimentación en arena 360
19.4. Pilas en arena 363
19.5. Pilotes en arena 365
19.6. Excavación en arena 368
19.7. Efecto de las vibraciones 369

Capítulo 20. Cimentaciones en suelos susceptibles de colapso y en suelos expansivos 375

20.1. Consideraciones generales 375
20.2. Cimentaciones en suelos susceptibles de colapso 376
20.3. Cimentaciones en suelos expansivos 379

Capítulo 21. Cimentaciones en suelos heterogéneos 393

21.1. Introducción 393
21.2. Estratos blandos o sueltos sobre estratos firmes 393
21.3. Estrato compacto firme sobre depósito blando 394
21.4. Mantos duros y blandos alternados 397
21.5. Depósitos irregulares 398
21.6. Excavación y estabilidad de taludes en suelos heterogéneos 399

Capítulo 22. Cimentaciones sobre roca 407

22.1. Bases para el proyecto 407
22.2. Cimentaciones sobre roca no meteorizada 407
22.3. Tratamiento de los defectos de la roca 411
22.4. Cimentaciones sobre roca meteorizada 414
22.5. Excavación en roca 415

PARTE D. PROYECTO DE CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE RETENCION DE TIERRA 419

Capítulo 23. Zapatas individuales y zapatas para muros 421

23.1. Bases para los procedimientos de proyecto 421
23.2. Secciones críticas 422
23.3. Colocación del refuerzo 423
23.4. Peraltes de las zapatas 424
23.5. Procedimiento para proyectar y para usar las curvas para obtener el peralte mínimo 424
23.6. Zapatas de columnas aisladas en pilotes 426

Capítulo 24. Zapatas sujetas a momento 431

24.1. Introducción 431
24.2. Resultante dentro del tercio medio 432
24.3. Resultante fuera del tercio medio 433

24.4. Momento con relación a ambos ejes 437
24.5. Zapatas de forma asimétrica 438
24.6. Momento en zapatas sobre pilotes. 438
24.7. Pilotes sujetos a tensión 441

Capítulo 25. Cimentaciones combinadas y losas 447

25.1. Objeto de las zapatas combinadas 447
25.2. Zapatas de forma rectangular y trapecial 447
25.3. Zapatas en voladizo 448
25.4. Elección de las cargas de las columnas 449
25.5. Proyecto estructural de las zapatas combinadas 449
25.6. Bases para el proyecto de losas de cimentación 452

Capítulo 26. Muros de contención y estribos 463

26.1. Introducción 463
26.2. Dimensiones de los muros de contención en voladizo 463
26.3. Resumen de las fuerzas que obran en los muros de contención. 464
26.4. Presión de tierra 465
26.5. Presión vertical contra la base 474
26.6. Fuerzas que resisten el deslizamiento. 474
26.7. Resumen del procedimiento para proyectar muros de contención en voladizo. 475
26.8 Muros de contención apoyados en pilotes. 476
26.9. Estribos. 485

Capítulo 27. Estructuras flexibles para la contención de tierra. 495

27.1. Comportamiento de las estructuras flexibles para la contención de tierra. 495
27.2. Tablestacas ancladas 496
27.3. Cortes apuntalados 505
27.4. Ademes anclados. 513

Bibliografía. 523

Indice. 537

Símbolos

Las dimensiones de las cantidades que figuran en la lista siguiente son las que generalmente se usan en el texto y en la práctica.

Si un símbolo no lleva dimensiones, quiere decir que representa una magnitud adimensional.

A (cm^2 o m^2) = área
A (cm) = separación entre electrodos, en levantamientos de resistividad
A_b (cm^2) = área de la sección transversal de una varilla de refuerzo
A_p (kg o kg/m) = tensión en los anclajes
A_r (%) = relación de áreas de un tubo muestreador
A_s (cm^2) = área del acero en tensión (proyecto de concreto)
a (cm) = ancho de columna; peralte de bloque para pruebas de compresión (proyecto de concreto)
a (cm^2 o m^2) = área (de tubos)
a_v (cm^2/g) = coeficiente de compresibilidad

B (m) = ancho de zapata o de cimentación; diámetro de la base de una pila
B' (m) = ancho corregido de zapata rectangular para usarse en las curvas de la Fig. 23.2
b (cm) = ancho de viga (proyecto de concreto)

C (cualquier dimensión) = constante; coeficiente
C (kg) = fuerza total de compresión (proyecto de concreto)
C_c = índice de compresibilidad
C_N = factor de corrección para los valores de N de la prueba estándar de penetración
C_r (%) = relación del espacio libre interior de tubos muestreadores
C_s = coeficiente de consolidación secundaria
C_u = coeficiente de uniformidad = D60/D10

C_w = factor de corrección para el agua freática
C_z = coeficiente de curvatura = $D_230/D_{10}D_{60}$
C.g. = centro de gravedad (hojas de proyecto)
c (tons/m^2) = Cohesión; intersección de la línea de ruptura en el eje vertical del diagrama de ruptura de Mohr; resistencia al corte no drenada
c (m) = distancia del eje neutro a la fibra extrema (diseño de concreto)
c (m/seg) = velocidad de la onda de esfuerzo en los pilotes
c_a (kg/m^2) = adherencia total o fricción límite en una pila
c_b (kg/m^2) = resistencia al corte no drenada bajo la base de la excavación
c_v (cm^2/seg) = coeficiente de consolidación

D (m) = profundidad; profundidad de empotramiento
D_e (cm) = diámetro externo de un muestreador

D_f (m) = profundidad de desplante de un cimiento (Fig. 18.lb)
D_i (cm) = diámetro interno de una zapata cortadora
D_{it} (cm) = diámetro interior de un tubo muestreador
D_P (mm) = diámetro de los granos correspondientes al porcentaje P en la curva granulométrica
D_w (m) = profundidad del agua freática
D_{10} (mm) = diámetro efectivo de los granos (expresado en cm en las ecuaciones)
DL (tons) = carga muerta (en las hojas de cálculo)
d (m) = distancia; distancia de un pilote dado al centro de gravedad de un grupo de pilotes; peralte, distancia de la superficie superior de una losa o viga al centro del refuerzo de tensión (proyecto de concreto); diámetro de pilote o pila
d_b (m) = diámetro de campana
d_w (m) = profundidad del agua

E (tons/m^2) = módulo de elasticidad
E (voltios) = potencial
E (m-kg) = energía de un martinete por golpe
E_i (tons/m^2) = módulo tangente inicial
e = relación de vacíos
e_0 = relación de vacíos inicial o en el lugar
$e_{máx}$ = relación de vacíos en el estado más suelto posible
$e_{mín}$ = relación de vacíos en el estado más compacto posible
Δe = cambio en la relación de vacíos
e (m) = excentricidad

F = factor de seguridad
F (kg) = fuerza
F (%) = porcentaje de un suelo que pasa por la malla No. 200 (en los índices de grupo)
F_y (kg/cm^2) = resistencia de fluencia especificada para el acero estructural
f (kg/cm^2) = esfuerzo máximo en las fibras
f_c' (kg/cm^2) = resistencia de compresión especificada para el concreto
f_s (kg/cm^2) = esfuerzo admisible en el acero de refuerzo
f_y (kg/cm^2) = resistencia a la fluencia especificada para el acero de refuerzo

G = peso específico relativo de los sólidos del suelo
g (cm/seg^2) = aceleración del campo gravitacional

H (kg) = carga horizontal total
ΣH (kg) = carga resultante horizontal
H (m o cm) = distancia; espesor de un estrato o relleno, excepto cuando se usa en conexión con la teoría de la consolidación. En este caso, H = mitad del espesor del manto drenado en las superficies superior e inferior
H (m) = altura de caída del martillo de la piloteadora
H_c (m) = altura crítica de talud
H_s (m) = altura reducida de la materia sólida; altura de sobrecarga equivalente; altura de sobrecarga uniforme equivalente a las cargas de las ruedas detrás de los estribos.
ΔH (m o cm) = carga de posición (hidráulica)
h (m o cm) = carga hidráulica; altura, distancia vertical
Δh (m o cm) = caída equipotencial
h_c (cm) = altura de ascensión capilar
h_{cc} (cm) = altura de saturación completa por capilaridad

I (m^4) = momento de inercia
I (amp) = corriente eléctrica
I_d = compacidad relativa
I_L (%) = índice de liquidez
I_P (%) = índice de plasticidad
i = gradiente hidráulico
i_c = gradiente hidráulico crítico
i_p (g/cm^3 o kg/m^3) = gradiente de presión (hidráulica)

K = coeficiente de presión de tierra
K (kg/m) = rigidez de un resorte, análisis de pilotes
k = coeficiente; relación del menor ancho de columna o pedestal a la anchura de la zapata

k (cm/seg) = coeficiente de permeabilidad
k (kg/cm^3 o tons/m^3) = módulo de reacción del subsuelo
k_A = coeficiente de presión activa de tierras
k_h kg (m^2/m) = coeficiente de la componente horizontal de la presión de tierra
k_P = coeficiente de presión pasiva de tierras
k_v(kg/m^2 /m) = coeficiente de la componente vertical de la presión de tierra
k_0 = coeficiente de presión de tierra en reposo

L ((m o cm) = longitud; longitud de zapata
LL (tons) = carga viva (hojas de cálculo)
l (ft or cm) = longitud
l_d(cm) = longitud de desarrollo del refuerzo (proyecto de concreto)
l (m o cm) = longitud de arco

M(m kg) = momento total
ΣM(m kg) = momento total resultante
M_u(m kg) = momento máximo de proyecto (concreto reforzado)
m (cm/m) = pendiente (escarpe) de pilote (horizontal/vertical)
m_v (cm^2/g) = coeficiente de compresibilidad volumétrica

N = número de golpes por 30 cm de penetración en la prueba estándar
N (kg) = componente normal de fuerza
N_c = factor de capacidad de carga
N_{cq} = factor de capacidad de carga
N_d = número de caídas equipotenciales (red de flujo)
N_f = número de canales de flujo (red de flujo)
N_q = factor de capacidad de carga
N_s = factor de estabilidad
N_γ = factor de capacidad de carga
$N_{\gamma q}$ = factor de capacidad de carga
n = porosidad; número de pilotes en un grupo
n_b = número de varillas en la faja central igual a la menor dimensión de la zapata
n_d = relación de profundidad (estabilidad de taludes)
n_t = número total de varillas necesarias por momento en la sección crítica de la zapata
n_1 = número de pilotes en una fila

P (%) = por ciento de granos menores que un tamaño dado
P (kg) = carga total
P (m) = perímetro de un grupo de pilotes

P_A (kg/m) = Empuje activo total por metro lineal de muro

P_h ((k/m) = componente horizontal del empuje total activo de tierra por metro lineal de muro

P_P (kg/m) = Empuje total pasivo de tierra por metro lineal de muro

P_u (kg) = resistencia última de un pilote; carga última de columna (proyecto de concreto)

P_v (kg/m) = componente vertical del empuje total activo de tierra por metro lineal de muro

P_w (kg o kg/m) = Empuje del agua

p (tons/m^2) = esfuerzo normal; presión total

$\bar{p}$ (tons/m^2) = presión efectiva

Δp (tons/m^2) = cambio de presión; diferencia de esfuerzos

Δp_f (tons/m^2) = diferencia de esfuerzos en la falla

p_A (tons/m^2) = presión activa de tierra

p_{cr} (tons/m^2) = presión crítica para ruptura de granos en la estructura del suelo

p_h (tons/m^2) = presión efectiva de sobrecarga sobre plano horizontal; presión horizontal en plano vertical

p_q (tons/m^2) = presión de tierra debida a sobrecarga uniforme

p_P (tons/m^2) = presión pasiva de tierra

p_s (tons/m^2) = presión bajo la cual está actualmente el suelo en equilibrio

p_v (tons/m^2) = presión vertical en un plano horizontal

p_0 (tons/m^2) = presión original por peso propio

p_0' (tons/m^2) = presión máxima a la que había sido consolidado el suelo anteriormente

p_1 (tons/m^2) = esfuerzo principal mayor

p_3 (tons/m^2) = esfuerzo principal menor; presión de confinamiento

Q (cm^3) = descarga total (hidráulica)

Q(kg) = capacidad última de un pilote; carga en la punta

q (cm^3/seg) = descargar por unidad de tiempo; gasto

q (tons/m^2) = carga por unidad de área; presión en el suelo bajo la zapata

q' (kg/m) = carga lineal

q_a (tons/m^2) = presión admisible en el suelo

q_b (tons/m^2) = presión total en el suelo; presión de contacto

q_d (tons/m^2) = capacidad de carga última neta

q_d' (tons/m^2) = intensidad máxima de la carga que puede soportar el suelo en la base de una zapata

q_n(kg/m^2) = presión neta en el suelo para el proyecto estructural de la zapata (carga de la columna dividida por el área de la zapata)

q_p (kg/cm²) = resistencia determinada con el cono holandés
q_t (tons/m²) = presión al pie
q_u (tons/m²) = resistencia a la compresión simple
R = relación de tamaños de partículas (requisitos para los filtros)
R (kg) = fuerza resultante; resistencia a la penetración dinámica de un pilote
r (cm o m) = radio; distancia radial

S = relación del lado largo al corto de una zapata
S (m) = asentamiento
S (kg) = fuerza cortante total
S (cm³) = módulo de sección
S_r (%) = grado de saturación
S_t = sensibilidad
s (m) = separación de pilotes en una fila
s (cm) = penetración del pilote con el último golpe del martillo; separación de los estribos (proyecto de concreto)
s (tons/m²) = resistencia al corte por unidad de área

T (kg) = componente tangencial de fuerza; fuerza total a la tensión (proyecto de concreto)
T_s (g/cm) = tensión superficial en el agua
T_v = factor tiempo (teoría de la consolidación)
t (cm) = espesor total en miembros de concreto reforzado
t (seg) = tiempo
t (tons/m²) = esfuerzo cortante

U (%) = grado de consolidación medio
U_z (%) = grado de consolidación a la profundidad z
u (tons/m²) = presión en exceso de la hidrostática
u_a (tons/m²) = presión en una celda
u_d (tons/m²) = presión de poro asociada a un cambio de esfuerzos Δp
u_{df} (tons/m²) = valor de u_d a la falla
u_w (tons/m²) = presión de poro

V (cm³ o m³) = volumen total
V (kg) = carga vertical total
ΣV (kg) = resultante de la carga vertical total
V (kg/m) = fuerza de corte total en la sección de una viga o muro de contención
V_g (cm³ o m³) = volumen total de gas
V_s (cm³ o m³) = volumen total de sólidos
V_u (kg) = fuerza total de corte de proyecto (proyecto de concreto)
V_v (cm³ o m³) = volumen total de vacíos

V_w (cm³ o m³) = volumen total de agua
v (cm/seg o m/seg) = velocidad de descarga (hidráulica); velocidad de las partículas (hincado de pilotes)
v_c (kg/cm²) = esfuerzo cortante nominal admisible para la resistencia de proyecto del concreto
v_u (kg/cm²) = esfuerzo cortante total nominal (proyecto de concreto)

W (g o kg) = peso total
W_c (kg/m) = peso del concreto en los muros de contención
W_H (kg) = peso del martillo en una piloteadora
W_n (kg) = peso de elemento, en el análisis de pilotes
W_s (g o kg) = peso total de sólidos
W_s (kg/m) = peso del suelo arriba del talón de los muros de contención
W_w (g o kg) = peso total del agua
W.T. = nivel del agua freática (hojas de cálculo)
w (%) = contenido de agua como porcentaje del peso seco del suelo
w_L (%) = límite líquido
w_{opt} (%) = humedad óptima
w_P (%) = límite plástico
w_S (%) = límite de contracción

x (m) = distancia
$\bar{x}$ (m) = distancia de la línea de referencia al centro de gravedad

y (m) = distancia

z (cm o m) = profundidad

α (grado) = ángulo; ángulo de contacto; ángulo entre un plano dado y plano en el que actúa el esfuerzo principal
α_1 = factor de reducción para la fricción en pilas
α_2 = factor de reducción para la fricción en pilotes

β (grados) = ángulo; ángulo de inclinación de un talud

γ (g/cm³ o kg/m³) = peso volumétrico de la masa de suelo (suelo, agua, y aire)
γ' (g/cm³ o kg/m³) = peso volumétrico del suelo sumergido
γ_d (g/cm³ o kg/m³) = peso volumétrico seco
$\gamma_{máx}$ (g/cm³ o kg/m³) = peso volumétrico seco máximo para un procedimiento de compactación determinado
γ_p (kg/m³) = peso volumétrico del material de los pilotes

γ_s (g/cm³ o kg/m³) = peso volumétrico de los sólidos
γ_{sat} (g/cm³ o kg/m³) = peso volumétrico del suelo saturado
γ_w (g/cm³ o kg/m³) = peso volumétrico del agua
γ_z (g/cm³ o kg/m³) = peso volumétrico seco sin aire en los vacíos

δ (grado) = deformación por corte; ángulo de fricción en los muros

ϵ = deformación

μ = relación de Poisson

ρ (ohms cm) = resistividad
ρ (kg seg²/m⁴) = densidad de la masa del material de las pilas
ρ = relación entre el área del refuerzo y el área del concreto

Σ = sumatoria

ϕ (grados) = ángulo de fricción interna; ángulo de resistencia al corte
ϕ_d (grados) = ángulo de resistencia al corte de la arena seca; ángulo de fricción en términos de esfuerzos efectivos

INGENIERIA DE CIMENTACIONES

PARTE A

Propiedades de los materiales del subsuelo

El comportamiento de toda cimentación depende primordialmente de las propiedades ingenieriles que tengan los depósitos de suelo y roca en el lugar. Por ello, el ingeniero de cimentaciones debe ser capaz de discernir entre los diferentes depósitos de distinta clase, identificar sus constituyentes principales y conocer sus propiedades físicas. La Parte A de esta obra proporciona la información necesaria para lograr dichos objetivos.



Arturo Casagrande (1902 -)

Profesor de Mecánica de Suelos en la Universidad de Harvard. A él se deben muchos avances logrados en la Mecánica de Suelos, sobre todo, el desarrollo de la metodología y el equipo para probar suelos, así como el de las técnicas adecuadas para la identificación y clasificación de los mismos. En 1936, organizó el primer Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Por el impacto de sus conferencias, su amplia labor profesional como asesor y sus sobresalientes cualidades de maestro, ha promovido en forma notable la aceptación de la Mecánica de Suelos en la Ingeniería de Cimentaciones.

LAMINA 1

CAPITULO 1

Identificación y clasificación de suelos y de rocas

1.1. Definición de suelo y de roca

Los términos roca y suelo, tal como se usan en la ingeniería civil, implican una clara distinción entre dos clases de materiales de cimentación. Se dice que *roca* es un agregado natural de granos minerales unidos por grandes y permanentes fuerzas de cohesión. Por otra parte, se considera que *suelo* es un agregado natural de granos minerales, con o sin componentes orgánicos, que pueden separarse por medios mecánicos comunes, tales como la agitación en el agua. Estas útiles definiciones son generalmente aceptadas y se utilizarán en este libro. Sin embargo, en la práctica, no existe diferencia tan simple entre roca y suelo. Aun las rocas más rígidas y fuertes pueden debilitarse al sufrir el proceso de meteorización, y algunos suelos muy endurecidos pueden presentar resistencias comparables a las de la roca meteorizada.

1.2. Propósitos de la identificación y de la clasificación

La naturaleza, sin la ayuda del hombre, ha proporcionado los materiales sobre o dentro de los cuales el ingeniero cimienta sus estructuras. El ingeniero, para preparar un proyecto, debe saber cuáles son los materiales que están presentes y qué propiedades poseen. Adquiere este conocimiento, parcialmente, consultando la literatura sobre geología e ingeniería; pero sobre todo, extrayendo, examinando y tal vez, probando muestras que considere representativas de los materiales. Utiliza el conocimiento en combinación con otros datos para formarse una idea del estado, disposición y comportamiento probables de los depósitos.

En todas las ramas de la ingeniería civil, y especialmente en ingeniería de cimentaciones, la experiencia es un factor inapreciable. En realidad, la experiencia acumulada por los ingenieros especialistas en cimentaciones, incluyendo la adquirida en nuestros tiempos, constituye la esencia del arte de cimentar. Sin embargo, a menos que la experiencia individual de los ingenieros pueda compendiarse en un cuerpo de doctrina fácilmente asimilable, se perderá para la profesión.

De una manera general, se ha encontrado que los suelos, y en menor grado las rocas, pueden clasificarse en grupos dentro de los cuales, las propiedades mecánicas sean algo parecidas. Consecuentemente, la correcta clasificación de los materiales del subsuelo es un paso importante para cualquier trabajo de cimentación, porque proporciona los primeros datos sobre las experiencias que puedan anticiparse durante y después de la construcción. La capacidad para identificar y clasificar rocas y suelos correctamente es, por lo tanto, básica para el análisis de todos los problemas de ingeniería que se refieren a los materiales térreos.

El detalle con que se describen, prueban y valoran las muestras, depende del tipo de estructura que se va a construir, de consideraciones económicas, de la naturaleza de los suelos, y en cierto grado del método con que se hace el muestreo. Las muestras deben describirse primero sobre la base de

una inspección ocular y de ciertas pruebas sencillas que pueden ejecutarse fácilmente tanto en el campo como en el laboratorio. Con ellas, el material puede clasificarse usualmente en uno de varios grupos principales. Después, se pueden realizar pruebas sencillas de laboratorio para comprobar la clasificación original. La mayor parte de los sistemas para clasificación de suelos que utilizan los ingenieros, permiten que una persona con un entrenamiento limitado, ejecute la clasificación ocular de las muestras de suelo. Asimismo, esos sistemas permiten hacer una clasificación más precisa, basada en valores numéricos que pueden determinarse fácilmente en el laboratorio.

La identificación y clasificación de los productos de la naturaleza es un procedimiento artificial, porque estos materiales son infinitamente variados y no se prestan para separarlos en diferentes categorías. Este hecho ha determinado que existan varios sistemas de clasificación arbitrarios, cada uno con ciertas ventajas y desventajas para una finalidad definida. Además, cuando se intenta perfeccionar cualquier sistema, inevitablemente se hace más complicado, y finalmente tan engorroso, que anula su objeto.

Para evitar esta dificultad, es preferible usar sistemas de clasificación relativamente sencillos, con solamente unas cuantas categorías, a las que pueda asignarse un suelo o roca dados. La información más detallada con respecto a una roca o suelo, puede resumirse mejor indicando los resultados numéricos, conocidos como *propiedades características o índice,* de ciertas pruebas de materiales, denominadas pruebas de clasificación. Si se eligen correctamente las pruebas de clasificación, los materiales constituidos por suelos o rocas de propiedades características semejantes, probablemente tengan un comportamiento mecánico parecido.

La utilidad de las propiedades índice es tan grande que se concederá a éstas gran relevancia en páginas siguientes. Además de su valor para la correlación de la experiencia en la construcción, proporcionan un medio para comprobar la exactitud de la identificación de campo de un material dado. Si el material se ha identificado mal, las propiedades índice indicarán el error y conducirán a una clasificación correcta. Así, aun el principiante sin experiencia puede asegurar que su clasificación es la adecuada, y aprovechar experiencias de otros ingenieros. Las técnicas para adquirir este conocimiento se describen en los arts. 1.3 a 1.8.

1.3. Descripción e identificación de los suelos

Tipos principales de suelos. Los términos principales que usan los ingenieros civiles para describir suelos son: grava, arena, limo y arcilla. La mayor parte de los suelos naturales se componen de una mezcla de dos o más de estos elementos, y pueden contener por añadidura, material orgánico parcial o completamente descompuesto. A la mezcla se le da el nombre del elemento que parezca tener mayor influencia en su comportamiento, y los otros componentes se usan como adjetivos. Así, una arcilla limosa tiene predominantemente las propiedades de la arcilla, pero contiene una cantidad significativa de limo, y un limo orgánico está compuesto principalmente de mineral cuyas partículas tienen el tamaño de las del limo, pero que contiene una cantidad importante de material orgánico.

A las gravas y a las arenas se les llama *suelos de grano grueso,* y a los limos y a las arcillas *suelos de grano fino.* La distinción radica en que puedan diferenciarse las partículas a simple vista. Los métodos para describir los suelos de grano grueso difieren de los que son apropiados para los de grano fino; por lo tanto, los procedimientos se explican bajo encabezados diferentes.

Materiales de los suelos de grano grueso. Los materiales de los suelos de grano grueso son fragmentos minerales que pueden identificarse principalmente tomando como base el tamaño de las partículas.

Las partículas que tienen un tamaño mayor que aproximadamente 5 mm se clasifican como *grava.* Sin embargo, si el diámetro excede de aproximadamente 200 mm, se aplica usualmente el nombre de *boleo.*

Si los granos son visibles a simple vista, pero tienen un tamaño menor de aproximadamente 5 mm, el suelo se describe como *arena*. Este nombre se modifica todavía más dividiéndolo en *gruesa, media* o *fina*. Las fronteras entre estas categorías han de ser arbitrariamente establecidas. En los Estados Unidos se ha adoptado la clasificación de la ASTM, cuyos límites de tamaños dados en la tabla 1.1 se utilizan como norma para fines técnicos.

TABLA 1.1 Límites de los Tamaños de los Componentes del Suelo Según la Clasificación de la ASTM (En Milímetros)

Grava	Mayor de 4.75
Arena Gruesa	de 4.75 a 2.00
Arena media	de 2.00 a 0.425
Arena fina	de 0.425 a 0.075
Finos (mezclas de limo y arcilla)	Menores de 0.075

Una descripción verbal completa de un suelo de grano grueso incluye además de la estimación de la cantidad de material de cada orden de tamaño, la *graduación, la forma de las partículas,* y *la composición mineralógica*. La graduación permite definir a los suelos como *bien graduados, bastante bien graduados, bastante uniformes, uniformes, y de granulometría discontinua*. Los suelos bien graduados contienen una buena proporción de partículas de todos los tamaños, variando de gruesas a finas. En los suelos uniformes todas las partículas son aproximadamente del mismo tamaño. Los suelos de granulometría discontínua son mezclas de partículas de tamaño grueso uniforme y de partículas finas también de tamaño uniforme, faltando partículas de tamaño intermedio entre las gruesas y las finas. Todos los suelos que no están bien graduados, se denominan genéricamente *mal graduados*.

La forma de las partículas gruesas de un suelo influye en la compacidad y estabilidad del depósito del mismo. Los términos usuales con que se describe la forma de los granos se ilustran en la fig. 1.1.

Cuando se examinan las partículas más gruesas del suelo a simple vista o con una lupa pequeña, se debe tratar de estimar el grado de meteorización. La presencia de materiales débiles, como lutitas y mica, deberá también tenerse en cuenta, ya que estos materiales pueden influir en la durabilidad o compresibilidad del depósito.

Materiales de grano fino. Los Limos inorgánicos, que constituyen la porción gruesa de la fracción microscópica de los suelos, tienen poca o ninguna plasticidad o cohesión. Las variedades menos plásticas que consisten principalmente de granos de cuarzo muy finos y redondeados se llaman *polvo de roca*. Las variedades más plásticas que contienen una cantidad apreciable de partículas en forma de laminillas se llaman *limo plástico*.

La arcilla está formada por un agregado en que predominan los minerales de tamaño microscópico o submicroscópico en forma de laminillas cristalinas. Se caracteriza por tener las propiedades típicas de los coloides, como son la plasticidad, la cohesión y la facultad de adsorber iones. Estas propiedades aparecen en un amplio intervalo de contenidos de agua.

La distinción entre limo y arcilla no puede basarse en el tamaño de las partículas, porque las propiedades físicas importantes de los dos materiales están relacionadas sólo indirectamente con dicho tamaño. Además, como ambas son microscópicas, deberán usarse como criterio de identificación en el campo, otras propiedades físicas que no sean el tamaño de las partículas.

La *resistencia en estado seco* proporciona una base para distinguirlos. Se moldea un pequeño prisma de suelo que se deja secar al aire. Luego se rompe y tomando un fragmento de aproximadamente 3 mm se aprieta entre el pulgar y el índice. El esfuerzo necesario para romper el fragmento proporciona una base para describir su resistencia como *muy baja, baja, media,* y *alta, o muy alta*. Un fragmento de arcilla puede romperse solamente con gran esfuerzo, mientras que uno de limo se rompe fácilmente.

Como los limos son más permeables que las arcillas, la *dilatancia* o *prueba de*

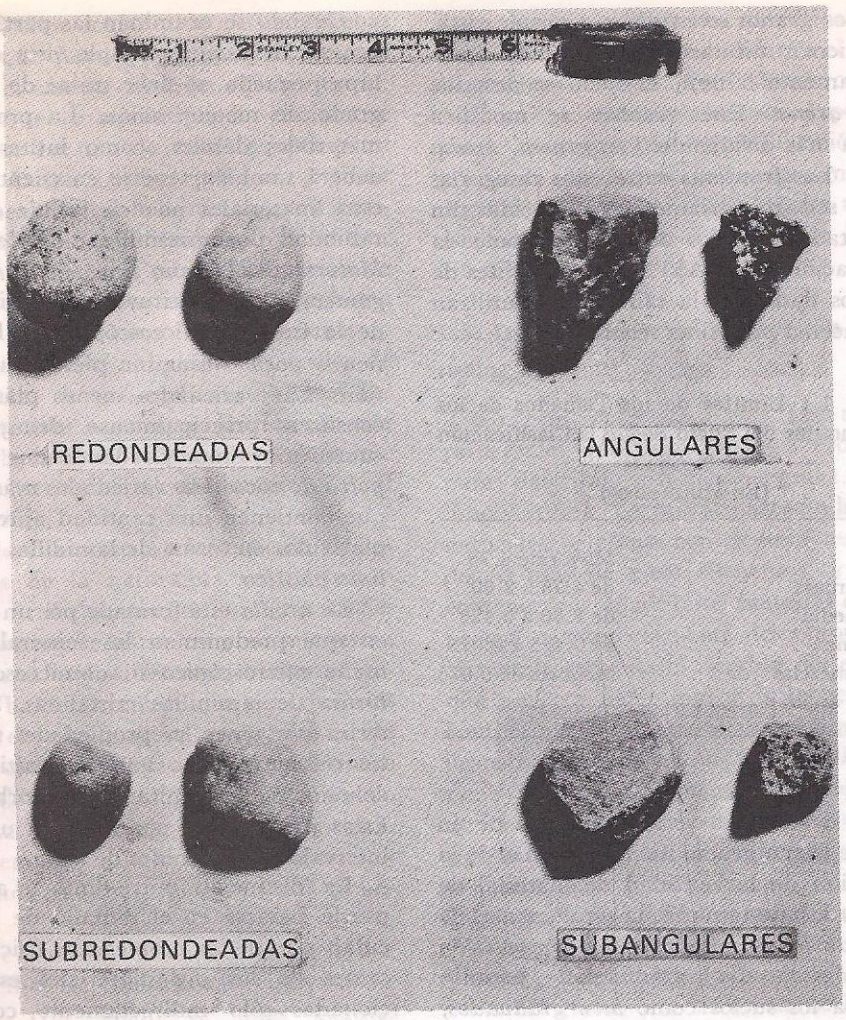


Figura 1.1. Formas típicas de las partículas gruesas (según el U. S. Bureau of Reclamation, 1963)

agitado puede usarse también para distinguir los dos materiales. En esta prueba, se toma en la palma de la mano una pequeña porción de suelo y se mezcla con agua hasta que tome una consistencia muy blanda. Luego se golpea el dorso de la mano ligeramente. Si el suelo es limoso, el agua sube rápidamente a su superficie y le da una apariencia brillante o reluciente. Luego, si se deforma la pasta de suelo, en algunos casos exprimiéndola y en otros estirándola, el agua regresa al interior dejando la superficie con una apariencia mate. Usualmente, cuanto mayor sea la proporción de arcilla en la muestra, más lenta será la reacción a la prueba. La reacción se califica como *rápida, lenta* o *ninguna*. La *plasticidad* es una propiedad característica de las arcillas y puede usarse también como base para hacer pruebas sencillas en el campo. A una humedad determinada, un suelo que contiene cantidades apreciables de arcilla puede deformarse y amasarse en la mano sin que se desintegre. Por lo tanto, si puede manipularse una muestra de suelo húmeda entre las palmas de la mano y formar con ella cilindros largos y delgados, indudablemente contiene una cantidad apreciable de arcilla. Al perder humedad con una manipulación prolongada, el suelo se aproxima al estado en que deja de ser plástico y se vuelve desmoronable. Preci-

samente antes de llegar a ese estado, una arcilla muy plástica puede convertirse en cilindros largos y delgados, con un diámetro aproximado de 3 mm, que tiene suficiente resistencia para soportar su propio peso. Por otra parte, un limo rara vez permite formar cilindros tan delgados como de 3 mm sin romperse, notándose una completa falta de resistencia a la tensión, a menos de que contenga pequeñas cantidades de arcilla. El registro que se haga de una prueba sencilla de plasticidad debe indicar no solamente si pueden formarse los cilindros plásticos, sino también la tenacidad del cilindro al acercarse al estado desmoronable. Esta condición se califica como *débil y quebradiza, media, o tenaz.*

Existe un cuarto procedimiento, denominado *prueba de dispersión;* es también útil para distinguir los *limos* de las arcillas, y para hacer una estimación tosca de las cantidades relativas de arena, limo y arcilla en un material. Se dispersa una pequeña cantidad de suelo en agua en una probeta o tubo de ensayo y se deja reposar. Las partículas más grandes caen primero, y las finas permanecen en suspensión un tiempo mayor. Ordinariamente, las arenas se asientan en un tiempo de 30 a 60 segundos. Los limos emplean en asentarse de 15 a 60 minutos, mientras que las arcillas permanecen en suspensión cuando menos varias horas y, usualmente, durante varios días, a menos que se combinen formando grumos o flóculos (consulte el art. 1.5).

Materia orgánica del suelo. Cantidades muy pequeñas de materia orgánica pueden tener influencia importante en las propiedades físicas de los suelos. La mayor parte de los suelos orgánicos son más débiles y compresibles que los suelos que posean la misma composición mineral, pero que carezcan de materia orgánica. La presencia de una cantidad apreciable de materia orgánica puede reconocerse usualmente por el color que de gris oscuro a negro tiene el suelo y por el olor de vegetación podrida.

El limo orgánico es un suelo de grano fino, más o menos plástico, que contiene partículas minerales de limo y partículas finamente divididas de materia orgánica. Pueden también estar presentes conchas y fragmentos visibles de materia vegetal parcialmente podrida.

La arcilla orgánica es un suelo arcilloso que debe algunas de sus propiedades importantes a la presencia de materia orgánica finamente dividida.

Los depósitos de suelos eminentemente orgánicos como la *turba,* pueden distinguirse por un color que va del pardo oscuro al negro, por la presencia de partículas fibrosas de materia vegetal en estado variable de descomposición, y por el olor característico a materia orgánica.

No siempre se reconocen fácilmente las combinaciones de materiales orgánicos y minerales en los suelos, especialmente si la proporción de materia orgánica es pequeña. Sin embargo, la presencia de materia orgánica debe siempre sospecharse, si el suelo tiene color pardo oscuro, gris oscuro, o negro. Si no puede distinguirse el olor a materia orgánica, algunas veces puede hacerse evidente con un poco de calor.

En la tabla 1.2 se da un resumen de las reacciones de los suelos inorgánicos de grano fino y de los suelos parcialmente orgánicos en las pruebas sencillas de identificación de campo.

1.4 Propiedades índice de los suelos

En el artículo anterior se describieron métodos sencillos para identificar la mayor parte de los componentes de los suelos. Sin embargo, estos métodos representan solamente el primer paso en la descripción adecuada de esos materiales, que debe completarse con otros procedimientos que den resultados cuantitativos que puedan relacionarse a las propiedades físicas que interesan directamente al ingeniero. Como se dijo en el art. 1.2, las pruebas necesarias para este objeto se conocen como pruebas de clasificación, y los resultados como propiedades índice de los suelos.

Ejecutando las pruebas convenientes de clasificación y determinando las propiedades índice correspondientes, el ingeniero adquiere medios para describir con precisión un suelo dado sin usar descripciones verbales que están sujetas a malinterpre-

Tabla 1.2 Identificación de suelos finos con pruebas manuales

Nombre típico	Resistencia en estado seco	Dilatancia	Tenacidad	Tiempo de Sedimentación en la Prueba de Dispersión
Limo arenoso	De ninguna a muy baja	Rápida	De débil a baja	de 30 a 60 min
Limo	De muy baja a baja	Rápida	De débil a baja	de 15 a 60 min
Limo arcilloso	De baja a media	De rápida a lenta	Media	de 15 min a varias horas
Arcilla arenosa	De baja a alta	De lenta a ninguna	Media	de 30 seg a varias horas
Arcilla limosa	De media a alta	De lenta a ninguna	Media	de 15 min a varias horas
Arcilla	De alta a muy alta	Ninguna	Alta	de varias horas a días
Limo orgánico	De baja a media	Lenta	De débil a baja	de 15 min a varias horas
Arcilla orgánica	De media a muy alta	Ninguna	Alta	de varias horas a días

taciones debido a la vaguedad de la terminología. El desarrollo de la facultad de pensar en los suelos en función de valores numéricos de sus propiedades índice, debe ser uno de los objetivos principales de todo ingeniero interesado en cimentaciones.

Las propiedades índice pueden dividirse en dos tipos generales, en *propiedades de los granos* de los suelos y *propiedades del agregado o conjunto*. Las propiedades de los granos son las correspondientes a las partículas individuales de que está compuesto el suelo, sin hacer referencia a la manera en que estas partículas están dispuestas en un depósito de suelo. Así, es posible determinar las propiedades de los granos de cualquier muestra de suelo, esté alterada o no. Por otra parte, las propiedades del suelo en conjunto, dependen de la estructura y disposición de las partículas en la masa del suelo. Aunque comúnmente se usan las propiedades de los granos para fines de identificación, el ingeniero debe saber que las propiedades del suelo en conjunto tienen una mayor influencia en el comportamiento desde el punto de vista técnico de un suelo.

1.5 Propiedades de las partículas sólidas

Tamaño de los granos. La propiedad más importante de los granos en los suelos de grano grueso es su *distribución granulométrica o por tamaños,* que se determina por medio de un *análisis mecánico.* Los tamaños de los elementos en granos gruesos pueden determinarse usando un juego de cribas. La malla que se usa más comúnmente en el campo o en el laboratorio es la no. 200 U. S. estándar, en la que la anchura de las mallas es de 0.075 mm. Por esta razón se ha aceptado como la frontera estándar entre los materiales de grano grueso y los de grano fino.

Para determinar la distribución granulométrica de las partículas de cualquier suelo que contenga material de grano fino, deberá usarse el método de análisis mecánico en húmedo. Los métodos de análisis en húmedo se basan en la ley de Stokes, que dice que la velocidad a la que cae una partícula esférica a través de un medio líquidc es función del diámetro y del peso específico de la partícula. Se hace una suspensión del suelo, que se agita y luego se deja en reposo. Después que ha transcurrido un tiempo dado, todas las partículas mayores que las de un tamaño determinado se han asentado abajo de un plano situado a una profundidad arbitraria en la suspensión. Este tamaño puede calcularse por medio de la ley de Stokes. La densidad correspondiente de la suspensión a la profundidad arbitraria es la medida de la cantidad de suelo menor que el tamaño calculado. De esta manera, midiendo la densidad en tiempos diferentes, puede determinarse la distribución de los tamaños de las partículas.

En ingeniería, la densidad se mide usualmente con un *hidrómetro.* En el método D-422 de la ASTM se establecen los detalles del procedimiento. Se dispersa en un litro de agua destilada una muestra de aproximadamente 50 g de suelo y se vierte

en una probeta para sedimentación. Se agita la suspensión aproximadamente durante un minuto y se coloca la probeta en posición vertical sobre una superficie plana horizontal. Se introduce un hidrómetro especial de forma aerodinámica en la suspensión, y se toman lecturas de la densidad en varios intervalos de tiempo. Se acostumbra tomar lecturas a los 2, 4, 8, 15 minutos, y así sucesivamente. Los cálculos que se basan en estas lecturas permiten obtener la distribución granulométrica de las partículas, con la hipótesis de que todas las partículas son esféricas. En la realidad, las partículas de suelo más finas no son esféricas, sino que tienen forma de laminillas o de agujas. Por lo tanto, el tamaño de partículas que se determina es el diámetro de una esfera que se asentaría en la suspensión con la misma velocidad que la partícula de suelo.

Una de las fuentes de error más comunes que intervienen en el análisis mecánico en húmedo es la inadecuada dispersión de las partículas de suelo de grano fino. El laboratorista puede creer que está determinando los tamaños de las partículas separadas, mientras que en realidad puede estar midiendo los tamaños de los flóculos compuestos de varias partículas. Para evitar la floculación, se añade a la suspensión una pequeña cantidad de un electrólito que se conoce con el nombre de *agente dispersor*. No hay manera de determinar por los medios ordinarios de laboratorio cuando se ha obtenido la dispersión máxima. Por tanto, algunas veces es necesario recurrir a diferentes métodos de dispersión, si hay razones para dudar de la validez de los datos obtenidos. Se ha encontrado que los compuestos polifosfatados son generalmente los agentes de dispersión más efectivos. El más usado comúnmente es el hexametafosfato de sodio, pero en algunas ocasiones el fosfato trisódico puede producir una dispersión más completa.

El uso del microscopio electrónico permite a los investigadores determinar la forma y tamaño real de las partículas de suelo de grano fino, pero este refinamiento no resulta práctico ni económico en la clasificación de rutina de los suelos.

Los resultados de los análisis mecánicos se presentan usualmente por medio de una curva de distribución granulométrica. El porcentaje P de material más fino que el de un tamaño determinado se dibuja en el eje de ordenadas, a escala natural, y el diámetro correspondiente de la partícula, D_p, en milímetros, se dibuja en el eje de abscisas, a escala logarítmica. Una gráfica de ese tipo tiene la ventaja que los materiales de igual uniformidad se representan por curvas de forma idéntica, sea el suelo de grano grueso o de grano fino. Además, la forma de la curva es una indicación de la granulometría. Los suelos uniformes están representados por líneas casi verticales, y los suelos bien graduados por curvas de forma de S que se extiende a través de varios ciclos de escala logarítmica. La fig. 1.2 muestra curvas de los tamaños de las partículas para suelos de varios tipos.

Las características granulométricas de los suelos pueden compararse más cómodamente, estudiando ciertos valores numéricos importantes deducidos de las curvas de distribución. Los dos más comúnmente usados por los ingenieros se designan como D_{10}, el *diámetro efectivo*, y $C_u = D_{60}/D_{10}$, el *coeficiente de uniformidad*. El diámetro efectivo es el diámetro de la partícula correspondiente a $P = 10$ por ciento en la curva granulométrica. Por lo tanto, el 10 por ciento de las partículas son menores que el diámetro efectivo y el 90 por ciento, son mayores (vea la fig. 1.2). Es posible tener un suelo de granulometría discontinua con un coeficiente de uniformidad grande que esté realmente compuesto de dos fracciones uniformes. El coeficiente de curvatura, $C_z = (D_{30})^2/(D_{10} \times D_{60})$, es un valor que puede usarse para identificar esos suelos como mal graduados. En las gravas bien graduadas C_u es mayor que 4 y C_z queda entre 1 y 3 En las arenas bien graduadas, C_u es mayor que 6 y C_z está entre 1 y 3. (Consulte el título D-2487 de la ASTM, Clasificación de suelos para la ingeniería.)

Composición mineralógica. La propiedad más importante de los granos de los materiales de grano fino de los suelos es la composición mineralógica. Si las partículas

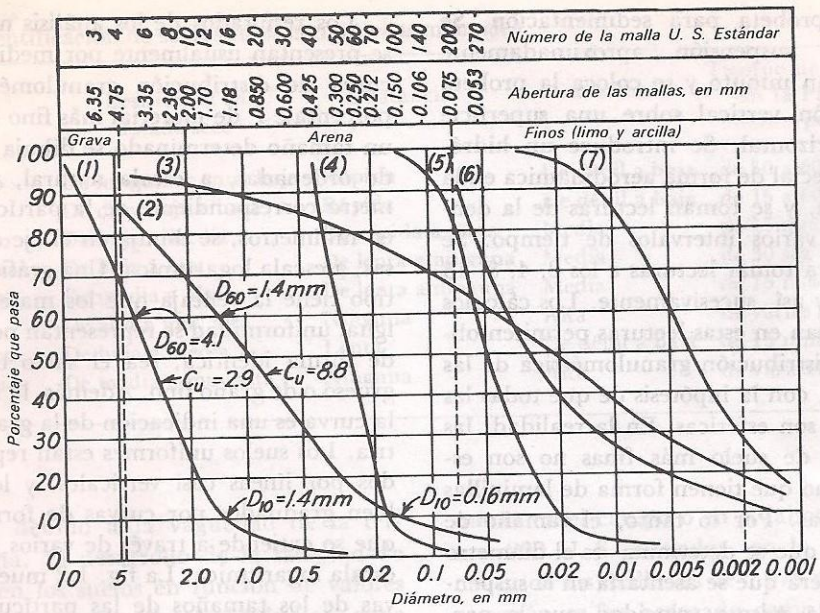


Figura 1.2. Curvas típicas de distribución granulométrica de algunos suelos naturales. (1) Gravilla, Castle Rock, Colo. (2) Grava de río, Denver, Colo. (3) Morrena glacial, Peoria, Ill. (4) Arena, Grenada, Miss. (5) Polvo de roca glacial, Winchester, Mass. (6) Limo arcilloso, Smead, Mont. (7) Arcilla limosa, Marathon, Ontario, Can.

del suelo son más pequeñas que 0.002 mm, la influencia de la fuerza de la gravedad en cada partícula es insignificante comparada con las fuerzas eléctricas que actúan en la superficie de la partícula. Un material en el que predomina la influencia de las cargas superficiales se dice que está en estado coloidal. Las partículas coloidales del suelo consisten principalmente en minerales de arcilla, que se originaron de los minerales de las rocas por meteorización, pero que tienen estructuras cristalinas que difieren de los minerales originales.

Los tres grupos más importantes de los minerales de arcilla son la *esmectita,* la *illita,* y la *caolinita.* Todos ellos son silicatos de aluminio hidratados. Los resultados de los estudios en que se ha utilizado el microscopio electrónico y las técnicas de difracción de los rayos X, demuestran que los minerales de arcilla tienen una estructura reticular, en la que los átomos están dispuestos en varias capas, semejantes a las páginas de un libro. La disposición y la composición química de estas capas determina el tipo de mineral de arcilla.

Las unidades estructurales básicas de los minerales de arcilla son el tetraedro silícico y el octaedro alumínico. Estas unidades se combinan formando capas de tetraedros y de octaedros para producir los diferentes tipos de arcillas. Los *minerales de dos capas* tienen una sola capa de tetraedros unida a una hoja sencilla de octaedros para formar una estructura reticular de 1:1. La caolinita es un mineral típico de dos capas. En los *minerales de tres capas* una capa sencilla de octaedros queda entre dos capas de tetraedros para dar una estructura reticular de 2:1. La fig. 1.3 es un croquis de la estructura de la montmorillonita, una de las esmectitas, representativa de la retícula 2:1. La estructura de la illita es semejante, pero algunos de los átomos de silicio han sido reemplazados por aluminio y, además, están presentes iones de potasio entre las hojas tetraédricas de cristales adyacentes.

Las diferencias en la configuración estructural de las retículas de la arcilla, en combinación con las variaciones causadas por la sustitución de otros átomos por el silicio y el aluminio, producen diferencias

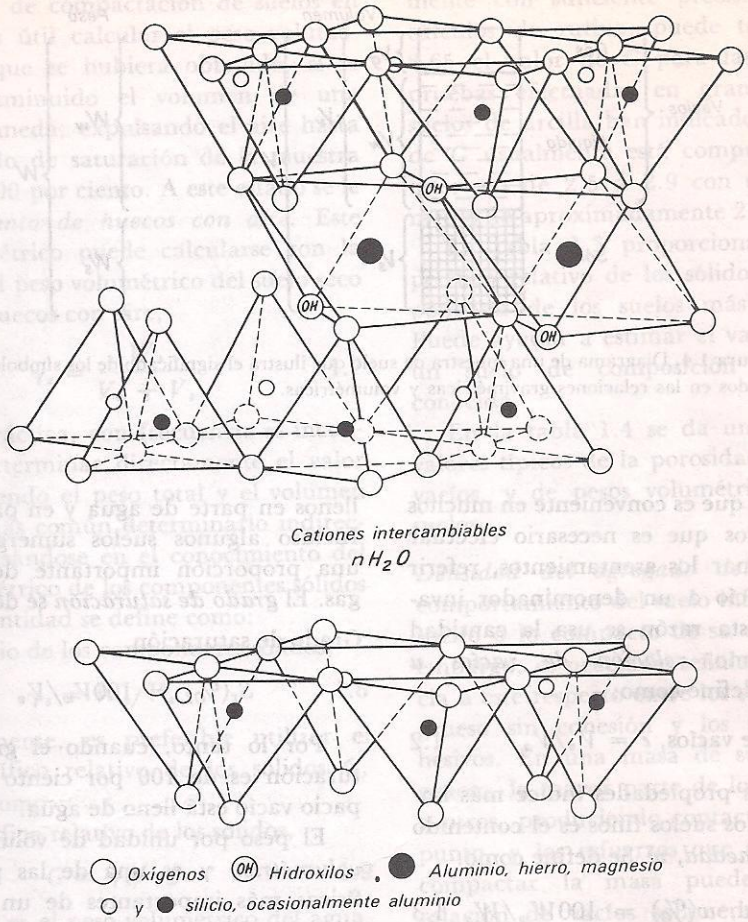


Figura 1.3. Croquis diagramático de la estructura de la montmorillonita (según Grim, 1962).

de intensidad en las cargas eléctricas que existen en las superficies de las diferentes clases de arcillas. Estas a su vez producen diferencias en las propiedades químicas, como se discute en el art. 1.7.

1.6 Relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos

Definiciones. Lo suelto o lo compacto de una muestra de suelo puede determinarse cuantitativamente en el laboratorio. Los términos porosidad, relación de vacíos, y el peso específico relativo de los sólidos se usan comúnmente para definir la densidad de la muestra. La fig. 1.4 es un diagrama de una muestra de suelo en un recipiente sellado, con el aspecto que presentaría si fuera posible separar las fases sólida, líquida y gaseosa. El volumen de sólidos se designa por el símbolo V_s, el volumen de agua por V_w, y el volumen de gas por V_g. Como la relación entre V_g y V_w cambia usualmente con las condiciones del agua en el subsuelo, así como bajo el efecto de las cargas aplicadas, es conveniente designar todo el volumen que no está ocupado por material sólido como volumen de vacíos, V_v. Si se designa el volumen total de la muestra por V, entonces la *porosidad* se define con la ecuación:

$$\text{Porosidad, } n = V_v/V \qquad 1.1$$

Usualmente, este valor se expresa como porcentaje. Cuando un suelo se comprime, cambian los valores de la ecuación anterior tanto del numerador como del denomi-

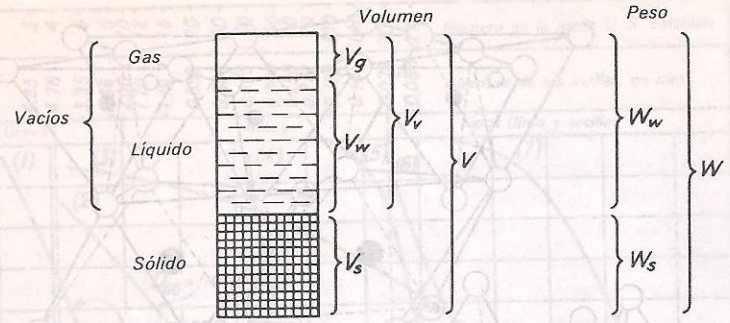


Figura 1.4. Diagrama de una muestra de suelo que ilustra el significado de los símbolos usados en las relaciones gravimétricas y volumétricas.

nador, por lo que es conveniente en muchos de los cálculos que es necesario efectuar para determinar los asentamientos, referir el espacio vacío a un denominador invariable. Por esta razón se usa la cantidad conocida como *relación de vacíos u oquedad.* Se define como:

$$\text{Relación de vacíos, } e = V_v/V_s \qquad 1.2$$

Una de las propiedades índice más importantes de los suelos finos es el contenido de agua o *humedad, w.* Se define como:

$$\text{Humedad, } w(\%) = 100W_w/W_s \qquad 1.3$$

En esta ecuación, W_w es el peso del agua y W_s es el peso de la materia sólida secada en el horno. El peso del agua se refiere a la cantidad invariable W_s en vez de al peso total de la muestra. Al aumentar la temperatura de una mezcla de suelo y agua que se está secando, la mezcla continúa perdiendo humedad, hasta que a una temperatura relativamente elevada, los minerales que constituyen el suelo se descomponen y pierden el agua de constitución. Por esta razón, las comparaciones de humedades no tienen significado, a menos que la temperatura a la que se seca el suelo se estandarice. La temperatura estándar del horno es de 105° a 115°C.

Muchos suelos que se encuentran abajo del nivel del agua freática y algunos suelos finos que están arriba del mismo, se encuentran saturados. Sin embargo, los vacíos de la mayor parte de los suelos que están arriba del nivel del agua freática están llenos en parte de agua y en parte de aire. Incluso algunos suelos sumergidos tienen una proporción importante de aire o de gas. El *grado de saturación* se define como:

Grado de saturación,

$$S_r(\%) = 100V_w/V_v \qquad 1.4$$

Por lo tanto, cuando el grado de saturación es de 100 por ciento todo el espacio vacío está lleno de agua.

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:

$$\text{Peso volumétrico, } \gamma = W/V \qquad 1.5$$

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 $V_v = 0$, 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.

$$\text{Peso volumétrico seco, } \gamma_d = W_s/V \qquad 1.6$$

Si se conoce la humedad, puede calcularse el peso volumétrico seco de la siguiente manera:

$$\gamma_d = \frac{100W}{(100 + w)V} = \frac{100\gamma}{100 + w} \qquad 1.6a$$

En estudios de compactación de suelos en ocasiones es útil calcular el peso volumétrico seco que se hubiera obtenido, si se hubiera disminuido el volumen de una muestra húmeda, expulsando el aire hasta que el grado de saturación de la muestra llegara al 100 por ciento. A este estado se le designa *exento de huecos con aire.* Este peso volumétrico puede calcularse con la expresión:El peso volumétrico del suelo seco exento de huecos con aire,

$$\gamma_z = \frac{W_s}{V_w + V_s} \qquad 1.7$$

En la práctica, con frecuencia es inconveniente determinar directamente el valor de γ, midiendo el peso total y el volumen total. Es más común determinarlo indirectamente basándose en el conocimiento del peso volumétrico de los componentes sólidos γ_s. Esta cantidad se define como:
Peso unitario de los componentes sólidos,

$$\gamma_s = W_s/V_s \qquad 1.8$$

Frecuentemente, es preferible utilizar el peso específico relativo de los sólidos G, definidos como:
Peso específico relativo de los sólidos,

$$G = \gamma_s/\gamma_w \qquad 1.9$$

donde γ_w es el peso volumétrico del agua, tomado como 1 g/cm^3. El valor de γ_s o G puede determinarse por pruebas en el laboratorio, pero puede estimarse usualmente con suficiente precisión. Para los cálculos de rutina, puede tomarse como 2.65 el valor de G para las arenas. Las pruebas efectuadas en gran número de suelos de arcilla han indicado que el valor de G usualmente está comprendido en el intervalo de 2.5 a 2.9 con un valor promedio de aproximadamente 2.7.

La tabla 1.3 proporciona el peso específico relativo de los sólidos de los componentes de los suelos más importantes. Puede ayudar a estimar el valor de G para un suelo de composición mineralógica conocida.

En la tabla 1.4 se da una lista de los valores típicos de la porosidad, relación de vacíos, y de pesos volumétricos de varios suelos.

Densidad del agregado del suelo. En el comportamiento del suelo influye mucho lo suelto o lo compacto de su estructura. Sin embargo, es necesario señalar una diferencia a este respecto entre los suelos de grano grueso sin cohesión y los materiales cohesivos. En una masa de suelo de grano grueso, la mayor parte de los granos tocan a otros, produciendo contactos de punto a punto, y los esfuerzos que se hagan para compactar la masa pueden reducir la relación de vacíos solamente por el reacomodo de las partículas o por su ruptura. Por otra parte, la densificación de los suelos finos, especialmente de la arcilla, depende

Tabla 1.3 Peso Específico relativo de los más Importantes Componentes[a] del Suelo

Yeso	2.32	Dolomita	2.87
Montmorillonita[b]	2.65–2.80	Aragonita	2.94
Ortoclasa	2.56	Biotita	3.0–3.1
Caolinita	2.6	Augita	3.2–3.4
Illita[b]	2.8	Hornblenda	3.2–3.5
Clorita	2.6–3.0	Limonita	3.8
Cuarzo	2.66	Hematita, hidratada	4.3±
Talco	2.7	Magnetita	5.17
Calcita	2.72	Hematita	5.2
Muscovita	2.8–2.9		

[a] De E. S. Larsen y H. Berman, *The Microscopic Determination of the Non-Opaque Minerals,* segunda edición, U.S. Department of the Interior, Bull. 848, Washington, 1934.

[b] De R. E. Olson y G. Mesri (1970). "Mechanisms Controlling the Compressibility of Clays," ASCE J. *Soil Mech.*, 96 No. SM6.

Tabla 1.4 Porosidad, Relación de vacíos, y Peso volumétrico de Suelos Típicos en Estado Natural

Descripción	Porosidad (n)	Relación de vacíos (e)	Humedad (w)[a]	Peso volumétrico g/cm³ γ_d[b]	Peso volumétrico g/cm³ γ_{sat}[c]	Peso volumétrico lb/pie³ γ_d	Peso volumétrico lb/pie³ γ_{sat}
1. Arena uniforme, suelta	0.46	0.85	32	1.43	1.89	90	118
2. Arena uniforme, compacta	0.34	0.51	19	1.75	2.09	109	130
3. Mezclas de arena, sueltas	0.40	0.67	25	1.59	1.99	99	124
4. Mezclas de arena, compactas	0.30	0.43	16	1.86	2.16	116	135
5. Limo eólico (loes)	0.50	0.99	21	1.36	1.86	85	116
6. Morrena, granos muy mezclados	0.20	0.25	9	2.12	2.32	132	145
7. Arcilla glacial blanda	0.55	1.2	45	1.22	1.77	76	110
8. Arcilla gracial dura	0.37	0.6	22	1.70	2.07	106	129
9. Arcilla blanda con poca mat. orgánica	0.66	1.9	70	0.93	1.58	58	98
10. Arcilla blanda con mucha mat. orgánica	0.75	3.0	110	0.68	1.43	43	89
11. Arcilla blanda montmorillonítica (bentonita cálcica)	0.84	5.2	194	0.43	1.27	27	80

[a] w = humedad para suelos saturados del peso del material seco
[b] γ_d = peso volumétrico seco
[c] γ_{sat} = peso volumétrico saturado

de otros factores como la cohesión y la presencia de películas de agua sobre las superficies de las partículas.

La relación de vacíos o la porosidad de cualquier suelo usualmente no proporcionan de por sí una indicación directa de su comportamiento cuando se carga o cuando se excava. De dos suelos gruesos que tengan la misma relación de vacíos, uno puede estar muy compacto mientras que el otro puede estar suelto. Por lo tanto, la compacidad relativa de un material grueso es más importante que la sola relación de vacíos. La compacidad puede expresarse numéricamente por la *Compacidad Relativa* I_d, que se define como:

$$\text{Compacidad Relativa, } I_d = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \quad 1.10$$

en la que $e_{máx}$ es la relación de vacíos del suelo en su estado más suelto; e es la relación de vacíos real; y $e_{mín}$ es la relación de vacíos en el estado más compacto posible. Por tanto, $I_d = 1.0$ para los suelos muy compactos, y 0 para los suelos muy sueltos.

En la práctica, la Compacidad Relativa de los suelos granulares usualmente se juzga de manera indirecta mediante pruebas de penetración o de carga (arts. 5.4 y 5.5), 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 $e_{máx}$ y $e_{mín}$ en el laboratorio. El estado más suelto generalmente puede obtenerse permitiendo que el material pulverizado y seco caiga en un recipiente desde un embudo sostenido de manera que la caída libre sea aproximadamente de 1.3 cm. Si el material es limoso, puede lograrse que quede más suelto permitiéndole que se asiente en agua. El estado más denso generalmente puede obtenerse apretando el suelo dentro de un recipiente por medio de una combinación de presión estática y vibración o, en algunas ocasiones, "haciendo llover" la arena desde una altura que permita que el impacto de los granos al caer compacte la capa superficial.

Los procedimientos estándar de la ASTM describen varios medios de producir el $e_{mín}$ Ya que distintos procedimientos conducen a diferentes relaciones de vacíos en

los diversos materiales, los valores numéricos de $e_{máx}$ y de $e_{mín}$, no siempre pueden determinarse definitivamente. En consecuencia, el valor de I_d queda algo indeterminado y debe acompañarse de descripciones de la manera que se empleó, para determinar $e_{máx}$ y $e_{mín}$.

En los suelos que contienen cantidades apreciables de limo o arcilla, la Compacidad Relativa pierde su significado, porque los valores de $e_{máx}$ y de $e_{mín}$ no tienen sentido definido. En muchas operaciones de construcción intervienen estos materiales. Además, los efectos benéficos que resultan al compactar estos suelos han sido demostrados por una larga experiencia. La necesidad de un método para definir el grado de compactación condujo, a principios de la década de los treintas, 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 AASHO como *prueba para determinar las relaciones entre el contenido de agua y el peso volumétrico seco* (ASTM título D-698 o método AASHO T-99). El aparato comúnmente usado se ilustra en la fig. 1.5. Consta de un cilindro metálico que tiene un volumen de 944 cm 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 enmedio del cilindro compactado de suelo para determinar la humedad.

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

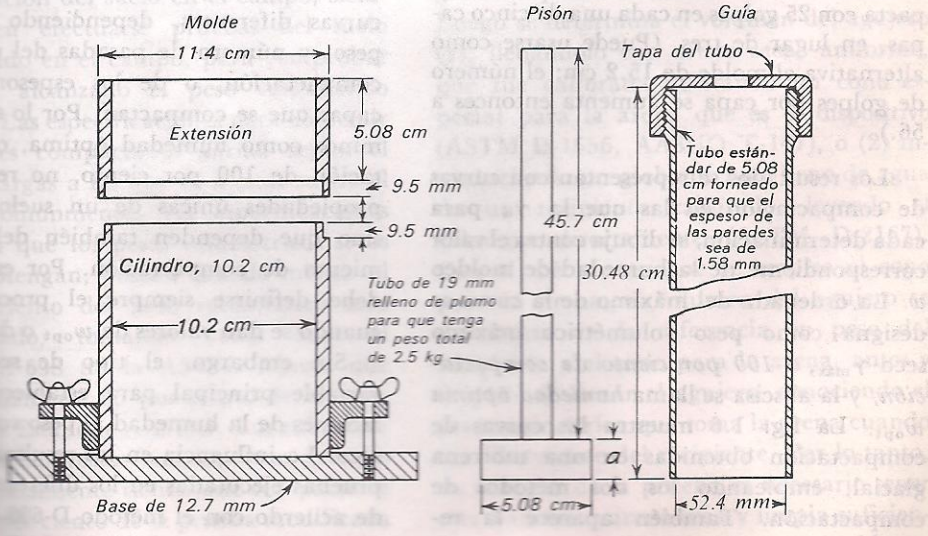


Figura 1.5. Equipo usado para determinar las curvas de compactación relaciones de la humedad de los suelos (Método ASTM D-698, AASHO T-99)

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.

El procedimiento que se acaba de describir se conoce en muchos lugares con el nombre de *Prueba Proctor Estándar,* fue ideado para duplicar en el laboratorio, con la mayor aproximación posible, los resultados que podían obtenerse con el equipo usado comúnmente en la década de los treintas para la compactación de suelos en el campo. Desde entonces, el equipo de compactación en el campo se ha perfeccionado al punto que es posible obtener pesos volumétricos secos mayores que por el procedimiento Proctor Estándar. Las mayores compactaciones se requieren frecuentemente en la construcción de aeropistas y presas altas. Por esta razón, se han usado otras normas de compactación, en conexión con esfuerzos de compactación mayores. Al más común de estos, se le llama a veces prueba *AASHO Modificada,* pero más correctamente se le designa como método ASTM D-1557 o método AASHO T-180, y también puede hacerse con el molde mostrado en la fig. 1.5. 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. (Puede usarse como alternativa el molde de 15.2 cm; el número de golpes por capa se aumenta entonces a 56.)

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. La ordenada del máximo de la curva se designa como peso volumétrico máximo seco $\gamma_{máx}$, o *100 por ciento de compactación,* y la abscisa se llama *humedad óptima* w_{opt}. La fig. 1.6 muestra las curvas de compactación obtenidas en una morrena glacial, empleando los dos métodos de compactación. También aparece la relación entre el peso volumétrico seco γ_z sin huecos llenos de aire y la humedad de compactación w. Como la línea que representa

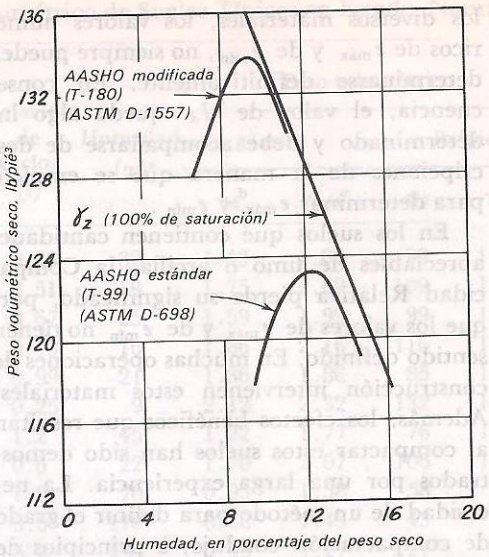


Figura 1.6. Curvas de compactación para una morrena glacial, usando dos energías de compactación diferentes.

esta relación corresponde a una saturación de 100 por ciento, debe quedar a la derecha de todos los puntos de cualquier curva de compactación.

Los dos procedimientos de la ASTM para ejecutar las pruebas de compactación conducen, como se ilustra en la fig. 1.6, a dos diferentes relaciones de humedad-peso volumétrico seco para el mismo suelo. De manera similar, se obtendrían en el campo curvas diferentes, dependiendo del tipo, peso, y número de pasadas del equipo de compactación o de los espesores de las capas que se compactan. Por lo tanto, términos como humedad óptima, o compactación de 100 por ciento, no representan propiedades únicas de un suelo especial, sino que dependen también del procedimiento de compactación. Por esta razón, debe definirse siempre el procedimiento cuando se dan valores de w_{opt} o de $\gamma_{máx}$.

Sin embargo, el tipo de suelo es la variable principal para establecer las relaciones de la humedad al peso volumétrico seco. La influencia en los resultados de las pruebas ejecutadas en los diferentes suelos, de acuerdo con el método D-698 de la ASTM, se ilustra en la fig. 1.7. Es evidente que no solamente cambian las formas de las curvas al variar la textura de los suelos de

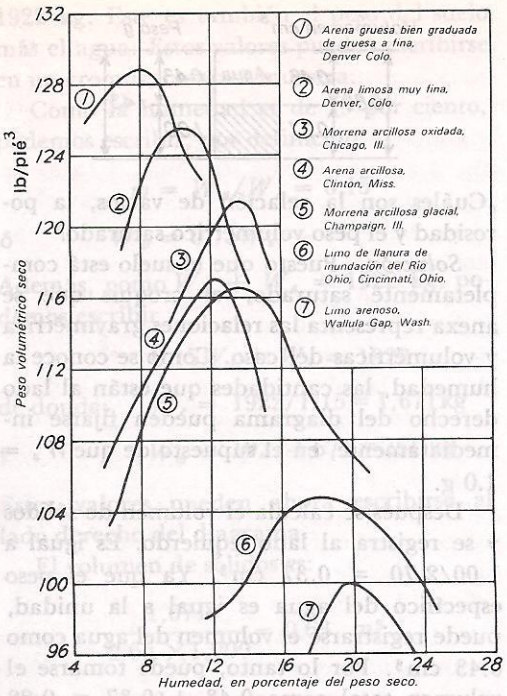


Figura 1.7. Curvas de compactación para varios tipos de suelos determinadas por el método de la ASTM D-698.

gruesa a fina, sino que también cambian las posiciones de las curvas.

Como uno de los objetivos principales de las pruebas de compactación es controlar la compactación del suelo en el campo, siempre deben efectuarse pruebas del suelo compactado en el campo, para comprobar si se ha alcanzado el peso volumétrico deseado. Las especificaciones para construir terraplenes compactados varían según el tipo de cargas a las que va a estar sujeto el suelo. Comúnmente, las especificaciones requieren que los pesos volumétricos secos que se obtengan, posean cuando menos el 95 por ciento del peso volumétrico seco determinado, tomando como base el método D-698 de la ASTM. Mismo que pudiera llamarse 95 por ciento de la compactación Estándar AASHO. Las subrasantes de las aeropistas que soportan grandes cargas, usualmente tienen que compactarse a un 98 por ciento de la prueba modificada *AASHO (ASTM D-1557). Rara vez pueden* satisfacerse estas especificaciones tan rígidas, a menos que la humedad del suelo se aproxime a la óptima correspondiente. En efecto, estudiando la fig. 1.6 resulta evidente que ningún esfuerzo de compactación aplicado a un suelo puede producir, a una humedad dada, un peso volumétrico seco mayor que el indicado por la línea de γ_z. Así, si la morrena glacial tuviera una humedad natural de 16 por ciento, el límite superior de su peso volumétrico seco sería aproximadamente 1890 kg/m³. Para producir un peso volumétrico seco cercano al máximo estándar de la AASHO, el suelo tendría que secarse a aproximadamente 14 por ciento, y para alcanzar un peso volumétrico seco cercano al de la prueba modificada, el secado habría de ser hasta un 10 por ciento.

El peso volumétrico de un suelo compactado en el lugar, se determina con una prueba de campo para ese objeto. Comúnmente, se emplean dos procedimientos. En ambos, primero se nivela la superficie del suelo en que se hace la prueba, y luego se hace un agujero de 7 a 15 cm de diámetro muy cuidadosamente a través de la capa compactada. Los lados del agujero deberán quedar tan lisos como sea posible y todo el suelo excavado debe guardarse cuidadosamente. El suelo húmedo extraído debe pesarse cuidadosamente, antes de que pueda evaporarse cualquier cantidad de agua y se toma una muestra relativamente grande para determinar la humedad. Luego se determina el volumen del agujero (1), llenándolo con arena seca, uniforme, que fue calibrada utilizando un cono especial para la arena que es el dispositivo (ASTM D-1556, AASHO T-147), o (2) introduciendo un globo de hule lleno de agua de un recipiente calibrado, leyendo el volumen directamente (ASTM D-2167). Con el método en que se emplea el cono para la arena, el volumen del agujero se determina de la diferencia en peso del recipiente y el cono para la arena, antes y después de llenar el agujero, conociendo el peso volumétrico que toma la arena cuando cae libremente del recipiente. Por lo tanto, en el lugar de la prueba es necesario tener una balanza y arena seca y limpia suficiente. *El peso volumétrico del suelo en el lugar* se calcula dividiendo el peso del suelo extraído por el volumen del agujero, y se con-

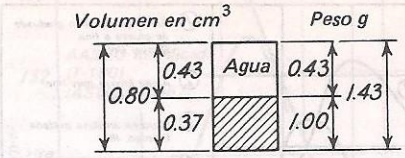
vierte al peso volumétrico seco por medio de la ec. 1.6*a*. Entonces, el *grado de compactación* se define como una relación, multiplicada por 100, del peso volumétrico máximo seco $\gamma_{máx}$ en el lugar, entre el mismo, pero determinado en el laboratorio. Se hace resaltar que, a diferencia de la definición de la Compacidad Relativa, la definición del grado de compactación es arbitraria en cuanto a que depende de los detalles del procedimiento de prueba. Además, la resistencia de un suelo dado, ya sea durante o después de la compactación, no está relacionada en forma sencilla al grado de compactación.

La humedad de campo y el peso volumétrico también pueden determinarse con aparatos nucleares colocados sobre una superficie plana de suelo compactado. Estos instrumentos tienen una gran ventaja con relación a los métodos convencionales, que es el poco tiempo que se necesita para hacer una prueba. Hasta ahora, estos instrumentos son muy costosos y con frecuencia están plagados de errores debidos a la mala calibración o por ajustes incorrectos. A pesar de estas desventajas, el uso de los medidores nucleares está aumentando rápidamente porque permiten hacer más pruebas en un tiempo dado, lográndose de esta manera, un control más rápido de la compactación de campo.

Relaciones entre las propiedades. Las diferentes propiedades de los suelos estudiadas en este artículo están interrelacionadas y cada una de ellas puede calcularse en función de otras valiéndose de expresiones algebraicas. Sin embargo, generalmente resulta más expedito resolver los problemas por medio del diagrama de la fig. 1.4, y las ecuaciones que definen las diferentes cantidades. La sencillez de este procedimiento se hará evidente al estudiar los problemas ilustrativos siguientes.

PROBLEMAS ILUSTRATIVOS

1. Una muestra de arcilla blanda, saturada, tiene un contenido de agua natural de 43 por ciento. El peso específico relativo de sus sólidos es 2.70.



¿Cuáles son la relación de vacíos, la porosidad y el peso volumétrico saturado?

Solución. Puesto que el suelo está completamente saturado, el croquis que se anexa representa las relaciones gravimétrica y volumétricas del caso. Como se conoce la humedad, las cantidades que están al lado derecho del diagrama pueden fijarse inmediatamente, en el supuesto de que W_s = 1.0 g.

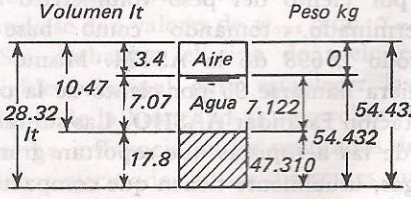
Después se calcula el volumen de sólidos y se registra al lado izquierdo. Es igual a 1.00/2.70 = 0.37 cm³. Ya que el peso específico del agua es igual a la unidad, puede registrarse el volumen del agua como 0.43 cm³. Por lo tanto, puede tomarse el volumen total como 0.43 + 0.37 = 0.80 cm³. Entonces, por definición,

$$e = V_v/V_s = 0.43/0.37 = 1.16$$

$$n = V_v/V = 0.43/0.80 = 0.51$$

$$\gamma_{sat} = W/V = 1.43/0.80 = 1.79\ \text{g/cm}^3$$

2. Se encontró que una muestra de arena situada arriba del nivel del agua freática tenía una humedad natural de 15 por ciento y un peso volumétrico de 1922 kg/m³. Las pruebas de laboratorio efectuadas en una muestra seca, indicaron valores para $e_{mín}$ = 0.50 y para $e_{máx}$ = 0.85 cuando estaba más suelta y más compacta, respectivamente. Calcule el grado de saturación y la Compacidad Relativa. Supóngase que G = 2.65.



Solución. En este problema, por comodidad, puede tomarse el volumen total de un m³, siendo por tanto el peso total

1922 kg. Este es también el peso del suelo más el agua. Estos valores pueden escribirse en un croquis, como se muestra.

Como la humedad es de 15 por ciento, podemos escribir, por definición:

$$w = W_w/W_s = 0.15$$

ó $$W_w = 0.15W_s$$

Además, como $W_w + W_s = 1922$ kg, podemos escribir

$$0.15W_s + W_s = 1922$$

de donde: $$W_s = 1922/1.15 = 1{,}671 \text{ kg}$$

y $$W_w = 1922\text{-}1{,}671 = 251 \text{ kg}$$

Estos valores pueden ahora escribirse al lado derecho del diagrama.

El volumen de sólidos es:

$$\frac{1{,}671}{2.65 \times 1{,}000} = 0.63 \text{ m}^3$$

y el volumen del agua es:

$$251/1000 = 0.25 \text{ m}^3$$

Por diferencia, el volumen de aire es $1.0 - (0.63 + 0.25) = 0.12$ m³. El volumen de huecos es, por tanto, 0.37 m³.

Por definición, el grado de saturación es:

$$S_r = 100\frac{V_w}{V_v} = 100 \times \frac{0.25}{0.37} = 68 \text{ por ciento}$$

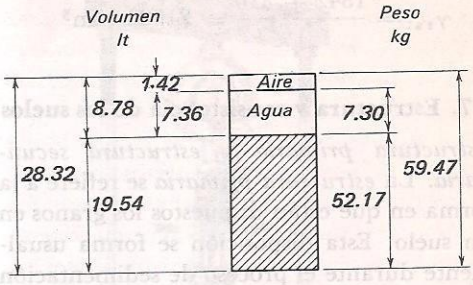
Por definición, la relación de huecos es

$$e = V_v/V_s = 0.37/0.63 = 0.59$$

y la Compacidad Relativa es

$$I_d = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} = \frac{0.85 - 0.59}{0.85 - 0.50} = \frac{0.26}{0.35} = 0.74$$

3. Una muestra de suelo compactada de acuerdo con la prueba Proctor Estándar tiene un peso volumétrico de 2100 kg/m³ a 100 por ciento de compactación y una humedad óptima de 14.0 por ciento. ¿Cuál es el peso volumétrico del suelo seco? ¿Cuál es el peso volumétrico cuando el aire en los huecos es cero? Si los huecos se llenan de agua, ¿cuál sería el peso volumétrico del suelo saturado? Supóngase que la materia sólida tiene un peso específico de 2.67.



Solución. Puede representarse el problema con el croquis que se acompaña, suponiendo que el volumen es 1 m³.

Como la humedad es de 14 por ciento, podemos escribir, por definición:

$$W_w = 0.140W_s$$

y como:

$$W_w + W_s = 2{,}100 \text{ kg}$$

$$0.140W_s + W_s = 2100$$

$$W_s = 2100/1.140 = 1842 \text{ kg}$$

y $$W_w = 2100 - 1842 = 258 \text{ kg}$$

por definición:

$$\gamma_d = W_s/V = 1842/1 = 1842 \text{ kg/m}^3$$

(este valor también puede determinarse usando la ec. 1.6a). El volumen de sólidos es

$$\frac{1842}{2.67 \times 1000} = 0.69 \text{ m}^3$$

Entonces, el volumen de vacíos es $1.00 - 0.69 = 0.31$ m³.

El volumen de agua es $258/1000 = 0.26$ m³.

Entonces el volumen de aire es $0.31 - 0.26 = 0.05$ m³.

Si se expulsara de la muestra todo el aire, el peso volumétrico seco con cero huecos sería, por definición,

$$\gamma_z = \frac{1842}{0.69 + 0.26} = 1939 \text{ kgm/m}^3$$

Por otra parte, si los huecos estuvieran llenos de agua, el peso del agua sería:

$$0.31 \times 1{,}000 = 310 \text{ kg}$$

y el peso volumétrico del material saturado sería:

$$\gamma_{sat} = \frac{1842 + 310}{1} = 2152\,\text{kg/m}^3$$

1.7. Estructura y consistencia de los suelos

Estructura primaria y estructura secundaria. La *estructura primaria* se refiere a la forma en que están dispuestos los granos en un suelo. Esta disposición se forma usualmente durante el proceso de sedimentación o de meteorización de la roca. Además, pueden producirse varias discontinuidades después de la deposición o formación del suelo, que constituyen la *estructura secundaria* del depósito. Corresponden a fenómenos como la formación de sistemas de juntas en las rocas sedimentarias.

La estructura primaria puede describirse como *simple, floculada,* o *dispersa.* En la estructura simple (fig. 1.8*a*), cada grano toca a varios de sus vecinos, de manera que el conjunto es estable aunque no hubiera fuerzas de adherencia en los puntos de contacto entre granos. El acomodo puede ser compacto o suelto, y las propiedades del conjunto resultan muy afectadas por la compacidad.

En las figs. 1.8*b* y 1.8*c* se representan conceptos sobre la estructura de los suelos finos. Las partículas de forma oval representan granos de limo, mientras que las partículas de lados planos representan láminas de mineral arcilloso. En la estructura *floculada* (fig. 1.8*b*), el borde o esquina de una laminilla de arcilla tiende a ser atraída a la cara plana de otra. En consecuencia, las partículas presentan una estructura suelta pero bastante estable que puede mantenerse mientras las cargas eléctricas en los bordes de las placas conserven un signo opuesto a las de las caras. El grado de holgura de esta disposición depende, cuando menos en parte, de la naturaleza y cantidad de electrólitos presentes durante la sedimentación. En la estructura *dispersa* (fig. 1.8*c*), los bordes, esquinas, y caras de las láminas de arcilla tienen cargas eléctricas semejantes. Así, las partículas se repelen entre sí y toman posiciones casi paralelas. Aunque la estructura dispersa pudiera haber estado muy suelta cuando se efectuó la sedimentación, la presión puede obligar a las plaquitas adyacentes a llegar a un estado más denso más fácilmente que si poseyeran la estructura floculada de la fig. 1.8*b*



Figura 1.8. Diagrama que ilustra *a)* estructura simple densa, *b)* estructura floculada y *c)* estructura dispersa.

Los tipos principales de estructura secundaria los forman las grietas, juntas, superficies de resbalamiento, y concreciones. Las grietas y juntas se forman comúnmente como resultado de la desecación, algunas veces después de la deposición del material. Las superficies de resbalamiento son superficies pulidas en las arcillas duras que han experimentado movimiento diferencial o expansión. Las concreciones son acumulaciones de carbonatos o de compuestos de hierro. Todos estos detalles rompen la continuidad de la masa de suelo y pueden impartirle propiedades muy diferentes a las de las muestras tomadas del depósito que no contengan estas discontinuidades.

Consistencia y sensibilidad. Indudablemente, la propiedad índice más importante de los materiales finos en estado natural es la *consistencia.* La consistencia de los depósitos naturales de suelos cohesivos se expresa cualitativamente con términos como *blando, medio, firme* y *duro.* Sin embargo, el significado de estos términos varía mucho en las diferentes partes del país, lo que depende de que los suelos locales sean generalmente duros o generalmente blandos. En vez de fiarse de términos tan vagos, el ingeniero debe adquirir la facultad de estimar la resistencia a la compresión del suelo.

Cuantitativamente, la consistencia de un suelo cohesivo inalterado puede expresarse en función de su *resistencia a la compresión* q_u. (determinada en probetas sin confinar).

En la prueba que se hace para determinar esta resistencia se utiliza un prisma o cilindro de suelo que tenga una altura de 1½ a 2 veces el diámetro medio, que se carga hasta que falle, a la compresión simple, haciendo la prueba con suficiente rapidez para que no cambie la humedad del suelo. El equipo ilustrado en la fig. 1.9 es el que comúnmente se usa en la prueba. Se hacen observaciones simultáneas de la carga y del acortamiento vertical. La carga de falla o, si la muestra no se rompe, la carga necesaria para producir una deformación unitaria de 20 por ciento se expresa como la carga por unidad de área de la sección transversal, en kg por centímetro cuadrado. En la tabla 1.5 se indica la relación entre los términos cualitativos que describen la consistencia y los valores cuantitativos de la resistencia a la compresión simple. Si no se dispone del equipo para hacer pruebas de compresión simple, puede obtenerse una estimación aproximada de dicho valor utilizando las pruebas de campo sencillas que se sugieren en la tabla 1.5.

Cuando se amasa con las manos una muestra de arcilla inalterada sin que se modifique su humedad, generalmente se ablanda. Puede investigarse esta característica, remoldeando sin que pierda agua, una muestra del material que se probó anteriormente a la compresión; introduciendo luego el material amasado en un molde cilíndrico, extrayendo la muestra remoldeada, y haciendo con ella una prueba de compresión simple.

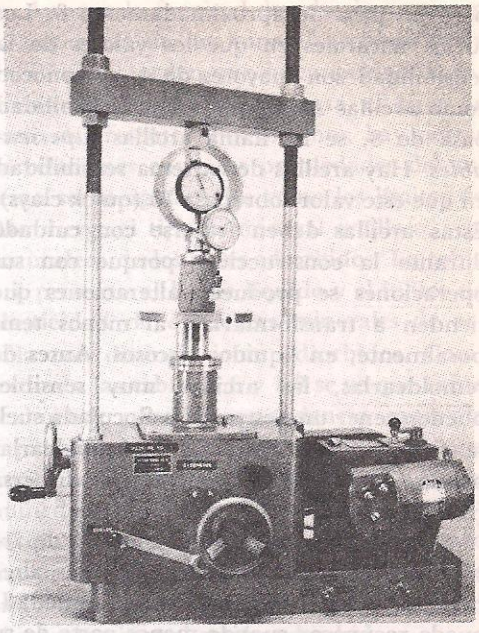


Figura 1.9. Aparato del tipo comúnmente usado para determinar la resistencia a la compresión en muestras sin confinar de suelos.

La relación

$$S_t = \frac{q_u \text{ inalterada}}{q_u \text{ remoldeada}} \qquad 1.11$$

se conoce como la *sensibilidad* de la arcilla.

Algunas arcillas con estructuras secundarias que pueden caracterizarse como grietas, juntas, o superficies de resbalamiento, pueden tener sensibilidades menores que 1. La sensibilidad de la mayor parte del resto de las arcillas excede de 1

Tabla 1.5 Expresiones Cualitativas y Cuantitativas de la Consistencia de las Arcillas

Consistencia	Identificación de campo	Resistencia a la compresión simple q_u (tons/m²)
Muy blanda	El puño puede penetrar en ella fácilmente varios centímetros.	menos de 0.25
Blanda	El pulgar puede penetrar en ella fácilmente varios centímetros.	0.25 a 0.50
Media	El pulgar con esfuerzo moderado puede penetrar en ella varios centímetros.	0.50 - 1.00
Firme	El pulgar se encaja fácilmente pero sólo penetra con gran esfuerzo.	1.00 - 2.00
Muy firme	La uña del pulgar se encaja fácilmente.	2.00 - 4.00
Dura	La uña del pulgar se encaja con dificultad.	mayor de 4.00

pero no pasa de aproximadamente 8. Los suelos naturales en que los valores de la sensibilidad son mayores de 4, se conocen como arcillas *sensibles,* y si la sensibilidad pasa de 8, se les llama arcillas *supersensibles.* Hay arcillas de extrema sensibilidad en que este valor sobrepasa 15 (quick clays). Estas arcillas deben tratarse con cuidado durante la construcción, porque con sus operaciones se producen alteraciones que tienden a transformarlas, al menos temporalmente, en líquidos viscosos. Antes de remoldearlas, las arcillas muy sensibles pueden tener una estructura floculada suelta (fig. 1.8b), mientras que, al remoldearlas puede producirse una estructura dispersa (fig. 1.8c).

Si se deja en reposo una muestra de arcilla remoldeada, sin que sufra más alteraciones y sin que cambie su humedad, puede recuperar cuando menos parte de su resistencia y dureza originales. Este aumento de resistencia se debe a una reorientación gradual de las moléculas de agua adsorbidas, y se conoce como *tixotropía.*

Límites de Atterberg. Si el contenido de agua de una suspensión espesa de arcilla se reduce gradualmente, la mezcla de arcilla y agua pasa del estado líquido al estado plástico y, finalmente, al estado sólido.

Se ha encontrado que los contenidos de agua correspondientes a las transiciones de un estado a otro, usualmente son diferentes en las arcillas que tienen propiedades físicas diferentes cuando se han remoldeado, y son aproximadamente iguales en las arcillas que tienen propiedades físicas semejantes. Por lo tanto, las fronteras entre los estados de consistencia, pueden servir como propiedades índice, útiles en la clasificación de las arcillas.

El significado de los contenidos de agua que sirven de límite para cada estado 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.* En la realidad, al pasar la mezcla de suelo y agua de un estado a otro, no se produce un cambio brusco en las propiedades físicas. Por lo tanto, las pruebas de los límites, son pruebas empíricas, que se han adoptado para definir los valores de los mismos.

Arriba del límite líquido w_L, el sistema de suelo y agua es una suspensión. Abajo del límite líquido y arriba del *límite plástico* w_P, el sistema de suelo y agua se dice que está en estado plástico. En este estado, el suelo puede deformarse o remoldearse sin la formación de grietas y sin que cambie de volumen. La amplitud de variación de la humedad en la cual el sistema se comporta como material plástico se llama frecuentemente *intervalo plástico,* y a la diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico se le llama *índice de plasticidad* I_P (que con frecuencia se designa PI):

$$\text{Indice de plasticidad, } I_P = w_L - w_P \quad 1.12$$

Algo abajo del límite plástico, el sistema de agua y suelo llega al *límite de contracción* w_S. La reducción de la humedad del suelo por secado abajo del límite de contracción no se acompaña de disminución de volumen; por el contrario, el aire entra en los huecos del sistema y el material se convierte en no saturado.

Los límites de Atterberg varían con la proporción de arcilla en el suelo, con el tipo de mineral arcilloso, y con la naturaleza de los iones adsorbidos en la superficie de la arcilla. Ya se dijo, en el art. 1.5, que las diferencias en la estructura atómica de los minerales arcillosos producen diferencias en las cargas eléctricas que están en las superficies de la arcilla. La existencia de estas cargas la indica la capacidad de las arcillas para adsorber iones de la solución. Los cationes (iones positivos) son más fácilmente adsorbidos que los aniones (iones negativos); por lo tanto, las cargas negativas deben predominar en las superficies de la arcilla. Un catión, como Na^+, es fácilmente atraído a la superficie de la arcilla. Sin embargo, el ion adsorbido de Na^+ no se une permanentemente; y pueden reemplazarlo iones de K^+, si la arcilla se coloca en una solución de cloruro de potasio KCl. Al proceso por el que se reemplaza el catión en exceso se le llama *intercambio catiónico.*

La capacidad de cambio de cationes de los diferentes tipos de minerales arcillosos, puede medirse lavando una muestra de

cada uno de ellos en una solución de una sal que comúnmente no se encuentre en estado natural, como el cloruro de amonio NH_4Cl, y determinando la cantidad adsorbida de NH_4^+, midiendo la diferencia entre la concentración original y final de la solución de lavado. Conviene expresar la capacidad de intercambio catiónico en función del número de pesos equivalentes de un ion adsorbido por 100 g de mineral arcilloso, ya que este factor es independiente del peso de cada ion adsorbido y del número de cargas que se le asocian.

En la tabla 1.6 se dan los intervalos típicos de capacidades de intercambio catiónico de varios minerales arcillosos.

TABLA 1.6 Capacidad de Intercambio Catiónico de los Minerales de la Arcilla

Mineral de la Arcilla	Capacidad de Intercambio Catiónico en Miliequivalentes por 100 g
Caolinita	3–15
Illita	10–40
Montmorillonita	70–100

La tabla 1.6 indica que las montmorillonitas son aproximadamente 10 veces más activas para adsorber cationes que las caolinitas. Por lo tanto, se requiere una cantidad mucho menor de montmorillonita que de caolinita para impartir las propiedades típicas de una arcilla a un suelo que tenga granos mezclados.

Aunque la facultad de adsorber agua en la superficie de un mineral arcilloso varía en el mismo orden que su capacidad de intercambio, también la afecta el tipo de cationes presentes. Por lo tanto, hay ciertas correlaciones entre las propiedades del sistema suelo-agua, tales como los límites de Atterberg, el tipo de mineral arcilloso, y la naturaleza de los iones adsorbidos. La tabla 1.7 presenta el límite líquido y el índice de plasticidad de diferentes minerales de arcilla con distintos iones adsorbidos. Comparando las tablas 1.6 y 1.7 se ve que existe realmente una correspondencia entre la capacidad de intercambio catiónico de una arcilla y sus propiedades con respecto a su humedad, medida por los límites de Atterberg. Resulta también evidente que cuanto mayor es la capacidad de intercambio de cationes de una arcilla, mayor será el efecto al intercambiar el catión adsorbido.

El tipo de mineral arcilloso y la naturaleza de los iones adsorbidos son importantes para la estabilización química de los suelos, en la extracción del agua por métodos eléctricos, y en otros problemas relativamente especializados. Puede obtenerse la información necesaria valiéndose de técnicas como las del análisis por medio de los rayos X. Sin embargo, para la mayor parte de los problemas sobre cimentaciones, la influencia de las características mineralógicas y químicas se acusan en forma adecuada en los valores de los límites de Atterberg.

El límite líquido y el índice de plasticidad constituyen unidos una medida de la

Tabla 1.7 Valores de los Límites de Atterberg de los Minerales de la Arcilla con Varios Cationes Adsorbidos

Catión	Na^+		K^+		Ca^{++}		Mg^{++}	
	w_L	I_P	w_L	I_P	w_L	I_P	w_L	I_P
Mineral de la arcilla:								
Caolinita	29	1	35	7	34	8	39	11
Illita	61	27	81	38	90	50	83	44
Montmorillonita	344	251	161	104	166	101	158	99

Según W. A. White (1958)

plasticidad de un suelo. Los suelos que poseen w_L e I_P de grandes valores se dice que son muy plásticos. A los que tienen bajos valores se les llama ligeramente plásticos. 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. 1.10), 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 $I_P = 0.73\,(w_L - 20)$, 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.

La diferencia entre suelos orgánicos e inorgánicos puede hacerse usualmente, ejecutando dos pruebas para determinar dos límites líquidos con el mismo material,

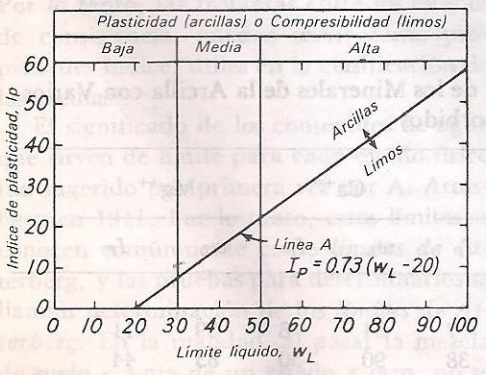


Figura 1.10. Carta de plasticidad (según A. Casagrande, 1948).

una con suelo húmedo o secado al aire, y otra con el suelo secado en el horno. El secado en el horno produce cambios irreversibles en los componentes orgánicos que producen un límite líquido significativamente inferior. Si el límite de la muestra secada en el horno es inferior a aproximadamente 0.75 veces el de la muestra que no se secó de esa manera, el suelo puede clasificarse como orgánico. Unos cuantos minerales inorgánicos de arcilla y otros componentes de los suelos finos también experimentan cambios irreversibles al secarlos en el horno; por lo tanto, la identificación no puede basarse siempre en los resultados de las pruebas de los límites.

La humedad natural de una arcilla es en sí una propiedad índice útil. Sin embargo, tiene un mayor significado la relación de la humedad natural a los límites líquido y plástico. Los depósitos que tienen humedades cercanas al límite líquido son usualmente mucho más blandos que los que tienen humedades cercanas al límite plástico. Una de las propiedades características más importantes de los depósitos de arcilla natural es, por lo tanto, el *índice de liquidez*, definido por la ecuación

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} = \frac{w - w_P}{I_P} \qquad 1.13$$

Puede verse que I_L es negativo en los suelos que tengan humedades menores que el límite plástico. Al aumentar el contenido de agua del límite plástico al límite líquido, el valor de I_L aumenta de 0 a 1.0. Si la humedad natural es mayor que el límite líquido, el índice de liquidez es mayor que 1.0. La consistencia de una arcilla remoldeada puede estimarse cuando se conocen su humedad natural y los valores de sus límites. Las relaciones se ilustran en la fig. 1.11.

Ninguna de las pruebas para determinar los límites de Atterberg es difícil de ejecutar, aunque se requiere cierta experiencia para desarrollar la técnica necesaria para obtener resultados reproducibles. La determinación del límite líquido se hace comúnmente, utilizando un aparato mecánico diseñado por A. Casagrande (fig. 1.12). Se coloca una muestra del suelo remoldeado en la copa, y se hace una ranura de 2 mm

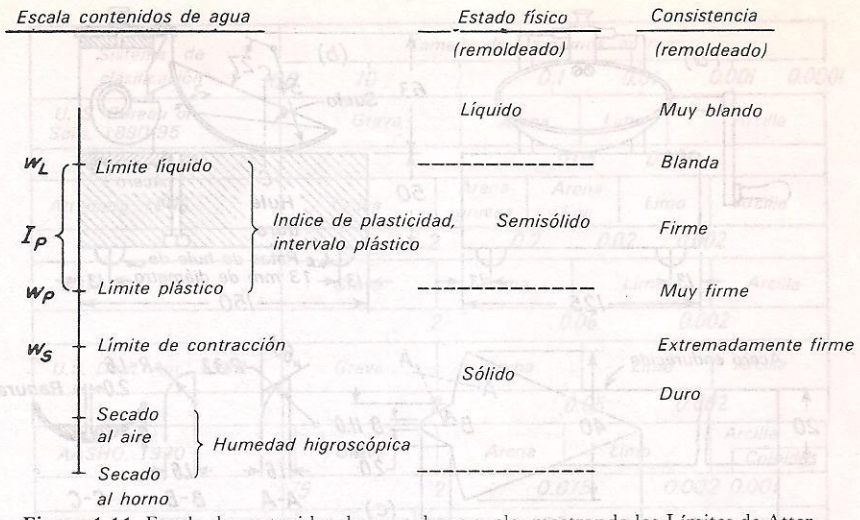


Figura 1.11. Escala de contenidos de agua de un suelo, mostrando los Límites de Atterberg, el estado físico correspondiente, y la consistencia aproximada del suelo remoldeado.

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.

La determinación del límite plástico se ejecuta 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.

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.

1.8. Sistemas de clasificación de suelos

Introducción. Como los depósitos de suelos son infinitamente variados, no ha sido posible crear un sistema universal de clasificación de suelos para diferenciarlos en grupos y subgrupos sobre la base de todas sus propiedades índice importantes. Sin embargo, se han ideado sistemas útiles basados en una o dos propiedades características. Algunos de estos sistemas han llegado a generalizarse tanto entre los trabajadores de los diversos campos en los que intervienen los suelos, que es necesario que el ingeniero posea al menos un conocimiento general de los mismos. Al mismo tiempo, es indispensable tener presente que ningún sistema describe adecuadamente ningún suelo para todos los objetos que persigue la ingeniería. En realidad, muchos sistemas ignoran las propiedades más importantes desde el punto de vista del ingeniero especialista en cimentaciones.

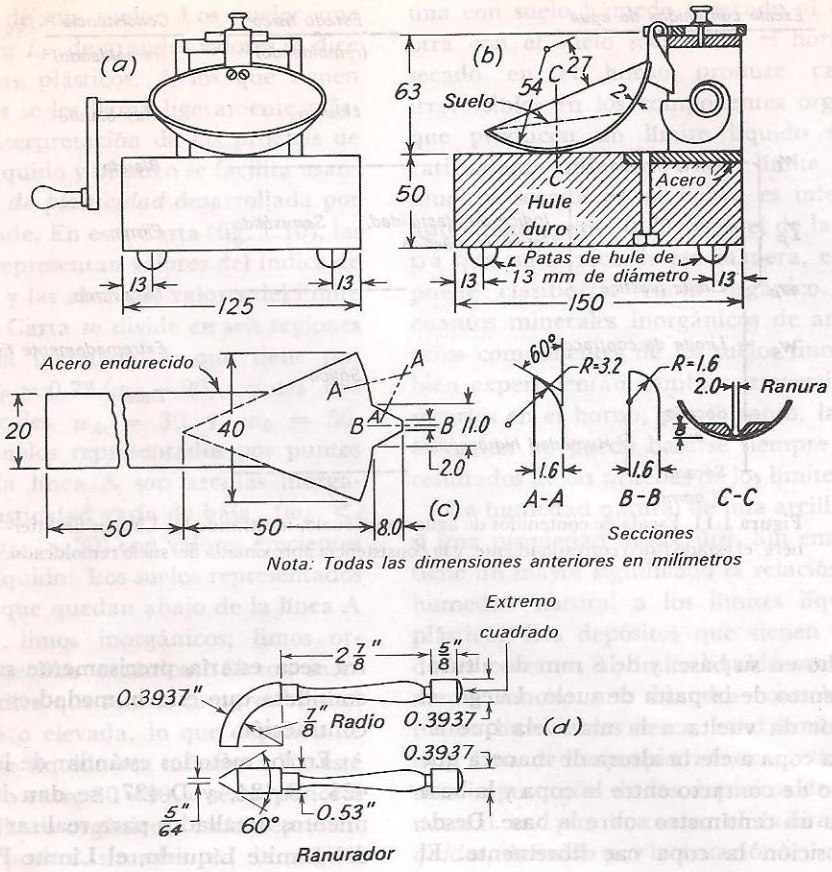


Figura 1.12. *a)* y *b)* Aparato mecánico para determinar el límite líquido. *c)* Ranurador de Casagrande. *d)* Ranurador estándar de la ASTM.

Sistemas basados en la textura. Como el tamaño de las partículas es probablemente la característica más evidente de un suelo, es natural que los primeros sistemas de clasificación se hayan basado únicamente en la granulometría. En realidad se han sugerido muchos de estos sistemas. En la fig. 1.13, se muestran varios de los más comunes. El MIT y el Unificado son los más usados por los especialistas en cimentaciones; el sistema AASHO por los ingenieros de caminos, y el sistema Unificado por los ingenieros encargados de presas y aeropistas.

Para clasificar un suelo usando un sistema basado en la granulometría, usualmente se construye la curva granulométrica y se calculan los porcentajes en peso de las partículas contenidas dentro de cada intervalo de tamaño especificado en el sistema Así, un suelo que tiene mezclados granos de varios tamaños puede describirse como "3 por ciento de grava, 46 por ciento de arena, 17 por ciento de limo, y 34 por ciento de arcilla, de acuerdo con la clasificación del MIT."

En el sistema de clasificación granulométrica que usan los científicos del Departamento de Agricultura de los E. U., se especifican sólo tres órdenes de tamaños de las partículas y se excluye el material mayor de 2.0 mm. Por lo tanto, los porcentajes de arena, limo y arcilla pueden representarse en un diagrama triangular (fig. 1.14). Después que se han determinado estos porcentajes en una muestra dada, el punto que representa esta composición mecánica se localiza en el diagrama trian-

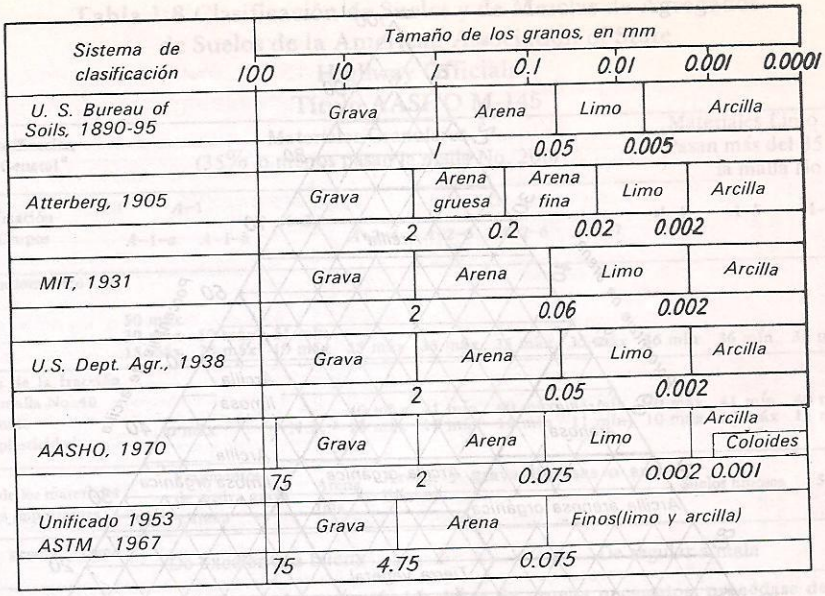


Figura 1.13. Comparación de varios sistemas comunes de clasificación granulométrica.

gular y se da al suelo el nombre asignado al área en que está situado el punto. Si el suelo contiene una cantidad importante de material mayor de 2.0 mm, se añade al nombre correspondiente un adjetivo adecuado, "con grava" o "con boleos". Aunque el diagrama triangular no revela otras propiedades del suelo aparte de la distribución granulométrica, se usa mucho en varias formas modificadas por los individuos que trabajan en el campo de la agricultura y de la ingeniería de carreteras. Desafortunadamente, el nombre correspondiente obtenido del diagrama, no siempre expresa correctamente las características físicas del suelo. Por ejemplo, como algunas partículas del tamaño de la arcilla son menos activas que otras, un suelo al que se da el nombre de arcilla basándose en un criterio de tamaño puede tener propiedades físicas que son más comunes en el limo.

El sistema de la AASHO. Hacia 1928, el Bureau of Public Roads presentó un sistema de clasificación de suelos que todavía usan mucho los ingenieros de caminos. Este sistema divide a los suelos en ocho grupos designados por los símbolos del *A*–1 al *A*–8. Como se consideró que el mejor suelo para ser usado en la subrasante de una carretera es un material bien graduado compuesto principalmente de arena y grava, pero que contenga una pequeña cantidad de excelente cementante arcilloso, a este material se le dio el nombre de *A*-1. Los suelos restantes se agruparon en orden decreciente de estabilidad. El sistema ha sufrido muchas modificaciones. Al principio, ni los porcentajes de las diferentes fracciones de tamaños, ni las características de plasticidad de la fracción de arcilla estaban especificados definitivamente.

En 1945, se hizo una amplia modificación del sistema del Public Roads por un comité de ingenieros de caminos para el Highway Research Board. En 1949, y de nuevo, en 1966, fueron adoptadas modificaciones por la American Association of State Highway Officials, y el método se conoce ahora como sistema de la AASHO. Las características de los diferentes grupos y subgrupos, y el procedimiento de clasificación se dan en la tabla 1.8. En el sistema de la AASHO los suelos inorgánicos se clasifican en 7 grupos que van del *A*–1 al *A*–7. Estos a su vez se dividen en un total de 12 subgrupos. Los suelos con elevada proporción de materia orgánica se clasifican como *A*–8. Cualquier suelo que contenga material fino se identifica además por

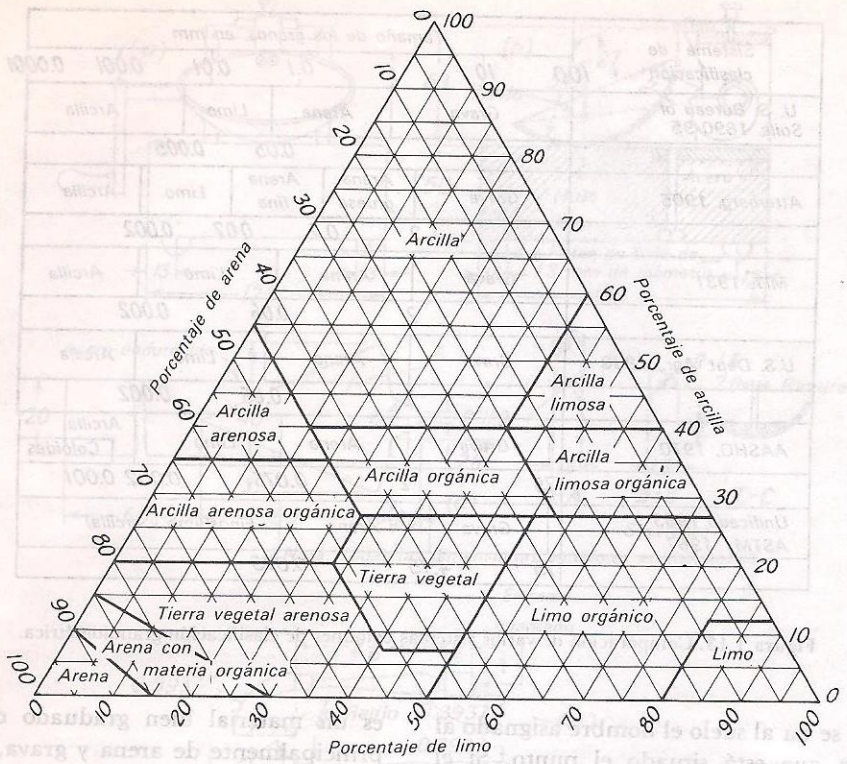


Figura 1.14. Diagrama para la clasificación granulométrica usado por el U. S. Department of Agriculture.

su *índice de grupo;* cuanto mayor es el índice, peor es el suelo.

El índice de grupo se calcula con la fórmula:

$$\text{Indice de grupo} = (F - 35)[0.2 + 0.005(w_L - 40)] + 0.01(F - 15)(I_P - 10) \quad 1.14$$

en la que:

F = porcentaje del suelo que pasa por la malla No. 200, expresado como número entero

w_L = límite líquido

I_P = índice de plasticidad

El índice de grupo siempre se reporta aproximándolo al número entero más cercano, a menos que su valor calculado sea negativo, en cuyo caso se reporta como cero. El índice de grupo se agrega a la clasificación de grupo y subgrupo. Por ejemplo, un suelo arcilloso que tenga un índice de grupo de 25, puede clasificarse como A-7-6(25).

Sistema Unificado. El sistema de clasificación de suelos que más usan los ingenieros especialistas en cimentaciones en Norte América, en la actualidad fue elaborado por Arthur Casagrande para el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los E. U. Primero se le llamó sistema de clasificación para aeropistas (CA), y su objeto 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 Cuerpo de Ingenieros y por el Bureau of Reclamation de los E. U. con el nombre de sistema *Unificado.* En 1969, el sistema Unificado fue adoptado por la American Society for Testing and Materials como método estándar de clasificación de suelos para obras de ingeniería, ASTM D-2487.

De acuerdo con el sistema Unificado, los suelos de grano grueso se dividen en:

Tabla 1.8 Clasificación de Suelos y de Mezclas de Agregados de Suelos de la American Association of State Highway Officials
Título AASHO M-145

Clasificación General[a]	Materiales Granulares (35% o menos pasan la malla No. 200)								Materiales Limo Arcillosos (Pasan más del 35 por ciento la malla No. 200)			
Clasificación Por Grupos	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7	
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5, A-7-6	
Análisis granulométrico % que pasa:												
No. 10	50 máx											
No. 40	30 máx	50 máx	51 mín									
No. 200	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín	
Características de la fracción que pasa la malla No. 40												
Límite líquido			N.P.[b]	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín	
Indice de plasticidad	6 máx			10 máx	10 máx	11 mín	11 mín	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín	
Tipos usuales de los materiales componentes importantes	Fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Arena y grava limosas o arcillosas.				Suelos limosos		Suelos arcillosos		
Clasificación general como subrasante	De excelente a buena							De regular a mala				

[a]Procedimiento de clasificación. Teniendo presentes los datos de prueba necesarios, procédase de izquierda a derecha en el cuadro; se encontrará el grupo correcto siguiendo un proceso de eliminación. El primer grupo de la izquierda que corresponda con los datos de la prueba es la clasificación correcta. El grupo A-7 se subdivide en A-7-5 o A-7-6, según el límite plástico. Para $w_p < 30$, la clasificación es A-7-6; para $w_p > 30$, A-7-5.

[b]N.P. significa no plástico.

1. Grava y suelos gravosos; símbolo *G*.
2. Arenas y suelos arenosos; símbolo *S*.

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

a. Bien graduadas, material relativamente limpio; símbolo *W*.
b. Material bien graduado con excelente cementante arcilloso; símbolo *C*.
c. Mal graduadas, material relativamente limpio; símbolo *P*.
d. Materiales gruesos con finos, no comprendidos en los grupos anteriores; símbolo *M*.

Los suelos finos se dividen en tres grupos:

1. Suelos limosos inorgánicos y suelos arenosos muy finos; símbolo *M*.
2. Arcillas inorgánicas; símbolo *C*.
3. Limos y arcillas orgánicos; símbolo *O*.

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*.
b. Suelos finos con límite líquido mayor que 50; es decir, de elevada compresibilidad; símbolo *H*.

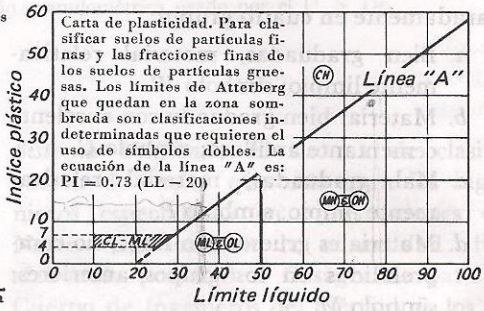
Suelos con elevada proporción de materia orgánica, usualmente fibrosos, como la turba y los fangos de muy alta compresibilidad, no se subdividen y se colocan en un grupo; su símbolo es *Pt*, basándose en la clasificación a simple vista. Las características correspondientes a los diferentes grupos se dan en la tabla 1.9.

Inconvenientes de las clasificaciones Ingenieriles. Los diferentes sistemas basados en la granulometría, el sistema de la AASHO, y el sistema Unificado se basan en las propiedades, ya sea de los mismos granos o del material remoldeado; y no consideran las propiedades del material tal como se encuentra en la naturaleza. Son estas últimas las que determinan principalmente el comportamiento del suelo durante y después de la construcción. Por lo tanto, ninguno de los sistemas de clasificación puede servir mas que como un punto de partida para la adecuada descripción de los suelos, en las condiciones en que se encuentran en el campo. Sin embargo, aun con estas limitaciones, gran parte de la información que se refiere a las características generales de un suelo puede inferirse como consecuencia de una clasificación apropiada, dentro de uno de los sistemas descritos bajo los subtítulos anteriores. El in-

Tabla 1.9 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos bajo el punto de Vista de la Ingeniería
Título D-2487 de la ASTM

Divisiones principales			Símbolos del grupo	Nombres típicos	Criterios para la clasificación
Suelos de partículas Gruesas Más del 50% es retenido en la malla No. 200	Gravas 50% o más de la fracción gruesa se retiene en la malla No. 4	Gravas limpias	*GW*	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos	$C_u = D_{60}/D_{10}$ Mayor que 4 $C_z = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Entre 1 y 3
			GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos	No satisfacen ambos criterios para GW
		Gravas con finos	*GM*	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo.	Los límites de Atterberg quedan abajo de la línea "A", o el índice plástico es menor que 4. / Los límites de Atterberg quedan arriba de la línea "A" y el índice plástico es mayor que 7. Los límites de Atterberg que quedan en el área sombreada son clasificaciones indeterminadas que requieren el uso de símbolos dobles
			GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla	
	Arenas Más del 50% de la fracción gruesa pasa la malla No. 4	Arenas limpias	*SW*	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos	$C_u = D_{60}/D_{10}$ Mayor que 6 $C_z = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Entre 1 y 3
			SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos	No se satisfacen ambos criterios para SW
		Arenas con finos	*SM*	Arenas limosas, mezclas de arena y limo	Los límites de Atterberg quedan abajo de la línea "A", o el índice plástico es menor que 4. / Los límites de Atterberg quedan arriba de la línea "A" y el índice plástico es mayor que 7. Los límites de Atterberg que quedan en el área sombreada son clasificaciones indeterminadas que requieren el uso de símbolos dobles
			SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla	
Suelos de Grano Fino 50% o más pasa la malla No. 200	Limos y arcillas con Límite Líquido de 50% o menor		*ML*	Limos inorgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, limos arenosos o arcillos ligeramente plásticos	
			CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas dobles	
			OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad	
	Limos y arcillas Con límite Líquido mayor de 50%		*MH*	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos elásticos	
			CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas	
			OH	Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad	
Suelos con elevada proporción de materia orgánica			*Pt*	Turba y otros suelos altamente orgánicos.	Identificación visual o manual

Clasificación según el porcentaje de finos
Pasa menos del 5% por la malla No. 200 — GW, GP, SW, SP
Pasa más del 12% por la malla No. 200 — GM, GC, SM, SC
Pasa del 5 al 12% por la malla No. 200 — Clasificación indeterminada que requiere el uso de símbolos dobles



geniero que trabaja con suelos y cimentaciones debe memorizar los detalles de cuando menos el sistema de clasificación técnico que parezca más adecuado en el campo de su actividad. Debe entrenarse constantemente en la identificación y clasificación correcta de suelos en el campo, comparando sus descripciones de campo de las muestras de suelos con los resultados correspondientes del laboratorio. Ya que todos los sistemas de clasificación de suelos que se acaban de describir son de uso común, conviene estar familiarizado completamente con cada uno de ellos.

Además, también puede obtenerse información útil de fuentes que quedan fuera del campo de la ingeniería civil, especialmente de la geología y de la pedología. El especialista en cimentaciones debe conocer cuando menos la terminología de las descripciones de estas dos ciencias. En el cap. 6 se da información descriptiva con relación a los depósitos de tierra más comunes y de sus características técnicas más importantes.

PROBLEMAS ILUSTRATIVOS

1. Una muestra de suelo tiene las siguientes características granulométricas:

Tamaño mm	Porcentaje que pasa
2.0 (No. 10)	100
0.075 (No. 200)	71
0.050	67
0.005	31
0.002	19

El límite líquido es 53 por ciento, y el índice de plasticidad 22 por ciento.

Clasifique este suelo de acuerdo con los siguientes sistemas: Departamento de Agricultura de los E. U.; el de la AASHO; y el Unificado.

Solución. Según el Departamento de Agricultura de los E. U.:

Arcilla 19 por ciento. Limo 67-19 = 48 por ciento

Clasificación (fig. 1.14): Tierra vegetal

Según la AASHO:

Cálculo del índice de grupo:

$$F = 71$$
$$w_L = 53$$
$$I_P = 22$$

Indice

$$= (71 - 35)[0.2 + 0.005(53 - 40)] + 0.01(71 - 15)(22 - 10)$$
$$= 16$$

Apoyándose en los valores límite y en la tabla 1.8, el suelo es *A*–7–5 o *A*–7–6. Ya que $w_P = 53 - 22 = 31$, que es mayor de 30, la clasificación es *A*–7–5(16).

Según el sistema Unificado:

Tomando como base la tabla 1.9 (incluyendo la Carta de plasticidad) la clasificación es *MH*.

2. Una muestra de suelo residual originado por arenisca esquistosa tiene una distribución granulométrica de las siguientes características

Tamaño mm	Porcentaje que pasa
2.0 (No. 10)	100
0.075 (No. 200)	45
0.050	39
0.005	20
0.002	16

El límite líquido es 27 por ciento y el índice de plasticidad es de 6 por ciento. Clasifique el suelo de acuerdo con los tres sistemas mencionados en el prob. 1.

Solución.

Según el Departamento de Agricultura de los E. U.

Arcilla: 16 por ciento. Limo: 39 − 16 = 23 por ciento

Clasificación (fig. 1.14): Tierra vegetal arenosa. Según la AASHO:

Cálculo del índice de grupo:

$$F = 45$$
$$w_L = 27$$
$$I_P = 6$$

Indice

$$= (45 - 35)[0.2 + 0.005(27 - 40)] + 0.01(45 - 15)(6 - 10)$$
$$= 0.15, \text{ es decir cero}$$

Tomando como base los valores de los límites y la tabla 1.8, la clasificación es A-4 (0)

Según el sistema Unificado:

Como más del 50 por ciento queda retenido en la malla no. 200, el suelo es grueso, y como más del 50 por ciento de la fracción gruesa es más fina que la malla No. 4, se trata de una arena (tabla 1.9). Además, como más del 12 por ciento es más fino que la malla no. 200, el suelo debe ser *SM* o *SC*. Tomando como base los valores de los límites y la Carta de plasticidad, la clasificación está en la línea de separación de *SM-SC*.

3. Clasificar el suelo representado por la curva 6 (fig. 1.2), de acuerdo con la clasificación del MIT. ¿Cuál es el diámetro efectivo de sus granos y su coeficiente de uniformidad?

Solución. El suelo tiene 12 por ciento de arcilla, 82 − 12 = 70 por ciento de

limo, y 18 por ciento de arena, de acuerdo con la clasificación del MIT.
Diámetro efectivo de los granos, $D_{10} = 0.0014$ mm
Coeficiente de uniformidad,

$$C_u = 0.04/0.0014 = 28.6$$

1.9. Descripción y clasificación de las rocas

El comportamiento de los suelos en relación con las cimentaciones se determina principalmente por las características de los mismos y sólo secundariamente por los detalles de todo el depósito como grietas, juntas, o superficies de resbalamiento. Por lo tanto, la clasificación de los suelos y la determinación de sus propiedades índice son procesos esenciales de la ingeniería de cimentaciones. Por otra parte, la mayor parte de las rocas intactas tienen resistencias y rigideces mucho mayores que las exigidas en las cimentaciones ordinarias. La conveniencia de una cimentación sobre roca está regida exclusivamente por las discontinuidades, como juntas, planos de sedimentación, zonas de meteorización y de alteración hidrotérmica, fallas, y zonas de corte. Estos aspectos se estudian en el cap. 6.

Debido a las diferencias inherentes en las características que determinan el comportamiento del suelo y de las masas de roca, un sistema de clasificación de rocas para la ingeniería tiene relativamente menos importancia para las cimentaciones que cuando los materiales son suelos. En realidad, no existe ningun sistema de uso general. Los atributos principales que deben incluirse en una clasificación para la ingeniería de los materiales rocosos son, de acuerdo con Deere (1963), la resistencia y la estructura de la roca. Los términos comúnmente aceptados para la resistencia, se relacionan en la tabla 1.10 a la resistencia a la compresión de probetas cilíndricas sin confinar, de roca intacta con alturas iguales al doble de sus diámetros.

Clasificando las rocas por su estructura, pueden dividirse en cuatro categorías: *entrelazadas, cementadas, laminadas* y *foliadas*. Las rocas de estructura entrelazada constan usualmente de cristales entretejidos que forman una masa bastante homogénea de propiedades semejantes en todas direcciones. En las rocas cementadas, los granos o partículas se han unido entre sí por precipitados químicos transportados usualmente por el agua subterránea en movimiento; es también probable que estas rocas tengan propiedades bastante parecidas en todas las direcciones. Por otra parte, las rocas laminadas tienen propiedades intensamente direccionales, como resultado de su sedimentación en capas delgadas. (Si las capas tienen un espesor mayor que aproximadamente un cm, usualmente se considera que es un estrato, con sus características propias, quizá isótropas.) Las rocas foliadas acusan también propiedades eminentemente direccionales, debido a la orientación paralela de los minerales aplanados, pero su anisotropía es consecuencia de deformaciones originadas cuando estaban en un estado plástico. Además de estos cuatro atributos basados en la estructura, algunas rocas pueden poseer otras propiedades que deberían incluirse en una descripción para la ingeniería, como la solubilidad y la tendencia a cambiar de volumen cuando quedan expuestas.

Tabla 1.10 Clasificación de las Rocas Intactas de Acuerdo con su Resistencia

Magnitud de la Resistencia	Resistencia a la compresión simple en kg/cm^2
Muy elevada	Mayor de 2250
Elevada	de 1125 a 2250
Media	de 565 a 1125
Baja	de 280 a 565
Muy baja	Menor de 280

Como algo práctico, los ingenieros generalmente entienden y usan sistemas elaborados por geólogos. Aunque no se adaptan idealmente a las necesidades del especialista en cimentaciones, le permiten usar la abundante literatura geológica. Además, sugiere bastante información respecto a las propiedades correspondientes que interesan a la ingeniería.

La principal clasificación geológica de los materiales rocosos se basa en la *litología,*

Tabla 1.11 Características ingenieriles de los Materiales Rocosos Inalterados Cumunes

Tipo Litológico	Variación usual de la Resistencia	Textura usual y Otros Atributos
Igneas		
Basalto	De muy baja a muy alta	Cristalina, puede ser vesicular
Diabasa	De alta a muy alta	Cristalina
Granito	De media a alta	Cristalina
Pegmatita	De media a alta	Cristalina
Sienita	De alta a muy alta	Cristalina
Diorita	De media a alta	Cristalina
Gabro	De baja a muy alta	Cristalina
Peridotita	De media a alta	Cristalina
Dolerita	De media a alta	Cristalina
Aplita	De alta a muy alta	Cristalina
Felsita	De alta a muy alta	Cristalina
Vidrio volcánico	De alta a muy alta	Vítrea
Pómez	De muy baja a baja	Porosa
Toba	De muy baja a media	Cementada, fragmentaria
Andesita	De media a muy alta	Cristalina
Dacita	De media a muy alta	Cristalina
Riolita	De media a muy alta	Cristalina
Metamórficas		
Gneiss	De media a alta	Foliada
Mármol	Media	Cristalina
Cuarcita	Alta a muy alta	Cristalina
Esquisto	Muy baja a alta	Foliada, frecuentemente orientada
Gneiss de granito	De media a alta	Foliada
Serpentina	De muy baja a alta	Foliada
Clorita	De muy baja a baja	De masiva a foliada
Filita	De baja a muy alta	Foliada, fuertemente orientada
Pizarra	De baja a alta	Foliada, fuertemente orientada
Hornfels	De alta a muy alta	Cristalina, isótropa
Antracita	Media	Puede estar orientada
Sedimentarias		
Dolomita	De media a muy alta	Isótropa siempre y cuando no esté finamente estratificada
Caliza	De baja a muy alta	Isótropa a menos que esté finamente estratificada, puede contener cavernas de disolución
Sal de roca	De muy baja a muy alta	Cristalina, muy soluble
Arenisca	De a baja muy alta	Cementada
Limolita	De baja a alta	Cementada
Conglomerado	De muy baja a media	Cementada
Brecha	De muy baja a media	Cementada
Arcosa	De muy baja a muy alta	Cementada
Grauvaca	De media a muy alta	Cementada
Lutita	De muy baja a alta	Frecuentemente laminada, puede estar estratificada en capas potentes; puede expanderse bajo presión reducida
Yeso	Baja	Cristalina, moderadamente soluble
Lignito	De muy baja a baja	Cristalina

Datos tomados principalmente de D. U. Deere (1968) en "Rock Mechanics in Engineering Practice", de Stagg y Zienkiewics, Wiley, N. Y., y R. P. Miller (1965), "Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock" de tésis para Doctorado en Filosofía, Universidad de Illinois.

que es un término que se refiere a la mineralogía, textura y estructura de la roca. Nombres como granito, caliza, esquisto, cuarcita y yeso son ejemplos bien conocidos. En muchos casos, se asocian a un tipo específico de roca, detalles de su masa que son de especial interés para el especialista en cimentaciones. Por ejemplo, la caliza, el yeso, o la sal de roca es probable que estén relacionadas a formas de solución como canales de disolución y cavernas; el basalto, frecuentemente se subdivide en fragmentos por agrietamiento columnar. Estas asociaciones hacen resaltar el significado de litología y se tratan en el cap. 6.

Las rocas también se clasifican geológicamente, de acuerdo con su origen, en *ígneas, sedimentarias* y *metamórficas*. Esta clasificación en sí tiene poco significado para el especialista en cimentaciones, pero cuando se considera el origen en combinación con la litología, es posible hacer generalizaciones útiles bajo el punto de vista de la ingeniería. Por ejemplo, muchas rocas metamórficas, como el gneiss, el esquisto, y la pizarra, presentan características eminentemente direccionales, mientras que la mayor parte de las rocas ígneas son toscamente isótropas. En la tabla 1.11 se da un resumen de las características de los materiales rocosos más comunes que interesan a la ingeniería.

PROBLEMAS

1. Los siguientes datos se obtuvieron de pruebas sencillas para la identificación en dos suelos diferentes. ¿Qué nombre típico se daría a cada uno de ellos?
   a. Resistencia en estado seco, media; sin reacción visible por Dilatancia; Tenacidad, media; cuando se dispersa en agua, más del 50 por ciento de la muestra se asienta en menos de 1 minuto.
   b. Resistencia en estado seco, media Dilatancia, rápida; Tenacidad, baja; cuando se dispersa en agua, la mayor parte de la muestra se asienta de 30 a 45 min.
   Resp. Arcilla arenosa; limo
2. Se obtuvo una muestra de arcilla húmeda de 50 cm^3, empujando un cilindro hueco filoso en la pared de un sondeo a cielo abierto. La muestra extraída tenía un peso inicial de 85 g, y después de secarla en el horno un peso de 60 g. Calcule w, e, S_r, y γ_d, si G = 2.70.
   Resp. 41.7; 1.25; 89.9%; 1200 kg/m^3
3. Una muestra de arcilla saturada tiene una humedad de 56 por ciento. Suponga que G = 2.72, y calcule e, γ_{sat}, y n.
   Resp. 1.52; 1680 kg/m^3; 60.3%.
4. Una muestra de suelo que pesa 5.094 kg tiene un volumen de 2,605 cm^3. Si w = 13.4 por ciento y G = 2.65, calcule γ, γ_d, e, n, y S_r.
   Resp. 1956 kg/m^3; 1724 kg/m^3; 0.538; 34.8%; 66.1%.
5. Una muestra labrada a mano de arcilla blanda saturada tiene un volumen de 100 cm^3 y pesa 175 g. Si después de secarla en el horno su peso es de 120 g, calcular w, e, y G.
   Resp. 45.8%; 1.22; 2.67.
6. Se encontró que una muestra compactada en el campo limo arenoso orgánico tenía cuando estaba húmeda un peso volumétrico de 2179 kg/m^3 con una humedad de 10%. El peso volumétrico seco máximo obtenido en una prueba Proctor Estándar fue de 2002 kg/m^3. Suponga que G = 2.65, y calcule γ_d, γ_z, S_r, n, y el grado de compactación de la muestra de campo.
   Resp. 1980 kg/m^3; 2097 kg/m^3; 78.0%; 25.4%; 98.9%.
7. Se obtuvo una muestra de arena de cuarzo húmeda, empujando un cilindro hueco filoso con un volumen de 150 cm^3 en el fondo de una excavación. La muestra se enrasó con los bordes del cilindro y su peso total fue de 325 g. En el laboratorio, el peso de la arena seca fue de 240 g y el peso del cilindro vacío 75 g. Las pruebas de laboratorio en la arena seca indicaron $e_{máx}$ = 0.80 y $e_{mín}$ = 0.48. Estime G y calcule w, e, S_r, γ_d, e I_d de la arena en el campo.
   Resp. 2.66; 4.17%; 0.663; 16.7%; 1602 kg/m^3; 0.428.
8. La humedad natural de una muestra de arcilla de la ciudad de México es de 400

por ciento. Si $G = 2.4$, calcule γ_{sat}, e, y n.
Resp. 1134 kg/m³; 9.60; 90.6%.

9. El peso volumétrico seco de una arena compactada es de 2002 kg/m³. Estime G y determine la humedad del material cuando está saturado. ¿Cuál sería el peso volumétrico, si $S_r = 20$ por ciento?
Resp. 2.65; 12.2%; 2052 kg/m³.

10. Las especificaciones que se proponen para un terraplén de tierra requieren que el suelo se compacte a 95% del peso volumétrico seco de la prueba Proctor Estándar. Las pruebas hechas en un material de préstamo de morrena glacial indican $\gamma_{máx} = 1986$ kg/m³ a la humedad óptima de 12 por ciento. El material de préstamo en su estado natural tiene una relación de vacíos de 0.60. Si $G = 2.65$, ¿cuál es el volumen mínimo del préstamo necesario para hacer 1 m³ de terraplén compactado en forma aceptable?
Resp. 1.14 m³.

11. Una muestra de arena uniforme tiene una porosidad de 43 por ciento y un contenido de agua de 12 por ciento. Por pruebas en el laboratorio, $e_{máx} = 0.85$ y $e_{mín} = 0.55$. Suponga que $G = 2.65$ y calcule la relación de vacíos, la compacidad relativa, el grado de saturación, y el peso volumétrico seco, en kg/m³.
Resp. 0.754; 0.32; 41.9%; 1512 kg/m³.

12. Un suelo arcilloso saturado tiene una relación de vacíos de 2.5; estime el contenido de agua y el peso volumétrico seco, si $G = 2.70$.
Resp. 92.6%; 772 kg/m³.

13. Una prueba para determinar el límite de contracción de un suelo arcilloso arrojó los siguientes datos. Calcule el límite de contracción. (*Sug.*: Suponga que el volumen total de la pasta de suelo seco es igual a su volumen total en el límite de contracción.)

Peso del molde para medir la contracción y del suelo saturado	38.78g
Peso del molde para medir la contracción y de la barra de suelo seco	30.46g
Peso del molde para medir la contracción	10.65g
Volumen del mismo molde	16.29cm³
Volumen total de la barra secada en el horno	10 cm³

Resp. 10.2%

14. Se obtuvieron los siguientes datos de una prueba de compactación en el campo en un terraplén compactado de arcilla arenosa. Las pruebas de compactación de laboratorio indicaron un peso volumétrico seco máximo de 1922 kg/m³ con una humedad óptima de 11 por ciento. ¿Cuál era el grado de compactación del terraplén? ¿Era la humedad del terraplén superior o inferior a la óptima?

Peso del suelo húmedo extraído del hoyo de prueba	1038g
Peso del suelo después de secarlo en el horno	914g
Volumen del hoyo de prueba determinado con el aparato de globo de hule.	0.47861t

Resp. 99.1%; superior a la óptima.

15. Se obtuvieron los siguientes datos en una prueba de compactación estándar realizada en una morrena glacial. Construya la curva de la relación de la humedad al peso volumétrico seco, y determine los valores del peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima. Suponiendo que $G = 2.72$, calcule la relación de vacíos y el grado de saturación para cada prueba. En la misma hoja de la gráfica, construya la curva para cero vacíos llenos de aire (100 por ciento de saturación). Ver tabla de la página 62.

16. Los siguientes datos son el resumen de pruebas hechas en una arcilla limosa gris claro que se supuso saturada cuando estaba inalterada. Basándose en es-

Prueba	Peso del suelo húmedo en el molde (kg)	Peso de la muestra húmeda (g)	Peso de la muestra seca (g)
1	1.928	116.8	105.4
2	1.990	130.3	116.8
3	2.032	114.4	101.7
4	2.050	129.5	114.2
5	2.037	125.3	109.6
6	2.014	140.2	121.5

Resp.

Prueba	w (%)	γ_d (Kg/m^3)	e	S_r (%)	γ_z (kg/m^3)
1	10.82	1847	0.473	61.7	2107
2	11.56	1895	0.435	71.3	2076
3	12.49	1914	0.423	80.8	2031
4	13.40	1919	0.417	86.7	1998
5	14.32	1890	0.442	88.2	1961
6	15.39	1852	0.473	87.9	1927

De la gráfica $\gamma_{máx} = 1921$ kg/m^3; $w_{ó\ pt} = 13.1\%$

tos datos, calcule el índice de liquidez, sensibilidad, y relación de vacíos del suelo saturado. Clasifique el suelo de acuerdo con los sistemas Unificado y AASHO.

Propiedad índice	inalterado	Remoldeado
Resistencia a la compresión Simple tons/m^2	24.9	14.6
Humedad, %	22	22
Límite líquido, %		45
Límite plástico, %		20
Límite de contracción, %		12
Porcentaje que pasa la malla No. 200 (lavando y secando al aire)		90

Resp. 0.08; 1.7; 0.594; *CL; A*-7-6(24).

17. Usando las curvas granulométricas de la fig. 1.2, clasifique los suelos 2, 3, 4 y 7, de acuerdo con el sistema MIT y el diagrama triangular.

Resp.

Suelo	Clasificación MIT Grava	Arena	Limo	Arcilla	USDA
2	31	64	5	—	Arena gravosa
3	7	30	45	18	Tierra vegetal
4	—	100	—	—	Arena
7	—	—	72	28	Arcilla limosa orgánica

18. Dados los siguientes datos adicionales, clasifique los suelos 2, 3, 4, 5, y 7, de acuerdo con los sistemas Unificado y AASHO.

Descripción	w_L	w_P
2. Grava de río		N.P.
3. Morrena glacial	22.8	13.6
4. Arena		N.P.
5. Polvo de roca glacial	24.0	N.P.
7. Arcilla limosa	41.6	24.7

Resp. 2. *SW–SM*; *A*–1–*b*(0)
3. *CL*; *A*–4(3)
4. *SP*; *A*–3(0)
5. *ML*; *A*–4(0)
7. *CL*; *A*–7–6(18)

19. Se obtuvieron varias muestras de suelos en un sondeo hecho para una estructura importante. Usando los datos siguientes, determine el índice de liquidez y la clasificación de cada muestra, de acuerdo tanto con el sistema Unificado como con el de la AASHO.

Profundidad (m)	w (natural) (%)	w_L (%)	w_P (%)	Porcentaje que pasa No. 4	No. 10	No. 40	No. 200
.6	60	54	31		100	98	93
2.4	42	46	24	88	78	46	36
4.6	16	21	15	97	94	88	67
7.6	25	32	18			100	59
10.7	60	66	24			100	99

Resp.

Profundidad (m)	I_l	Unificado	AASHO
.6	1.26	*MH*	*A*–7–5(26)
2.4	0.82	*SC*	*A*–7–6(3)
4.6	0.17	*CL–ML*	*A*–4(1)
7.6	0.50	*CL*	*A*–6(6)
10.7	0.86	*CH*	*A*–7–6(48)

Resp.

20. Usando las curvas granulométricas de la fig. 6.6, clasifique los suelos 1, 2, 5, y 7, de acuerdo con el sistema del MIT y de la USDA, según su diagrama triangular. Calcule el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura de los suelos 1, 2, y 7.

Suelo Número	Clasificación MIT Grava	Arena	Limo	Arcilla	Clasificación USDA	C_u	C_z
1	53	35	10	2	Arena limosa con mucha grava	320	0.08
2	8	66	21	5	Tierra vegetal arenosa	20	3.6
5	—	2	35	63	Arcilla	—	—
7	18	57	23	2	Arena y grava con materia orgánica	23	1.4

LECTURAS RECOMENDADAS

Hay numerosos libros de texto, monografías y artículos de revistas que tratan de la identificación, las propiedades básicas, características mineralógicas, y clasificación de los suelos. La mayor parte de los libros de texto de mecánica de suelos y cimentaciones tratan esencialmente los mismos temas que se han tratado aquí; sin embargo, pueden encontrarse estudios más detallados en *Mecánica de Suelos* de T. W. Lambe y R. V. Whitman (1973), Edit. Limusa, y R. N. Yong y B. P. Warkentin

(1966), *Introduction to Soil Behavior,* Nueva York, Macmillan.

Se hace una exposición completa del conocimiento de las propiedades físico-químicas de los suelos en las Memorias de un simposio sobre la materia, publicadas en el *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, 85, SM2, de abril de 1959. En el que se incluyen los siguientes artículos: R. E. Grim, (1959). "Physico-Chemical Properties of Soils; Clay Minerals", págs. 1-17; A. W. Taylor (1959), "Physico-Chemical Properties of Soils: Ion Exchange Phenomena", págs. 19-30; I. Th. Rosenqvist (1959), "Physico-Chemical Properties of Soils: Soil-Water Systems", págs. 31-53; y T. W. Lambe (1959), "Physico-Chemical Properties of Soils: Role of Soil Technology", págs. 55-70. Estas Memorias contienen también varias discusiones importantes de los principales artículos.

Dos artículos clásicos sobre las propiedades ingenieriles de los suelos son: A. Casagrande (1932*a*), "Research on the Atterberg Limits of Soil". Public Roads, 13, 121-136; y R. R. Proctor (1933), "Design and Construction of Rolled Earth Dams", *Engineering News Record,* Vol. 111. Este último artículo describe el perfeccionamiento de la prueba de compactación.

Se encuentran procedimientos estandarizados para probar suelos en "Bituminous Materials for Highway Construction Waterproofing and Roofing; Soils; Skid Resistence", Parte 11, Standards, ASTM, publicados anualmente en Abril y *Standard Specifications for Highway Materials and Methods of Sampling and Testing,* décima edición (1970), Am. Assn. of State Highway Officials. Otros procedimientos que se sugieren para ensayar suelos se encuentran en el Earth Manual (1963), del U. S. Bureau of Reclamation, U. S. Govt. Printing Office; y "Special Procedures for Testing Soil and Rock for Engineering Purposes", (1970) Special Tech. Publ. No. 479, ASTM.

Una exposición completa de los sistemas de clasificación de suelos, con una excelente bibliografía y numerosas discusiones aparece en el artículo de A. Casagrande (1948), "Clasificación e Identificación de suelos", Trans., ASCE, 113, 901-991.

Otras obras importantes sobre la identificación de suelos y su clasificación son: "Unified Soil Classification System" (1953), *Tech. Mem.* 3-357, U. S. Corps of Engineers, Waterways Experiment Station.

Soil Survey Manual (1951), Handbook No. 18, U. S. Dept. of Agriculture. Describe el sistema pedológico.

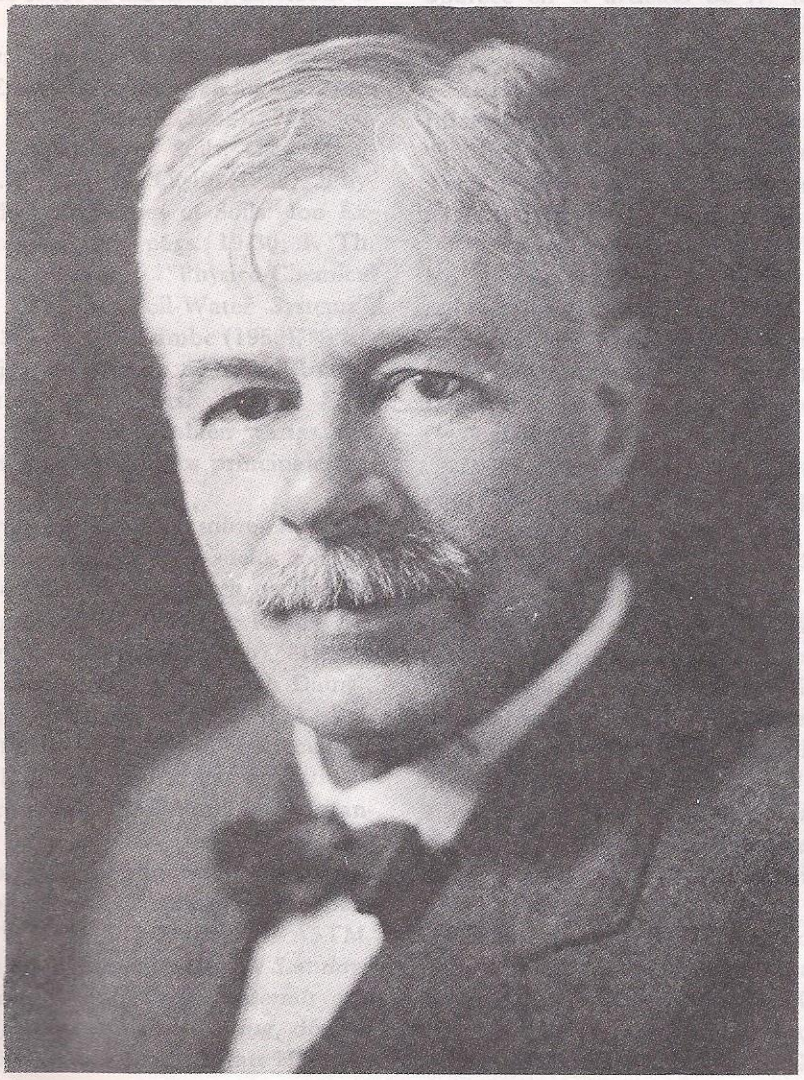
Manual of Photographic Interpretation (1960), Am. Society of Photogrammetry. Describe métodos de Fotointerpretación en Geología e Ingeniería.

D. M. Burmister (1951), "Identification and Classification of Soils" Symposium on Identification and Clasification of Soils, *Special Tech. Publ. 113,* ASTM, 3-24.

Numerosos textos de geología contienen información sobre la clasificación e identificación de rocas y minerales de las rocas. Una referencia especialmente útil para los ingenieros es el estudio de las propiedades importantes de las rocas que se hace en el libro "Geological Considerations", Capítulo 1 de D. U. Deere (1968), en *Rock Mechanics in Engineering Practice,* editado por K. G. Stagg y O. C. Zienkiewics, Nueva York, Wiley.

Procedimientos para identificar y describir rocas bajo el punto de vista de la ingeniería se exponen en: D. O. Woolf (1950), "The Identification of Rock Types", Bureau of Public Roads, U. S. Govt. Printing Office.

D. U. Deere (1963), "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes", *Felsmechanic und Ingenieurgeologie, 1,* (1), 16-22.



Allen Hazen (1868-1930)

De 1888 a 1893, como jefe de la estación experimental del Massachusetts Board of Health, en Lawrence, realizó un intenso programa de estudios sobre métodos para medir las propiedades físicas de las arenas y las gravas, con el fin de determinar la utilidad de las mismas para aplicaciones en los filtros de agua potable y de aguas negras. A través de su larga carrera profesional llegó a ser reconocido como uno de los más eminentes ingenieros sanitarios en los EE.UU. Contribuyó notablemente al avance de la tecnología de las presas de relleno hidráulico y de otros tipos, así como a las ciencias de Ingeniería Hidráulica e Hidrología.

CAPITULO 2

Propidades hidráulicas de los suelos y de las rocas

2.1 Introducción

En el capítulo 1 se estudiaron solamente las propiedades necesarias para la identificación y clasificación de los suelos y de las rocas. Sin embargo, el ingeniero especialista en cimentaciones debe también poseer un conocimiento cuantitativo de las propiedades físicas de los materiales con que trabaja. Si, por ejemplo, en la construcción de una cimentación se requiere abatir el nivel del agua freática, el ingeniero deberá estar informado con respecto a las propiedades hidráulicas y las características de drenaje de los materiales del subsuelo. En este capítulo se analizarán esas cuestiones. Como todos los materiales térreos son compresibles hasta cierto grado, el ingeniero puede necesitar estimar la magnitud de la compresión que se producirá bajo una carga dada. Para hacer esta estimación es necesario considerar las características esfuerzo-deformación del material (capítulo 3). Finalmente, para evitar la falla completa de sus cimentaciones, el ingeniero deberá conocer la resistencia del material en que se apoyan. Este tema se trata en el capítulo 4.

2.2. Permeabilidad del suelo

Definiciones y Ley de Darcy. Se dice que un material es permeable, cuando contiene huecos o intersticios continuos. Todos los suelos y todas las rocas satisfacen esta condición. Sin embargo, hay grandes diferencias en el grado de permeabilidad de los diferentes materiales térreos. La cantidad de agua que pasa a través de una roca densa puede ser tan pequeña que puede pasar inadvertida, porque la evaporación evita que se acumule en la cara expuesta; sin embargo, el paso del agua a través de este material puede producir presiones de infiltración entre los granos minerales, que pueden ser tan grandes como las que se ejercen en materiales más permeables, que estén bajo el efecto de una carga hidráulica.

Para entender cuáles son las fuerzas que regulan el paso del agua a través de los materiales térreos, es necesario conocer el significado de ciertos términos que se usan en hidráulica. En la fig. 2.1, los puntos *a* y *b* representan los extremos de la trayectoria a lo largo de la cual pasa el agua a través de una muestra de tierra. En cada extremo se ha instalado un tubo vertical, conocido con el nombre de *tubo piezométrico,* que permite la observación del nivel a que sube el agua en estos puntos. El nivel del agua en el tubo *b* se conoce como *nivel piezométrico* en *b,* y la distancia vertical desde ese nivel al punto *b,* es la *carga piezométrica* en *b.* La distancia vertical entre *a* y *b* representa la *carga de posición,* ΔH, en *b* con respecto a *a.* Si el nivel piezométrico en *a,* es igual al nivel piezométrico en *b,* el sistema está en reposo, y cualquiera que sea la magnitud de ΔH, no habrá ninguna corriente de *a* hacia *b.* El agua correrá solamente si existe una diferencia en los niveles piezométricos de *a* y *b.* A esta diferencia se le llama *carga hidráulica h,* o *diferencia de nivel piezométrico* entre *a* y *b.* En la figura, los dos puntos a_1, y b_1, están a la misma elevación.

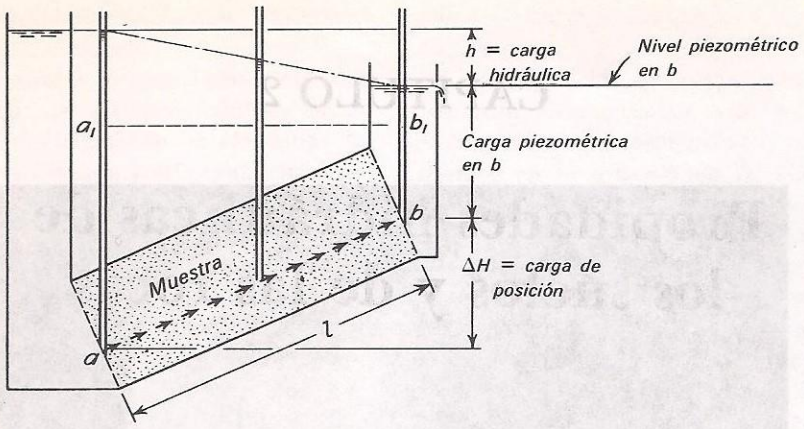


Figura 2.1. Diagrama que ilustra el significado de carga hidráulica, carga piezométrica, y carga de posición.

En las condiciones representadas, la presión en a_1, excede la de b_1, en una cantidad igual al peso específico del agua, multiplicado por la diferencia de nivel piezométrico. Esta cantidad, $\gamma_w h$, se denomina *presión en exceso de la hidrostática* en b con respecto a a y se designa con el símbolo u. Esta presión es la que hace mover el agua de a a b. La relación

$$i_p = \gamma_w(h/l) = u/l \qquad 2.1$$

se conoce como *gradiente de presión* de a a b, y la relación

$$i = i_p/\gamma_w = h/l \qquad 2.2$$

se define como el *gradiente hidráulico* entre a y b. Es un número adimensional.

El flujo del agua a través de las sustancias permeables está gobernado por la relación empírica

$$v = ki \qquad 2.3$$

enunciada por primera vez por H. Darcy en 1856. En esta expresión, v es la *velocidad de descarga*, definida como la cantidad de agua que se filtra en la unidad de tiempo, a través del área unitaria de una sección transversal recta respecto a la dirección de la corriente; i es el gradiente hidráulico; y k es un coeficiente que se conoce con el nombre de *coeficiente de permeabilidad*. El valor de k, que tiene las unidades de una velocidad, depende principalmente de las características de la sustancia permeable, pero también es función del peso volumétrico y de la viscosidad del líquido. Ya que el agua es el único líquido que concierne al especialista en cimentaciones, la influencia de las diferencias en el peso volumétrico del líquido es despreciable. Además, los cambios de viscosidad dentro de las variaciones ordinarias de temperatura del agua en el subsuelo son relativamente insignificantes y usualmente pueden ignorarse al resolver problemas prácticos. Por lo tanto, se acostumbra y se justifica que los ingenieros civiles consideren el coeficiente de permeabilidad como una propiedad constante del suelo o de la roca.

En general, el coeficiente de permeabilidad se incrementa al aumentar el tamaño de los intersticios, que a su vez crece al aumentar el tamaño de los granos. Sin embargo, la forma de los intersticios tienen una marcada influencia en la permeabilidad. Consecuentemente, no se han encontrado relaciones sencillas entre la permeabilidad y el tamaño de los granos, excepto para suelos bastante gruesos con granos redondeados. Por ejemplo, en estudios sobre permeabilidad de las arenas sueltas para filtros, Allen Hazen encontró que

$$k = CD_{10}^2 \qquad 2.4$$

en la que C es aproximadamente igual a

100/cm seg, y D_{10} se expresa en centímetros.

También se ha encontrado que el coeficiente de permeabilidad de los suelos gruesos varía aproximadamente con el cuadrado de la relación de vacíos. No se ha encontrado una relación tan sencilla para los suelos que contienen partículas de forma laminar.

Pruebas para determinar la permeabilidad. La falta de relaciones sencillas y generales entre el coeficiente de permeabilidad y los resultados de las pruebas de clasificación, conduce frecuentemente a la necesidad de ejecutar pruebas de permeabilidad, ya sea en el campo o en el laboratorio. 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 (fig. 2.2*a*) da resultados seguros en materiales muy permeables como las arenas y gravas limpias. El valor de k se calcula por medio de la ecuación

$$k = QL/hAt \qquad 2.5$$

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 (fig. 2.2. *c*) 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

$$k = 2.3 \frac{aL}{At} \log_{10} \frac{h_0}{h_1} \qquad 2.6$$

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.

Los resultados de las pruebas de permeabilidad en materiales sin cohesión frecuentemente son engañosos, ya que no es práctico obtener muestras representativas del material permeable y colocarlas en el permeámetro sin alterarlas. No sólo es difícil obtener muestras inalteradas, sino que, además, la mayor parte de los depósitos granulares son bastante erráticos, por lo que se dificulta incluso obtener unas que sean representativas.

Las pruebas de permeabilidad están también sujetas a varios tipos de errores experimentales. Uno de los más importantes de éstos proviene de la formación de una película filtrante de material fino en la superficie o un poco abajo de la muestra. La película puede deberse a la segregación de los componentes limosos de la arena durante la colocación de la muestra en el permeámetro, o a la migración de las partículas finas sueltas que están en la superficie hacia los vacíos de la arena que está debajo. La capa segregada de material fino reduce mucho la permeabilidad medida. La fig. 2.2*b* muestra un tipo de aparato de carga constante, que puede usarse para eliminar el efecto de la película superficial. En este aparato. la pérdida de carga se mide en una distancia dentro del interior de la muestra, y la disminución de la carga a través de la película de filtro no afecta los resultados.

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 real. Por esta razón, la estimación de la permeabilidad de un depósito de suelo grueso, basada en la granulometría puede ser con frecuencia tan útil como los resultados de las pruebas de laboratorio.

La permeabilidad de las muestras de arcilla se puede determinar mejor de manera indirecta, utilizando los datos obtenidos al

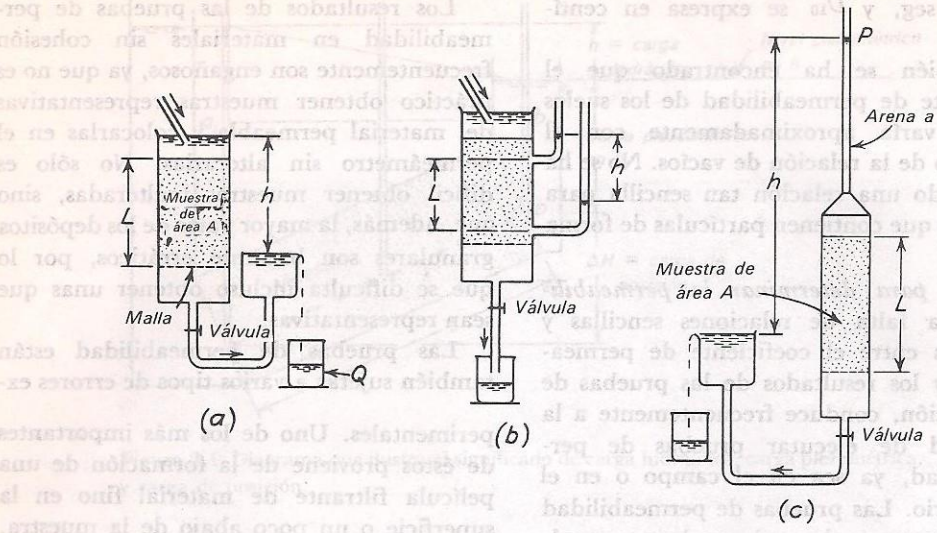


Figura 2.2. *a)* y *b)* Permeámetros de carga constante; *c)* Permeámetro de carga variable.

ejecutar pruebas de consolidación. La base de los cálculos se desarrolla más ampliamente en el artículo 3.12.

Aun cuando se han elaborado procedimientos estándar (ASTM D-2434) para la ejecución de pruebas de permeabilidad que resultan guías útiles, la multiplicidad de factores que pueden influir en los resultados, demandan experiencia y criterio de parte del técnico, quien deberá ignorar las normas cuando las considere inaplicables.

Permeabilidad de los depósitos estratificados. Muchos depósitos formados por capas o lentes de materiales difieren en granulometría y permeabilidad. El coeficiente promedio de permeabilidad en estos depósitos difiere mucho en las direcciones horizontales y verticales. En dirección horizontal, el promedio de la permeabilidad puede ser casi tan grande como la permeabilidad de la capa o lente más permeable; mientras que en la dirección vertical, el promedio puede ser casi tan pequeño como la permeabilidad de la capa o lente menos permeable. La relación del promedio de los coeficientes de permeabilidad en las direcciones horizontal y vertical varía, en la mayor parte de los depósitos naturales, desde 1 o 2 hasta aproximadamente 10.

Prueba de bombeo de campo. La información más fidedigna con respecto a la permeabilidad de un depósito de material grueso situado abajo del nivel freático, puede obtenerse usualmente haciendo pruebas de bombeo en el campo. Aunque estas pruebas tienen su mayor aplicación en relación con las cimentaciones para presas, también pueden resultar oportunas en los trabajos de cimentación de puentes o edificios grandes, en los que puede hacerse descender el nivel del agua freática. Se hace una prueba perforando un pozo del cual se bombea y varios otros en los cuales se observe la posición del nivel del agua. Los pozos de observación se perforan a varias distancias del pozo de bombeo, siguiendo dos líneas rectas, una orientada aproximadamente en la dirección de la corriente natural del agua subterránea y la otra en ángulo recto a la primera. Una vez que se ha establecido el flujo, y los niveles del agua en todos los pozos son casi estacionarios, puede calcularse el coeficiente de permeabilidad con los resultados de las observaciones. Las ecuaciones pertinentes dependen de las condiciones de frontera y, en algunos problemas prácticos, pueden ser bastante complicadas. Para las condiciones sencillas que se ilustran en la fig. 2.3, que representan un manto horizontal de arena homogénea que se extiende de la superficie del terreno hasta un estrato impermeable, mismo que es atravesado en todo su espesor

Tabla 2.1 Coeficiente de permeabilidad de los diferentes suelos.

k (cm/sec)	Drenaje	Tipo de suelo	Determinación de k
			Pruebas de bombeo. Realizables si se hacen correctamente.
			El permeámetro de carga constante es seguro
			Permeámetro de carga variable
			Seguro
			Inestable. Se requiere mucha experiencia.
			Cálculo empleando el tamaño del grano
			Relativamente seguro
			Cálculo empleando los datos de consolidación (seguro)
10^{2}	Bueno	Gravas limpias	
10^{1}	Bueno	Gravas limpias	
1.0	Bueno	Arenas limpias	
10^{-1}	Bueno	Arenas limpias y mezclas de grava	
10^{-2}	Bueno		
10^{-3}	Bueno		
10^{-4}	Bueno		
10^{-5}	Malo	Arenas muy finas Limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena limo y arcilla, morrena glacial, depósitos de arcilla estratificada.	
10^{-6}	Malo		
10^{-7}	Prácticamente impermeable	Suelos impermeables, por ejemplo, arcillas homogéneas abajo de la zona meteorizada.	
10^{-8}			
10^{-9}			

Fuente: Casagrande y Fadum (1940)

por el pozo de bombeo y por los pozos de observación,

$$k = \frac{2.3q}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \log_{10} \frac{r_2}{r_1} \qquad 2.7$$

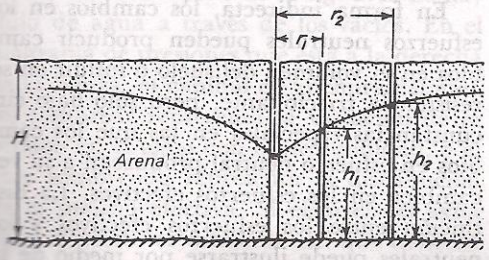


Figura 2.3. Ilustración del flujo del agua hacia un pozo durante una prueba de bombeo.

en la que q es igual al gasto que atraviesa la frontera de cualquier sección cilíndrica que tenga un radio r y, por lo tanto, la cantidad de agua bombeada del pozo por unidad de tiempo.

En la tabla 2.1 se han reunido valores aproximados del coeficiente de permeabilidad para diferentes tipos de suelos, y el método recomendado para determinar estos valores. Como se indica en la tabla, es difícil obtener valores seguros para los coeficientes de permeabilidad de los suelos que contengan cantidades apreciables de limo o de arena muy fina. No existe un método indirecto para calcular la permeabilidad de esos materiales, y las pruebas de laboratorio es probable que sean extremadamente inseguras, a menos que las realicen técnicos experimentados.

PROBLEMAS ILUSTRATIVOS

1. Una arena suelta uniforme de granos redondeados tiene un diámetro efectivo D_{10} igual a 0.3 mm. Estime el coeficiente de permeabilidad.

Solución. La estimación puede hacerse utilizando la ec. 2.4. Así,

$$k = CD_{10}^2 = 100 \times (0.03)^2$$
$$= 9 \times 10^{-2} \text{ cm/seg}$$

2. En una prueba de permeabilidad con permeámetro de carga constante se utilizó una muestra de 8 cm de longitud, con diámetro de 5 cm. Tras establecerse el flujo bajo una carga de 50 cm^3, se recolectó una descarga de 120 cm en 30 seg. Calcule el valor de k.

Solución. De acuerdo con la ec. 2.5,

$$k = \frac{QL}{hAt} = \frac{120 \times 8}{50 \times \pi \times \frac{2.5}{4} \times 30}$$
$$= 3.3 \times 10^{-2} \text{ cm/seg}$$

3. Se realizó una prueba de permeabilidad con un permeámetro de carga variable con diámetro interior de 5 cm. El diámetro interior del tubo vertical fue de 2 mm. La muestra tuvo una longitud de 8 cm. Durante un período de 6 min, la carga sobre la muestra disminuyó de 100 a 50 cm. Calcule el valor de k.

Solución. De acuerdo con la ec. 2.6,

$$k = 2.3 \frac{aL}{At} \log_{10} \frac{h_0}{h_1}$$
$$= 2.3 \frac{0.2^2 \times 8}{5^2 \times 6 \times 60} \log \frac{100}{50}$$
$$= 8.2 \times 10^{-5} \log 2.0$$
$$= 2.5 \times 10^{-5} \text{ cm/seg}$$

2.3 Permeabilidad de las rocas

Incluso las rocas más sanas como algunos granitos, mármoles, o pizarras, no pueden ser consideradas como impermeables; sus coeficientes de permeabilidad son de orden de 10^{-8} a 10^{-10} cm/seg. Sin embargo, la permeabilidad de las formaciones rocosas sanas tiene un interés que apenas sobrepasa al académico para el ingeniero encargado del proyecto y construcción de cimentaciones para puentes o edificios, porque casi la mayor parte de los depósitos de roca contienen canales extraordinariamente permeables, como juntas, planos de sedimentación o cavidades formadas por solución. La influencia de estas características en la permeabilidad de las masas de roca se analiza en el capítulo 6.

2.4. Presión efectiva y presión de poro

Definiciones. El esfuerzo total que obra en cualquier punto de una sección de suelo saturado o de roca, puede dividirse en dos partes. Una de ellas, llamada *presión intersticial,* presión de poro o esfuerzo neutro u_w actúa en el agua y en el sólido con igual intensidad y en todas direcciones. La otra parte, conocida como esfuerzo efectivo $\bar{p}$, representa el exceso sobre el esfuerzo neutro, y actúa exclusivamente entre los puntos de contacto de los componentes sólidos. Es decir,

$$p = \bar{p} + u_w \qquad 2.8$$

La experiencia ha demostrado que solamente los esfuerzos efectivos pueden inducir cambios en el volumen de la masa de un suelo. De la misma manera, solamente los esfuerzos efectivos pueden producir resistencia friccionante en los suelos y rocas. Por otra parte, los esfuerzos neutros no pueden por sí mismos producir cambios de volumen o bien resistencia friccionante.

A este enunciado se le conoce como *principio de los esfuerzos efectivos* (Terzaghi, 1925, 1936; Skempton, 1960). Su importancia es máxima en toda la Mecánica de Suelos y en la Ingeniería de las Cimentaciones. Se explicará con detalle en los capítulos 3 y 4 y se utilizará en toda la parte C de este libro.

En forma indirecta, lós cambios en los esfuerzos neutrales pueden producir cambios en el volumen del suelo o influir en su resistencia friccionante, pero sólo bajo circunstancias especiales en las que los cambios en esfuerzo neutral produzcan a su vez cambios en los esfuerzos efectivos. La distinción entre los esfuerzos efectivos y los neutrales puede ilustrarse por medio de la fig. 2.4, que muestra un recipiente parcialmente lleno de material granular y completamente lleno de agua. El fondo del recipiente está conectado a un depósito, por medio de un tubo flexible. En la parte *a* de la figura, el nivel del agua en el depósito es el mismo que en el recipiente, de manera que no hay ningún flujo. En el piano *ab,* a

la profundidad $(H_1 + z)$ la presión vertical es:

$$p = H_1\gamma_w + z\gamma_{sat} \qquad 2.9$$

Donde γ_w es el peso volumétrico del agua y γ_{sat} el del suelo saturado. Puesto que p depende del peso del suelo y el agua suprayacentes, se denomina *presión total.* Incluye al esfuerzo efectivo $\bar{p}$ y a la presión de poro u_w.

El agua sobre el plano ab tiene continuidad en los vacíos del suelo dentro de la altura z y es una masa continua en la profundidad H_1. Por lo tanto, según las leyes de la Hidráulica, la presión de poro u_w en ab será:

$$u_w = (H_1 + z)\gamma_w \qquad 2.10$$

La presión efectiva $\bar{p}$ es entonces

$$\bar{p} = p - u_w = H_1\gamma_w + z\gamma_{sat} - (H_1 + z)\gamma_w$$

o

$$\bar{p} = z(\gamma_{sat} - \gamma_w) \qquad 2.11$$

La cantidad $\gamma_{sat} - \gamma_w$ se conoce como *peso volumétrico del suelo sumergido,* γ' Por lo tanto, para las condiciones ilustradas en la fig. 2.4*a*,

$$\bar{p} = z\gamma' \qquad 2.12$$

Así, la presión efectiva es independiente de la profundidad H_1 del agua arriba del suelo o roca sumergidos.

En las condiciones de la fig. 2.4*a* no hay flujo de agua a través de los vacíos. En el diagrama de presiones que está a la derecha de la figura, el cambio de anchura del área sin sombrear representa la variación de la presión en el agua con la profundidad, y el área sombreada representa la distribución de la presión efectiva. Si el nivel del agua en el depósito es diferente del que tiene en el recipiente, entonces se producirá un flujo, y las condiciones son semejantes a las ilustradas en la fig. 2.4*b*, o 2.4*c*. Por lo tanto, la ec. 2.10 ya no es válida, y las ecs. 2.11 y 2.12 ya no pueden aplicarse.

Presiones de filtración y gradiente hidráulico crítico. Si el nivel libre del agua se conserva en el borde del recipiente y se baja el depósito, se produce pronto un flujo establecido; de acuerdo con las condiciones ilustradas en la fig. 2.4*b*. Como el depósito y el tubo flexible se comunican con el fondo del recipiente, la presión intersticial en el fondo del recipiente puede expresarse como:

$$u_w = (H_1 + H - h)\gamma_w \qquad 2.13$$

Esta fórmula representa una disminución de $h\gamma_w$ en la presión del agua de los poros, en comparación con la condición mostrada en la fig. 2.4*a*. Se advierte que esta disminución no puede atribuirse a la velocidad de circulación del agua, debido a que la carga de velocidad $v^2/2g$ es despreciable para velocidades comparables a las más elevadas que se encuentran en los depósitos de suelos naturales. Por lo tanto, la presión total en el fondo del recipiente se determina únicamente por el peso del suelo y del agua que están arriba del mismo. Como resultado, la presión efectiva debe aumentarse en $h\gamma_w$ respecto al valor indicado en la fig. 2.4*a*. Por lo tanto, en el plano ab, el aumento proporcional en la presión efectiva es igual a $h\gamma_w(z/H)$. El aumento en presión efectiva debido al flujo de agua se conoce con el nombre de *presión de filtración.* Es el resultado del empuje por fricción del agua corriente sobre los granos del suelo.

Se advierte que la pérdida de carga entre la parte superior del material granular y la profundidad z es hz/H. El gradiente hidráulico correspondiente i es h/H. Por lo tanto, la presión de filtración puede expresarse como $iz\gamma_w$, y la presión efectiva a la profundidad z es:

$$\bar{p} = z\gamma' + iz\gamma_w \qquad 2.14$$

Si se eleva el depósito arriba del recipiente, de manera que se tenga un flujo ascendente a través del material granular (fig. 2.4*c*), la presión intersticial en el fondo del recipiente se aumenta en la cantidad $h\gamma_w$. Por lo tanto, la presión efectiva en el plano ab se reduce a:

$$\bar{p} = z\gamma' - iz\gamma_w \qquad 2.15$$

Aumentando el gradiente hidráulico ascendente puede incrementarse la presión de filtración a $z\gamma'$, con lo que la presión efectiva $\bar{p}$ se hace cero. Esto ocurre cuando:

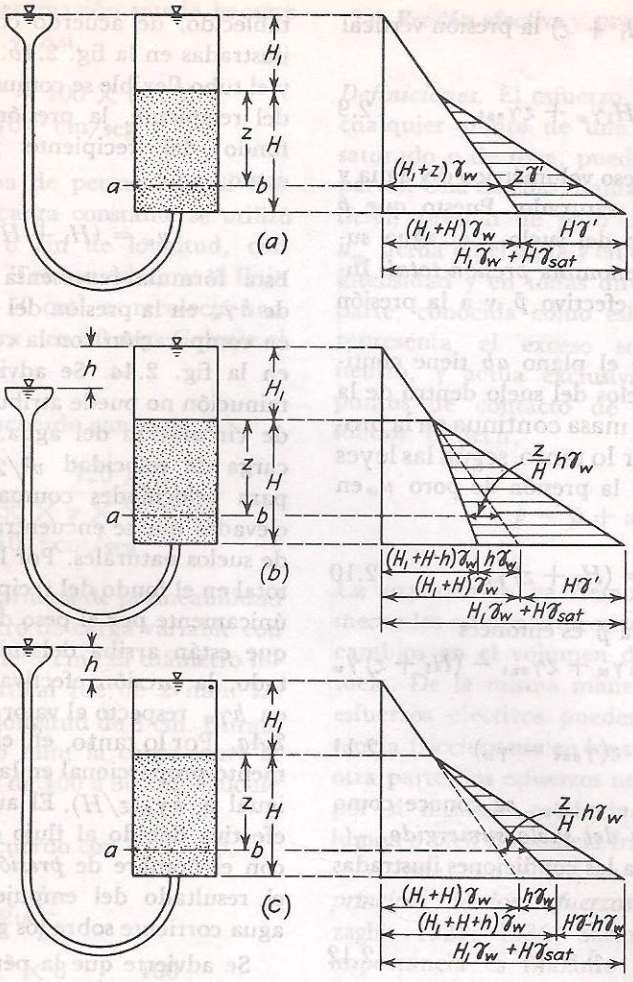


Figura 2.4. Diagrama que ilustra el significado de la presión efectiva y la presión de poro.

$$z\gamma' - i_c z\gamma_w = 0 \qquad 2.16$$

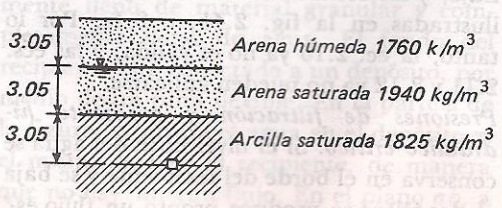
y

$$i_c = \gamma'/\gamma_w \qquad 2.17$$

El gradiente hidráulico para el cual la presión efectiva se hace cero se denomina *gradiente hidráulico crítico* i_c. Bajo estas condiciones, un suelo sin cohesión no puede soportar ningún peso sobre su superficie. Además, al aproximarse el gradiente hidráulico al valor crítico, el suelo se hace mucho más suelto, y aumenta el coeficiente de permeabilidad k. Por tanto, si se hace una excavación en un suelo sin cohesión, bajo el nivel freático, a una profundidad tal que la presión efectiva se reduzca a cero, se observa una agitación visible de los granos del suelo. Este fenómeno se conoce como *condición de arena movediza*. La mayor parte de las arenas movedizas son el resultado de esta condición hidráulica especial.

PROBLEMAS ILUSTRATIVOS

1. Calcule la presión vertical efectiva a una profundidad de 9 m en el depósito representado en la figura siguiente:



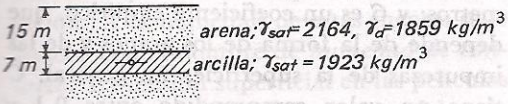
Solución. Tomando como base los pesos de los materiales sumergidos (ec. 2.12), se puede escribir

$$\begin{aligned} 3 \times 1760 &= 5280 \text{ kg/m}^2 \\ 3 \times (1940 - 1000) &= 2820 \quad " \\ 3 \times (1825 - 1000) &= \underline{2475} \quad " \\ \bar{p} &= 10575 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Según la ec. 2.9, se escribe:

$$\begin{aligned} p &= 3 \times 1760 + 3 \times 1940 + 3 \times 1825 \\ &= 16575 \text{ kg/m}^2 \\ u_w &= 6 \times 1000 = \underline{6000} \\ \bar{p} &= 10575 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

2. En el depósito mostrado en la figura ilustrada, el nivel del agua freática estaba originalmente en la superficie del terreno. A causa del drenaje, el nivel del agua freática descendió a una profundidad de 6.10 m; el grado de saturación de la arena sobre el nivel abatido del agua freática descendió a 20 por ciento. Calcule la presión efectiva vertical a la mitad de la capa de arena, antes y después del descenso del nivel del agua freática.



Solución. Antes del descenso del nivel del agua freática, la presión efectiva es:

$$\begin{aligned} 15.25 \times (2160 - 1000) &= 17709 \text{ kg/m}^2 \\ 3.80 \times (1922 - 1000) &= \underline{3513} \\ \bar{p} &= 21222 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Después del descenso del nivel freático, el peso de la arena húmeda en los 6.10 m superiores se convierte en:

$$\begin{aligned} 1858 + 0.2(216 - 1858) &= 1858 + 60.8 \\ &= 1918.8 \text{ k/m}^3 \end{aligned}$$

Por lo tanto, la presión efectiva a 6.10 m se convierte en:

$$\begin{aligned} 6.10 \times 1918.8 &= 11{,}704.68 \\ 9.14 \times (2160 - 1000) &= 10{,}620.68 \\ 3.81 \times (1922 - 1000) &= \underline{3{,}512.82} \\ \bar{p} &= 25{,}838.18 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Advierta que el descenso del nivel del agua freática *aumenta* la presión efectiva en la capa de arcilla.

2.5. Humedad del suelo, drenaje y efecto del congelamiento

Agua freática. El nivel que toma el agua en los pozos de observación hechos en los depósitos de suelos se conoce con el nombre de *nivel del agua subterránea, superficie libre del agua,* o bien *nivel freático.* Esta definición es válida independientemente del coeficiente de permeabilidad del depósito, aunque la determinación del nivel del agua subterránea en los suelos de grano muy fino, utilizando pozos de observación puede resultar muy imprecisa a menos que se utilicen técnicas especializadas.

En general, el nivel del agua freática abajo de la superficie del terreno de una zona, aun cuando sea tan pequeña como el solar en que se construye un edificio, no es horizontal, sino que forma una superficie suavemente ondulada. El agua que proviene de la lluvia, de la fusión de la nieve, o de fuentes artificiales como el riego, circula continuamente a través del suelo, yendo de las elevaciones mayores a las menores, bajo la influencia de la gravedad. La intersección del nivel del agua freática y una superficie vertical orientada en la dirección del talud más inclinado del agua freática se denomina frecuentemente *línea de filtración* (fig. 2.5). La carga piezométrica en cualquier punto P en la línea de filtración

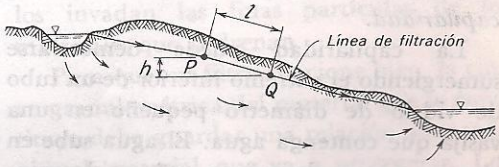


Figura 2.5. Diagrama que ilustra la línea de filtración.

es cero; es decir, en un tubo piezométrico situado en P, el nivel del agua coincidiría con el nivel de la superficie libre. Similarmente, la carga piezométrica en Q es cero. La carga hidráulica h en P con respecto a Q, que es la diferencia de niveles piezométricos entre P y Q, es por lo tanto idéntica a la diferencia de elevación real entre los puntos P y Q. Esta relación es una pro-

piedad inherente del nivel del agua freática y de la línea de filtración. Por lo tanto el gradiente hidráulico que impulsa una partícula de agua a lo largo de la línea de filtración, de P a Q es h/l.

Fenómenos capilares. Abajo del nivel del agua freática, los suelos están completa o casi completamente saturados. Arriba de este nivel, el grado de saturación depende de las condiciones climatológicas, del tamaño de los granos del suelo, y de la distancia al nivel freático. Los suelos gruesos solamente están saturados, aun a elevaciones cercanas al nivel freático, mientras que los suelos finos pueden estar saturados a una considerable altura sobre el mismo. En última instancia, puede definirse el nivel freático como aquel en el que la presión intersticial es igual a la atmosférica; es decir, $u_w = 0$.

Si la gravedad fuera la única fuerza que obrara en el agua en el suelo, el suelo situado arriba del nivel freático estaría siempre completamente seco, excepto durante la filtración resultante de las precipitaciones recientes. Sin embargo, el agua pone de manifiesto la fuerza de la tensión superficial, debida a la atracción entre sus moléculas en una interfase de agua y aire. La tensión superficial combinada con la atracción entre el agua y la mayor parte de las sustancias sólidas, como lo demuestra la facultad del agua para mojar estas sustancias, es una fuerza que tiende a extraer o a retener humedad arriba del nivel freático. Esta fuerza es una manifestación de la *capilaridad*.

La capilaridad puéde demostrarse sumergiendo el extremo inferior de un tubo de vidrio de diámetro pequeño en una vasija que contenga agua. El agua sube en el tubo a una altura que está regida principalmente por el diámetro del tubo y por la limpieza de su superficie interior. A esta altura se le conoce con el nombre de *altura de ascensión capilar*. Se obtiene en centímetros por medio de la siguiente expresión

$$\text{Altura de ascensión capilar, } h_c = \frac{2T_s}{r\gamma_w}\cos\alpha \qquad 2.18$$

en la que T_s es la tensión superficial del agua en gramos por centímetro; r el radio del tubo en centímetros; y α el ángulo de contacto entre la superficie del agua y la pared del tubo. Arriba del nivel freático, la presión en el agua es negativa con respecto a la presión atmosférica. Así, a la elevación z arriba del nivel freático,

$$u_w = -z\gamma_w \qquad 2.19$$

Las condiciones del ascenso capilar en una masa de suelo no son estrictamente análogas a las de un tubo de vidrio, debido a que los huecos del suelo tienen diámetros variables. Sin embargo, el diámetro medio de los huecos está relacionado con el promedio del tamaño de los granos, y por lo tanto, con la altura de ascensión capilar. Por ello, como una tosca aproximación de la altura máxima h_c (cm) a la que la capilaridad puede elevar el agua en un suelo dado, puede escribirse:

$$h_c = C/eD_{10} \qquad 2.20$$

en la que e es la relación de vacíos; D_{10} es el diámetro efectivo de Hazen, en centímetros; y C es un coeficiente empírico, que depende de la forma de los granos y de las impurezas de la superficie. En general, C tiene un valor comprendido entre 0.1 y 0.5 cm^2.

La altura capilar es mayor para los suelos muy finos, pero la velocidad de ascenso en esos materiales es pequeña, debido a su baja permeabilidad. Así, la elevación capilar que ocurre en un lapso de tiempo determinado, como de 24 hr, es máxima para los materiales en los que el tamaño de los granos es intermedio, como en los limos y las arenas muy finas. La fig. 2.6 muestra la relación entre el tamaño de los granos de un polvo de cuarzo uniforme y su altura de ascensión capilar, en un período de 24 hr.

El agua que sube por capilaridad arriba del nivel freático, alcanza la altura máxima h_c sólo en los huecos más pequeños. Unos cuantos huecos grandes pueden detener efectivamente el ascenso capilar en ciertas partes de la masa del suelo. Por lo tanto, la altura h_{cc} (fig. 2.7), a la que el suelo está completamente saturado por capilaridad,

es probable que sea considerablemente menor que *hc*.

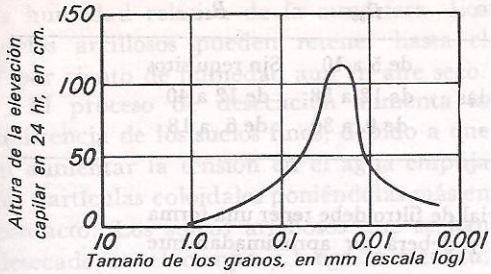


Figura 2.6. Relación entre el tamaño de los granos de polvo de cuarzo uniforme y la altura de la elevación capilar en un período de 24 hr (según Atterberg, 1908).

es probable que sea considerablemente menor que h_c. Sin embargo, como hay continuidad en el agua, el esfuerzo en ésta se rige en todas partes por la ec. 2.19.

Cierta cantidad del agua de la superficie que se cuela dentro del terreno, no alcanza a llegar al nivel freático, sino que la tensión superficial la sujeta, ya sea en los vacíos menores, o bien, como anillos rodeando los puntos de contacto entre los granos del suelo. Una cantidad de agua adicional puede ascender arriba del nivel freático debido al proceso de evaporación y condensación. A la humedad de estas fuentes se le conoce con el nombre de *humedad de contacto*. La tensión superficial en las películas de agua tiende a juntar los granos del suelo y origina la *cohesión aparente* en las arenas y limos. A esta cohesión se le llama aparente, ya que por inmersión las películas de agua se destruyen y, tambien la tendencia de los granos a permanecer juntos. La cohesión aparente entre los granos de una arena suelta húmeda, inhibe la facultad de los granos de deslizarse entre sí y tomar una configuración más compacta. Como una consecuencia pueden encontrarse terraplenes de material sin compactar en estados notablemente sueltos. Si se les sumerge, la estructura muy suelta sufre un colapso y los granos cambian a un estado aun suelto, pero estable.

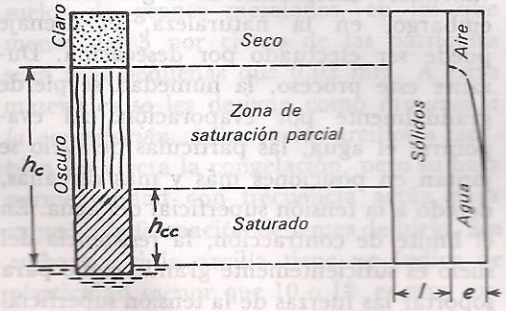


Figura 2.7. Elevación capilar del agua en arena seca.

Drenaje por gravedad. Bajando el nivel freático pueden evitarse las dificultades para construir abajo del nivel del agua en depósitos de suelos y puede aumentarse la estabilidad de los mismos. En los materiales de grano grueso, usualmente puede bajarse el nivel freático, drenando el agua a zanjas o galerías, o bombeándola de sumideros o pozos. Como la gravedad es la fuerza que origina la circulación del agua hacia los drenes, el proceso se llama *drenaje por gravedad.*

Al fluir el agua hacia los drenes, produce presiones de filtración que tienden a mover los granos hacia la salida. Si el suelo es una mezcla de materiales que contiene arena fina o limo, es probable que se deslaven los componentes finos. Lo que puede producir asentamientos o la formación de túneles de erosión en el suelo drenado y, además, obstruir los drenes. Por lo tanto, casi siempre es necesario evitar la migración. Lo que puede lograrse efectivamente cubriendo el material drenado, donde el agua brota, con un material granular más grueso, conocido como *filtro,* que no impide la salida del agua pero que tiene huecos demasiado pequeños para que los invadan las finas partículas de los materiales que se drenan.

Para que un filtro funcione bien, la curva granulométrica del material que lo constituye debe guardar una relación adecuada con el material que va a protegerse. Los requisitos han sido investigados experimentalmente (Terzaghi, 1922; USBR, 1947). Pueden expresarse por medio de dos *relaciones para filtros* R

$$R_{50} = \frac{D_{50} \text{ del filtro}}{D_{50} \text{ del suelo protegido}} \qquad 2.21a$$

$$R_{15} = \frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{15} \text{ del suelo protegido}} \qquad 2.21b$$

Tabla 2.2 Requisitos para los tamaños de las partículas en los filtros

Granulometría del Material Para Filtro	R_{50}	R_{15}
Uniforme (C_u hasta 4)	de 5 a 10	Sin requisitos
No uniforme, partículas subredondeadas	de 12 a 58	de 12 a 40
No uniforme, partículas angulares	de 9 a 30	de 6 a 18

La curva granulométrica del material de filtro debe tener una forma suave, sin quiebres pronunciados y deberá ser aproximadamente paralela a la del suelo por proteger.

En la tabla 2.2 se proporciona una lista de los valores adecuados de R. Además de satisfacer los requisitos con respecto al 50 por ciento y 15 por ciento de los tamaños, la curva granulométrica del filtro debe tener una forma suave sin quiebres pronunciados y ser sensiblemente paralela a la del suelo que se está protegiendo.

Los requisitos expuestos en la tabla 2.2 se estudiaron para las presas de tierra y otras instalaciones permanentes. Para protecciones temporales o usos menos exigentes, los límites granulométricos señalados pueden excederse un poco.

Puede suceder que no sea posible satisfacer los requisitos de la tabla 2.2 con un solo material de filtro, que pueda evitar que se deslaven los finos del suelo protegido, aunque sea capaz de dejar pasar toda el agua que le llegue. Entonces, es necesario construir una serie de filtros que vayan siendo sucesivamente más gruesos conforme el agua se aproxime a la salida. Cada capa del sistema debe satisfacer los requisitos de granulometría para un filtro con respecto a la capa de material adyacente. Tal sistema se llama un filtro graduado. Asimismo, puede darse el caso de que los requisitos de granulometría de un filtro no sean satisfechos por los materiales de que puede disponerse en la localidad sin lavar, cribar o mezclar. El costo de estas operaciones puede ser considerable. En consecuencia, las capas de los filtros graduados frecuentemente se hacen tan delgadas como sea compatible con la operación del equipo de construcción. Estos filtros tan delgados son vulnerables, especialmente durante la construcción. En la mayor parte de los casos, es preferible usar capas más gruesas de materiales naturales, aunque nada más satisfagan aproximadamente los requisitos. Es difícil evitar la segregación de los materiales de filtro, pero debe mantenerse tan pequeña como sea posible.

No puede extraerse toda el agua de un suelo por procesos gravitacionales. La cantidad que queda en los vacíos es de poca importancia comparada con la rapidez con que puede efectuarse el drenaje. En las arenas limpias y en las gravas, sólo se requieren unas cuantas horas o días para bajar el nivel freático varios metros, mientras que en los suelos limosos pueden necesitarse varias semanas.

Al salir el agua de un suelo grueso, parte del espacio vacío es invadido por aire. Sin embargo, en los suelos finos, el espacio vacío decrece en forma continuá y prácticamente no hay invasión de aire hasta alcanzar el límite de contracción. A este proceso se le conoce como *drenaje por consolidación.*

Drenaje por desecación. No es posible drenar suelos finos en un tiempo razonable valiéndose únicamente de la gravedad. Sin embargo, en la naturaleza, el drenaje puede ser efectuado por desecación. Durante este proceso, la humedad se pierde gradualmente por evaporación. Al evaporarse el agua, las partículas de suelo se juntan en posiciones más y más cercanas, debido a la tensión superficial del agua. En el límite de contracción, la resistencia del suelo es suficientemente grande como para soportar las fuerzas de la tensión superficial sin consolidación posterior y, si aumenta la desecación aún más, comienza la invasión

de aire. La humedad no disminuye a cero, sino que alcanza un valor en equilibrio con la humedad relativa de la atmósfera. Los suelos arcillosos pueden retener hasta el 7 por ciento de humedad aun en aire seco.

El proceso de desecación aumenta la resistencia de los suelos finos, debido a que al aumentar la tensión en el agua empuja las partículas coloidales poniéndolas más en contacto. Los suelos arcillosos que se han desecado en el campo y luego se saturan, retienen usualmente una gran porción de la resistencia obtenida por la desecación. Las capas de esta arcilla no son raras y pueden proporcionar cimentaciones adecuadas a estructuras ligeras.

Cuando una muestra de suelo fino secada en el aire o en un horno se coloca en agua, el suelo se *deslíe*. La fuerza de la tensión superficial empuja el agua en los huecos y comprime el aire encerrado en el interior, hasta que la presión excede de la resistencia a la tensión del esqueleto del suelo y ocurre el desleimiento.

Efecto del congelamiento. Si la temperatura de la superficie del suelo es inferior a la de congelación y si el agua freática no está suficientemente profunda con respecto a la altura del ascenso capilar; el agua, moviéndose hacia arriba continuamente por el efecto capilar y por evaporación y condensación, se acumula y congela, formando lentes de hielo en la parte superior del terreno. Este fenómeno conocido como *efecto de congelamiento,* es más frecuente en las arenas muy finas y limos, porque estos suelos son capaces de elevar por capilaridad la mayor cantidad de agua en el tiempo más corto (fig. 2.6). Por otra parte, no ocurre en arenas limpias o gravas o suelos de granos mezclados, en los que menos del 3 por ciento de las partículas sean más pequeñas que 0.02 mm. A estos materiales se les designa como *inmunes a la congelación.* A los suelos arcillosos también les afecta la congelación, pero su baja permeabilidad con frecuencia actúa para impedir la formación de lentes de hielo. Sin embargo, si la arcilla tiene un índice de plasticidad menor que 10 o 12. es muy susceptible al efecto de congelamiento y puede comportarse como un limo.

En el norte de los Estados Unidos y en Canadá, no es raro que las lentes de hielo alcancen un espesor acumulado de 15 a 46 cm durante un solo invierno. Mismas que ocasionan daños que sufren los pavimentos de las carreteras, porque cuando se funden, el suelo se convierte en un lodo con una capacidad de carga despreciable. El daño puede evitarse quitando todos los materiales muy susceptibles al fenómeno dentro del espesor que penetra el congelamiento, y reemplazándolos con materiales inmunes. Cuando el costo de este tratamiento sea prohibitivo, los materiales inmunes se colocan solamente en la base, directamente bajo la carpeta, y en el resto del pavimento se colocan materiales que sean ligera o moderadamente susceptibles.

2.6. Filtración y redes de flujo

Las trayectorias del flujo del agua a través de los suelos reales y las correspondientes presiones de poro son extremadamente complejas, debido a la manera errática en la que es probable que varíe de punto a punto y en diferentes direcciones la permeabilidad. Por lo tanto, los análisis exactos de problemas tan comunes, como el efecto de un sistema de desagüe o el flujo bajo una ataguía dentro de la excavación para la pila de un puente rara vez son posibles. Sin embargo, a pesar de las complejidades de los problemas reales, el ingeniero puede mejorar bastante su criterio con respecto a la filtración y sus efectos, estudiando el flujo en condiciones sencillas esquematizadas.

Por ejemplo, considérese el flujo de agua a través de un material permeable (fig. 2.8*a*) en el que se ha hincado una tablestaca. Se supone que la permeabilidad del suelo es la misma en todos los puntos y que es igual en todas las direcciones; además, la tablestaca y el manto de roca que está debajo del suelo se consideran completamente impermeables. Se acepta como válida la ley de Darcy, y asimismo que tanto el suelo como el agua son incompresibles.

El agua que entra al suelo aguas arriba del tablestacado, se mueve hacia la superficie del terreno aguas abajo siguiendo

trayectorias curvas regulares, como AB (fig. 2.8*a*), que se conocen con el nombre de líneas de flujo. La circulación es producida por la carga hidráulica h, que impulsa el agua de A a B. Al moverse una partícula de agua de A hacia B produce un arrastre por fricción en las partículas del suelo; a su vez, este arrastre produce una presión de filtración en la estructura del suelo; la presión de filtración en cualquier punto actúa en la dirección de la línea flujo en ese punto. Debido a esta viscosidad, la carga hidráulica disminuye continuamente de aguas arriba a aguas abajo a lo largo de cada línea de flujo. En consecuencia, el nivel piezométrico en un punto C tiene un valor intermedio entre los de A y B. Entre los extremos de cualquier otra línea de flujo, como $A'B'$, la carga hidráulica es también h y existe un punto C', en el cual el nivel piezométrico es el mismo que en C. Una línea, como LM, que una puntos de igual nivel piezométrico se conoce como *línea equipotencial*. Si la permeabilidad es constante y la misma en todas direcciones, la teoría demuestra que las líneas equipotenciales deben ser perpendiculares a las líneas de flujo. Esta conclusión permite resolver problemas en los que interviene el movimiento del agua a través de medios porosos, utilizando un procedimiento gráfico, en el que las líneas de flujo y las equipotenciales se dibujan por aproximaciones sucesivas, hasta que se satisfacen las relaciones geométricas necesarias. El diagrama resultante ejemplificado en la fig. 2.8*a* se conoce como *red de flujo*.

El primer paso para construir una red de flujo consiste en tomar nota de todas las condiciones de frontera que deben satisfacerse; es decir, determinar si se conocen anticipadamente algunas líneas de flujo o equipotenciales. Por ejemplo, en la fig. 2.8*a*, la pared formada por el tablestacado mismo constituye una línea de flujo. El agua que entra en el suelo inmediatamente a la izquierda del tablestacado, se mueve verticalmente hacia abajo en dirección de la punta de la tablestacada; pasa a la derecha abajo de la misma, y sube verticalmente a lo largo del paramento de aguas abajo de la propia tablestaca. La superficie del estrato impermeable es también una línea de flujo. El agua que entra a la formación infinitamente lejos a la izquierda, fluye a lo largo de esta superficie hasta que ha pasado infinitamente lejos a la derecha. Es evidente que estas dos líneas de flujo marcan las fronteras de la región de flujo. Todas las líneas restantes deben estar situadas entre ellas. Además, debe notarse que la superficie del terreno aguas arriba es una línea equipotencial, porque el nivel del agua en cualquier piezómetro con su extremo inferior en la superficie del terreno, coincidiría con la superficie libre del agua en esa zona. También, la superficie del terreno aguas abajo es una línea equipotencial; el nivel piezométrico coincide con la superficie del agua aguas abajo. Todas las líneas equipotenciales restantes deben localizarse entre estas dos.

Las condiciones de frontera del problema se resumen en la fig. 2.8*b*. Están representadas por las líneas equipotenciales ab y cd, y por las líneas de flujo bec y fg. La construcción del resto de la red de flujo se comienza haciendo el croquis de un pequeño número de líneas de flujo, quizá solamente dos; cada línea de flujo empieza en ab, y termina en cd. Como ab y cd son líneas equipotenciales, las líneas de flujo deben interceptarlas en ángulo recto. Las líneas de flujo bosquejadas deben ser curvas suaves cuya forma vaya marcando una transición gradual de una línea de flujo de frontera (bec) a la otra (fg). El tanteo inicial puede parecerse al de la fig. 2.8*c*.

En seguida, se hace el intento de dibujar líneas equipotenciales que cumplan con los requisitos del problema. Estas líneas son también curvas suaves, y deben cruzar a las líneas de flujo en ángulo recto. Además, para simplificar la interpretación de la red de flujo, la separación entre las líneas equipotenciales debe ser tal, que la caída de nivel piezométrico sea la misma entre cada par de líneas equipotenciales sucesivas. Es también conveniente separar las líneas de flujo, de manera que el gasto en cada canal limitado por dos líneas sucesivas, sea el mismo. Estos dos requisitos pueden satisfacerse haciendo cada área limitada por dos líneas de flujo adyacentes y dos líneas equipotenciales adyacentes, aproximadamente equidimensional. Es

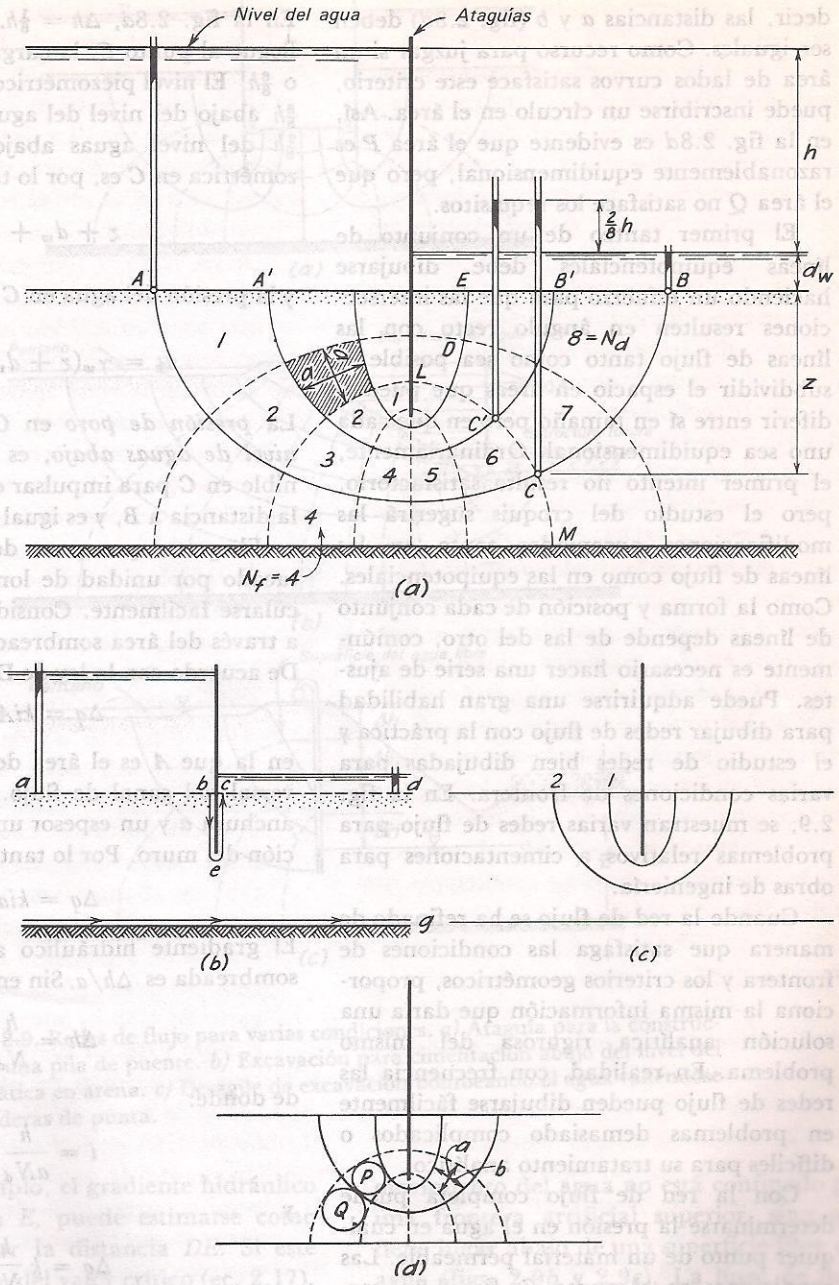


Figura 2.8. *a)* Red de flujo por debajo de una ataguía de tablestacas. *b)* Condiciones de frontera que debe satisfacer la red de flujo. *c)* Primeras líneas de tanteo para la construcción de la red de flujo. *d)* Primeras líneas equipotenciales de tanteo para la construcción de la red de flujo.

decir, las distancias a y b (fig. 2.8*d*) deben ser iguales. Como recurso para juzgar si un área de lados curvos satisface este criterio, puede inscribirse un círculo en el área. Así, en la fig. 2.8*d* es evidente que el área P es razonablemente equidimensional, pero que el área Q no satisface los requisitos.

El primer tanteo de un conjunto de líneas equipotenciales debe dibujarse haciendo un esfuerzo para que las intersecciones resulten en ángulo recto con las líneas de flujo tanto como sea posible, y subdividir el espacio en áreas que puedan diferir entre sí en tamaño pero en que cada uno sea equidimensional. Ordinariamente, el primer intento no resulta satisfactorio, pero el estudio del croquis sugerirá las modificaciones apropiadas tanto en las líneas de flujo como en las equipotenciales. Como la forma y posición de cada conjunto de líneas depende de las del otro, comúnmente es necesario hacer una serie de ajustes. Puede adquirirse una gran habilidad para dibujar redes de flujo con la práctica y el estudio de redes bien dibujadas para varias condiciones de frontera. En la fig. 2.9, se muestran varias redes de flujo para problemas relativos a cimentaciones para obras de ingeniería.

Cuando la red de flujo se ha refinado de manera que satisfaga las condiciones de frontera y los criterios geométricos, proporciona la misma información que daría una solución analítica rigurosa del mismo problema. En realidad, con frecuencia las redes de flujo pueden dibujarse fácilmente en problemas demasiado complicados o difíciles para su tratamiento analítico.

Con la red de flujo completa puede determinarse la presión en el agua en cualquier punto de un material permeable. Las condiciones en el punto C, fig. 2.8*a*, servirán de ejemplo. De acuerdo con la red de flujo, una partícula de agua que siga la trayectoria AB (o cualquier otra línea de flujo), cruzará ocho espacios limitados por líneas equipotenciales sucesivas. Cada espacio representa una caída equipotencial Δh. Si N_d representa el número de caídas equipotenciales a lo largo de cualquier línea de flujo,

$$\Delta h = \frac{h}{N_d}$$

En la fig. 2.8*a*, $\Delta h = \frac{1}{8}h$. Cuando el agua llegue al punto C, la carga perdida es $6\Delta h$, o $\frac{6}{8}h$. El nivel piezométrico en C es entonces $\frac{6}{8}h$ abajo del nivel del agua aguas arriba, o $\frac{2}{8}h$ del nivel aguas abajo. La carga piezométrica en C es, por lo tanto,

$$z + d_w + \tfrac{2}{8}h$$

y la presión del agua en C es:

$$u_c = \gamma_w(z + d_w + \tfrac{2}{8}h)$$

La *presión de poro* en C *con respecto al nivel de aguas abajo*, es la presión disponible en C para impulsar el agua el resto de la distancia a B, y es igual a $\frac{2}{8}h\gamma_w$.

El gasto que pasa debajo del tablestacado por unidad de longitud puede calcularse fácilmente. Considérese el gasto Δq a través del área sombreada en la fig. 2.8*a*. De acuerdo con la ley de Darcy, el gasto es:

$$\Delta q = kiA$$

en la que A es el área de la sección transversal del canal de flujo. El canal tiene la anchura a y un espesor unitario en la dirección del muro. Por lo tanto,

$$\Delta q = kia$$

El gradiente hidráulico a través del área sombreada es $\Delta h/a$. Sin embargo,

$$\Delta h = \frac{h}{N_d}$$

de donde:

$$i = \frac{h}{aN_d}$$

y

$$\Delta q = k\frac{h}{N_d}$$

Si el número de canales de flujo es N_f, el gasto total q por unidad de longitud de muro es:

$$q = N_f\Delta q = kh\frac{N_f}{N_d} \qquad 2.22$$

El examen de la red de flujo (fig. 2.8*a*) muestra que la filtración brota en puntos como E o B' en dirección vertical hacia

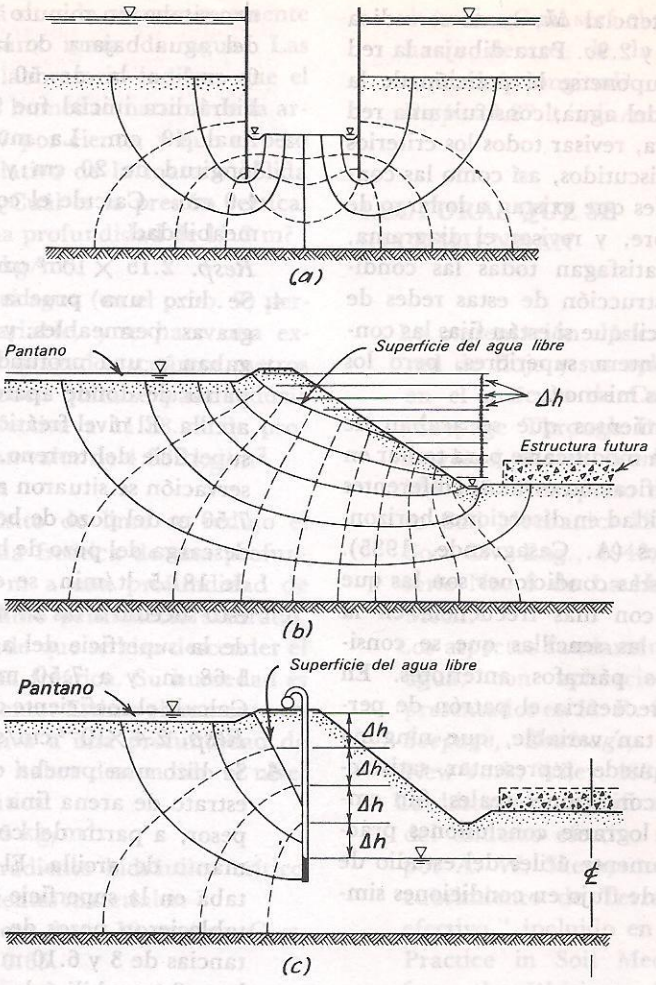


Figura 2.9. Redes de flujo para varias condiciones. *a)* Ataguía para la construcción de una pila de puente. *b)* Excavación para cimentación abajo del nivel del agua frática en arena. *c)* Desagüe de excavación bombeando el agua valiéndose de coladeras de punta.

arriba. Por ejemplo, el gradiente hidráulico hacia arriba en *E*, puede estimarse como Δh dividida por la distancia *DE*. Si este gradiente excede del valor crítico (ec. 2.17), el suelo que está inmediatamente aguas abajo del tablestacado se convertirá en movedizo y puede ocurrir una falla. El estudio de las redes de flujo (fig. 2.9) aclarará varias condiciones bajo las cuales pueden producirse condiciones de arena movediza en la práctica, a menos que se tomen precauciones especiales, como la de aumentar la longitud de las tablestacas o añadir bermas, filtros o drenes.

En muchos problemas prácticos, el movimiento del agua no está confinado por una frontera artificial superior, sino que tiene lugar abajo de una superficie libre del agua (figs. 2.9*b* y 2.9*c*). La línea de flujo más alta es entonces una línea de filtración (línea de corriente superior) (art. 2.5). Como la línea de filtración es una línea de flujo, las líneas equipotenciales que la intercepten deben hacerlo en ángulo recto, pero cada una de estas líneas termina en la línea de filtración. Para satisfacer los requisitos hidráulicos especiales de la línea de filtración, la componente vertical de la distancia entre las terminaciones de dos líneas equipotenciales adyacentes debe ser igual a

la caída equipotencial Δh, como se indica en las figs. 2.9*b* y 2.9*c*. Para dibujar la red de flujo debe suponerse la posición de la superficie libre del agua, construir una red de flujo tentativa, revisar todos los criterios anteriormente discutidos, así como las condiciones especiales que existan a lo largo de la superficie libre, y revisar el diagrama, hasta que se satisfagan todas las condiciones. La construcción de estas redes de flujo es más difícil que si están fijas las condiciones de frontera superiores, pero los *principios son los mismos.*

Los procedimientos que se acaban de describir pueden modificarse para tomar en cuenta la estratificación o valores diferentes de la permeabilidad en direcciones horizontales y verticales (A. Casagrande, 1935). Por supuesto, estas condiciones son las que se encuentran con más frecuencia en la práctica, y no las sencillas que se consideraron en los párrafos anteriores. En realidad, con frecuencia el patrón de permeabilidad es tan variable, que ninguna red de flujo puede representar satisfactoriamente las condiciones reales. Sin embargo, pueden lograrse conclusiones prácticas extremadamente útiles del estudio de las trayectorias de flujo en condiciones simplificadas.

PROBLEMAS

1. Una arena de granos redondeados tiene un diámetro efectivo de 0.080 mm y un coeficiente de uniformidad de 3.5. Estime su coeficiente de permeabilidad.
   Resp. 6.4×10^{-3} cm/seg.
2. Durante una prueba de permeabilidad con permeámetro de carga constante en una muestra de arena, se colectaron 150 cm^3 de agua en 2 min. La muestra tenía una longitud de 10 cm y diámetro de 5 cm. La carga se mantuvo en 20 cm. Calcule el coeficiente de permeabilidad.
   Resp. 3×10^{-2} cm/seg.
3. Se ejecutó una prueba de permeabilidad con permeámetro de carga variable en una muestra de arena limpia y uniforme. El tubo de carga fue una bureta graduada, y se observó que se necesitaba un minuto para que el nivel del agua bajara de la graduación de 0 cm^3 a la de 50 cm^3. La carga hidráulica inicial fue 90 cm y la carga final 40 cm. La muestra tenía una longitud de 20 cm y un diámetro de 4.0 cm. Calcule el coeficiente de permeabilidad.
   Resp. 2.15×10^{-2} cm/seg.
4. Se hizo una prueba de bombeo en gravas permeables y arenas que llegaban a una profundidad de 15 m, a partir de donde apareció un manto de arcilla. El nivel freático coincidió con la superficie del terreno. Los pozos de observación se situaron a distancias de 3 y 7.50 m del pozo de bombeo. Cuando la descarga del pozo de bombeo llegó a ser de 181.5 lt/min, se estabilizó el flujo; esto sucedió a las 24 hr. El abatimiento de la superficie del agua a 3 m fue de 1.68 m, y a 7.50 m fue de 0.37 m. Calcule el coeficiente de permeabilidad.
   Resp. 2.4×10^{-3} cm/seg.
5. Se hizo una prueba de bombeo en un estrato de arena fina de 15.25 m de espesor, a partir del cual se encontró un manto de arcilla. El nivel freático estaba en la superficie del terreno. Se establecieron pozos de observación a distancias de 3 y 6.10 m del pozo de bombeo. Se estabilizó la extracción con un gasto de 4.58 lt/min. El abatimiento en el pozo exterior fue de 0.15 m, y en el interior de 0.46 m. ¿Cuál es el coeficiente de permeabilidad de la arena?
   Resp. 1.83×10^{-4} cm/seg.
6. Un manto de arcilla de 3.70 m de espesor está situado debajo de un depósito de arena sumergida de 7.90 m de espesor. La superficie superior de la arena está situada a 3 m abajo de la superficie de un lago. El peso volumétrico saturado de la arena es de 2,000 kg/m^3 y el de la arcilla 1,875 kg/m^3. Calcule la presión vertical total, la presión de poro y la presión efectiva a la mitad de la altura del manto de arcilla.
   Resp. 22,347 kg/m^2; 12,816 kg/m^2; 9,530 kg/m^2.
7. La superficie de un depósito de arcilla

saturada está situada permanentemente debajo de una masa de agua. Las pruebas de laboratorio indican que el promedio de humedad natural de la arcilla es de 47 por ciento, y que el peso específico relativo de la materia sólida es de 2.74. ¿Cuál es la presión vertical efectiva a una profundidad de 11.3 m?
Resp. 8,564 kg/m^2.

8. Si el nivel del agua (en el prob. 7) permanece invariable, y se hace una excavación por dragado, ¿cuántos metros de arcilla deben quitarse para reducir la presión efectiva a 11.28 m de profundidad a un valor de 4,882 kg/m^2
Resp. 6.40m

9. En un depósito de limo se redujo el nivel del agua freática de una profundidad de 3 m a una profundidad de 6.10 m. El limo permaneció saturado, aun después de que se hizo descender el nivel del agua freática. Su humedad es del 26 por ciento. Estime el aumento en presión efectiva a una profundidad de 10.40 m por haber descendido el nivel del agua freática.
Resp. 3051.5 kg/m^2.

10. Calcule el gradiente hidráulico crítico para los siguientes materiales:
a. Grava gruesa, k = 10 cm/seg; G = 2.67; e = 0.65.
b. Limo arenoso, k = 10^{-6} cm/seg; G = 2.67: e = 0.80.
Resp. (*a*) 1.01; (*b*) 0.93.

11. El tirante del agua fuera de la ataguía de la fig. 2.9*a* es de 3 m y la penetración de las tablestacas abajo de la superficie original de la arena es de 5.50 m. El nivel del agua en la zanja es de 6.10 m abajo del nivel exterior del agua. ¿Cuál es la presión en el agua en los extremos de las ataguías? Si k = 5×10^{-8} cm/seg, ¿cuál será el gasto de filtración hacia la zanja por metro de longitud de toda la ataguía?
Resp. 5,058 kg/m^2. 15.65 lt/min/m de ataguía?

12. La elevación del agua en el depósito de la fig. 2.9*b* está a 9.10 m por arriba del nivel inferior de la excavación. El suelo es arena con un coeficiente de permeabilidad *k* igual a 0.61×10^{-2} m/min. ¿Cuál será el gasto de filtración hacia dentro de la excavación por unidad de longitud?
Resp. 27.87 lt/min/m lineal de zanja.

LECTURAS QUE SE RECOMIENDAN

La presentación clásica del método de la red de flujo y sus aplicaciones se halla en el artículo de Casagrande (1935), "Seepage Through Dams," de *J. New England Water Works Assoc.*, 51, 2, 131-172. Reimpreso en "Contributions to Soil Mechanics 1925-1940," Boston Soc. Civ. Eng., 1940, y también en la serie No. 5 de La Harvard Univ. Soil Mech.

Los aspectos fundamentales del flujo de agua, con aplicaciones, están bien presentados en H. R. Cedergren (1967), *Seepage, Drainage, and Flow Nets*, New York, Wiley, 489 pp.

La historia y significado del concepto del esfuerzo efectivo son desarrollados por A. W. Skempton (1960) en "Descubrimiento de Terzaghi del esfuerzo efectivo," incluido en From Theory to Practice in Soil Mechanics-Selections from the Writings of Karl Terzaghi, New York, Wiley, pp. 42-53.

Las técnicas sobre las pruebas de permeabilidad pueden encontrarse en las siguientes referencias:

A. Casagrande y R. E. Fadum (1940), "Notes on Soil Testing for Engineering Purposes," Harvard Univ. Grad. School of Engineering Publ. No. 8, 74 pp.

T. W. Lambe (1951), Soil Testing for Engineers, Chap. 6, "Permeability Tests," pp. 52-62, New York, Wiley, 165 pp.

Un estudio moderno del mecanismo del efecto del congelamiento está contenido en el cap. 12, "Soil Freezing and Permafrost," en R. N. Young y B. P. Warkentin (1966), *Introduction to Soil Behavior*," New York, Mac-Millan, pp. 391-428. Algo menos teórico es "Phenomenon and Mechanism of Frost

Heaving," de C. W. Kaplar (1970). *Hwy. Res. Rec., 304*, 1-13. Los criterios para la susceptibilidad a la helada están resumidos en K. A. Linell, F. B. Hennion, y E. F. Lobacz (1963), "Corps of Engineers" Pavement Design in Areas of Seasonal Frost," *Hwy. Rec., 33*, 76-136.



Asentamiento debido a Consolidación

Basílica de Nuestra Señora de Guadalupe, en la Ciudad de México. La parte de la izquierda fue construida aproximadamente en 1709 y la de la derecha en 1622. Un crestón de roca debajo de la unión de las dos partes ha permitido poco asentamiento, mientras que las porciones adyacentes, situadas sobre depósitos de arcilla muy compresible, con espesores hasta de 18 m, se han asentado más de 2.10 m. La estructura de la izquierda fue recimentada en 1969.

LAMINA 3

CAPITULO 3

Características de la consolidación de los suelos

3.1 Significado de las características esfuerzo-deformación de los suelos.

Las características esfuerzo-deformación de un suelo o de una roca, determinan el asentamiento que una estructura dada puede experimentar. En algunos casos, también puede servir como una indicación de las dificultades de construcción que pueden surgir durante la excavación dentro de las masas de suelo.

Los asentamientos de las estructuras construidas sobre mantos de arcilla blanda, que algunas veces están enterrados profundamente, debajo de materiales más resistentes y menos compresibles, pueden producirse lentamente y alcanzar grandes magnitudes. Debido al retraso que existe entre el final de la construcción y la aparición de las grietas, en un tiempo el origen de estos asentamientos se consideró misterioso. Los primeros intentos exitosos para explicar el fenómeno sobre una base científica fueron realizados por Terzaghi en 1919.

Los estudios de Terzaghi se referían a la magnitud y velocidad del asentamiento originado en un manto de arcilla al que se le impedía moverse lateralmente y con posibilidades de expulsar el agua hacia arriba o hacia abajo cuando las partículas tendían a juntarse. En muchos casos, estas condiciones aparecen en la práctica. Por esta razón, y porque la comprensión de los fenómenos es básica para la solución de problemas prácticos más complicados, el estudio del comportamiento de los diferentes suelos cuando se sujetan a esfuerzos, está precedido por un estudio de la consolidación unidimensional de las arcillas saturadas.

3.2. Pruebas de consolidación en arcillas remoldeadas

Las relaciones entre la presión vertical, el asentamiento y el tiempo, se investigan en el laboratorio por medio de una prueba de *compresión confinada,* llamada también prueba edométrica o de *consolidación edométrica.* Durante la prueba, la muestra está completamente confinada por un anillo metálico (fig. 3.1). La carga se aplica a las caras superior e inferior del espécimen a través de dos piedras porosas, que permiten que el agua entre o salga de la arcilla. La deformación se mide por medio de un micrómetro de carátula.

La presión p se aplica por etapas. Después de cada incremento se mantiene la carga constante hasta que la deformación prácticamente cesa. Esto requiere usualmente varias horas, aún para un espécimen que tenga un espesor tan pequeño como de 19 mm, porque la deformación se produce

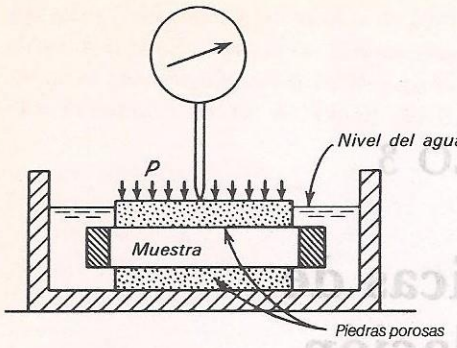


Figura 3.1. Aparato para la prueba de consolidación. (Consolidómetro).

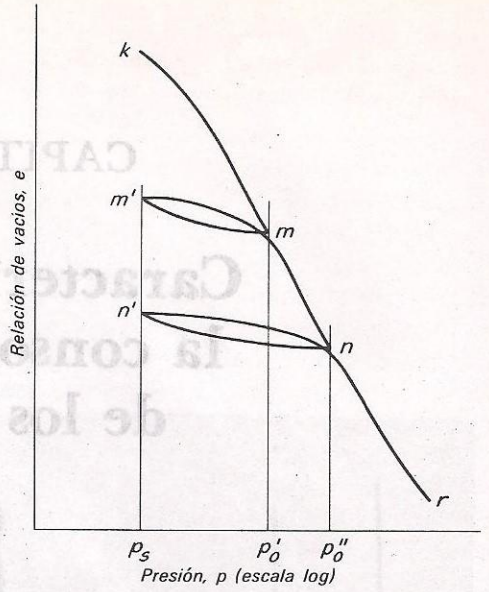


Figura 3.2. Curva típica e-log p para arcilla remoldeada cerca del límite líquido.

solamente con la rapidez que permite el agua al salir de la arcilla. Cuando la rapidez de la deformación bajo una presión dada se ha reducido hasta ser muy pequeña, se aplica un nuevo incremento y el procedimiento se repite.

Los resultados se presentan gráficamente con una curva que relaciona la oquedad final correspondiente a cada incremento de presión con el valor de dicha presión. Es conveniente dibujar la presión a una escala logarítmica. El diagrama se conoce entonces como curva e-log p o curva de compresibilidad.

Como introducción a las características de las curvas e-log p para las arcillas de sedimentación natural, se considerarán primero los resultados de una prueba de consolidación en una muestra completamente remoldeada en el laboratorio con una humedad cercana al límite líquido. Cuando las relaciones de vacíos son elevadas, la curva es cóncava hacia abajo pero, como lo muestra el segmento km (fig. 3.2), pronto toma la forma de una línea casi recta. La porción casi recta de la curva se denomina *línea de consolidación virgen* o *rama virgen*. Si la carga se interrumpe a una presión p_0' correspondiente al punto m, y luego se hace disminuir en decrementos sucesivos, la muestra se expande, como lo indica la *curva de descarga* mm'. Si se reanuda el proceso de carga, la parte inicial de la *curva de recompresión* queda ligeramente arriba de la curva de descarga. Luego, la curva de recompresión se dobla hacia abajo en forma relativamente brusca, a una presión cercana a p_0', pasa debajo del punto m y se aproxima a la prolongación de la rama virgen. Si a una presión p_0'' se descarga y carga nuevamente la muestra, se obtiene otra curva de rebote (nn') y otra curva de recompresión; las pendientes de estas curvas son aproximadamente iguales a las determinadas anteriormente. Si la presión se aumenta más allá de p_0'' la curva e-log p de nuevo se dobla bruscamente hacia abajo aproximándose a la rama virgen. Al aumentar más la presión, la curva virgen tiende a convarse ligeramente hacia arriba.

Cuando la muestra está en el estado representado por m' se dice que esta *preconsolidada* o *sobreconsolidada*, porque previamente ha sido consolidada bajo una presión p_0' mayor que la presión p_s, bajo la cual está ahora en equilibrio. El valor p_0' se conoce como *carga o presión de preconsolidación*. El grado de preconsolidación se mide por la relación p_0'/p_s, conocida como *relación de preconsolidación*. Es evidente que el quiebre en la curva $m'n$ está íntimamente relacionado a la magnitud de la presión de preconsolidación. Se ha ideado

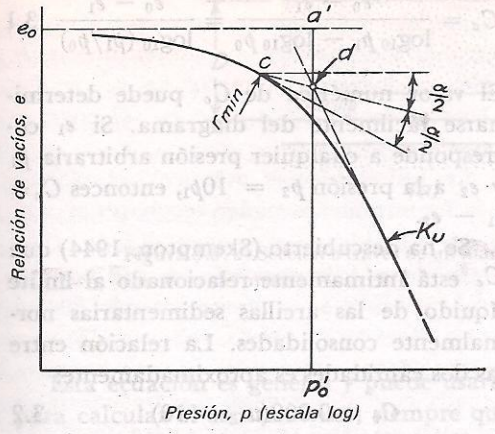


Figura 3.3. Construcción gráfica para la determinación de la presión de preconsolidación p_0' de la curva e-log p (según Casagrande, 1936).

un procedimiento gráfico útil (A. Casagrande, 1936) para estimar el valor de p_0' si solamente se dispone de la curva $m'n$. Este procedimiento se ilustra en la fig. 3.3.

Para seguir este procedimiento, se elige a ojo el punto c de curvatura máxima de la curva e-log p. De c, se traza una tangente a la curva y asimismo, una línea horizontal. Se bisecta luego el ángulo entre estas dos líneas. El punto de intersección de esta bisectriz con la prolongación hacia arriba de una tangente a la parte recta de la curva se representa por d. La abscisa de d corresponde a la presión p_0'.

Las presiones p_0' y p_s son esfuerzos efectivos, ya que las relaciones respectivas de vacíos se determinan después de que la muestra ha quedado en equilibrio y el agua ya no tiende a ser expulsada o absorbida. Sin embargo, para simplificar, las barras que indican esfuerzos efectivos, $\bar{p}_0'$ y $\bar{p}_s$, se omiten, a menos que su omisión produzca confusión.

3.3. Características de la consolidación de los depósitos normalmente consolidados.

En el campo, la compresibilidad de una arcilla puede investigarse haciendo pruebas de consolidación en muestras extraídas de manera que su estado se altere lo menos posible. Deben reconocerse dos condiciones diferentes de importancia práctica, que son: si el estrato del que se tomó la muestra está normalmente cargado o si está preconsolidado. Se dice que un estrato está *normalmente consolidado,* si nunca han actuado en él presiones verticales mayores que las existentes en la actualidad. Por otra parte, un estrato *pre o sobreconsolidado,* en alguna época de su historia estuvo sujeto a presiones verticales mayores que las que ahora están en actividad.

En la fig. 3.4, se muestra una curva típica e-log p de una muestra inalterada de una arcilla de baja sensibilidad normalmente consolidada. La curva se señala con K_u. Al igual que la porción $m'n$ de la curva e-log p de la fig. 3.2, consta normalmente de dos ramas: de una porción inicial relativamente plana y de otra inclinada casi recta. Para efectos de comparación, K_r representa los resultados de una prueba en el mismo material después de remoldearlo con una humedad cercana al límite líquido. La porción inferior de K_r, casi recta, tiene una pendiente menor que la de K_u.

Las coordenadas del punto a (fig. 3.4) representan la relación de vacíos y la presión efectiva correspondiente al estado de la arcilla en el campo. Cuando se extrae una muestra empleando las mejores técnicas, la humedad de la arcilla no aumenta significativamente. Por tanto, la relación de vacíos e_0 al principio de la prueba es prácticamente idéntica a la que tiene la arcilla en el terreno. Cuando la presión en la muestra llega a p_0, la curva e-log p debe

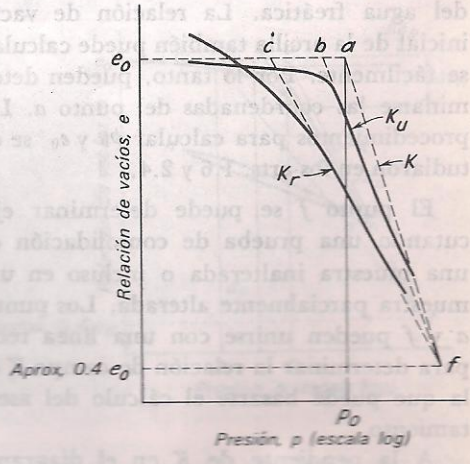


Figura 3.4. Curvas típicas e-log p para muestras inalteradas (K_u) y remoldeadas (K_r) de arcilla normalmente consolidada de baja sensibilidad.

pasar por el punto a, a menos que las condiciones de la prueba difieran en alguna manera de las del campo. En realidad, K_u pasa siempre abajo del punto a, porque aun las mejores muestras resultan un poco alteradas.

Lo que importa al ingeniero es la curva e-log p de la arcilla en el campo, no en el laboratorio. Por lo tanto, necesita disponer de algún procedimiento para extrapolar los resultados de las pruebas de laboratorio a las condiciones representativas en el campo. Un procedimiento para lograrlo puede elaborarse tomando como base la comparación de las curvas K_u y K_r. Se ha observado (Schmertmann, 1955) en muchas arcillas, que las prolongaciones de las porciones inferiores rectas de las curvas K_u y K_r se cortan en un punto f correspondiente a una relación de vacíos aproximadamente igual a $0.4e_0$. Las prolongaciones de las curvas e-log p de las muestras con grados de alteración intermedios también pasan por el punto f o muy cerca del mismo. Por tanto, es razonable suponer que la relación de campo e-log p es aproximadamente una línea recta K que se extiende de a a f.

Si se sabe que un depósito de arcilla está normalmente consolidado, el valor de p_0 puede calcularse conociendo la humedad, el peso volumétrico de los sólidos, y el grado de saturación de los estratos sobreyacentes, siempre que se conozca la posición del nivel del agua freática. La relación de vacíos inicial de la arcilla también puede calcularse fácilmente. Por lo tanto, pueden determinarse las coordenadas del punto a. Los procedimientos para calcular p_0 y e_0 se estudiaron en los arts. 1.6 y 2.4.

El punto f se puede determinar ejecutando una prueba de consolidación en una muestra inalterada o incluso en una muestra parcialmente alterada. Los puntos a y f pueden unirse con una línea recta para determinar la relación de campo K en la que puede basarse el cálculo del asentamiento.

A la pendiente de K en el diagrama semilogarítmico se le llama *índice de compresión* C_c, definido por la ecuación:

$$C_c = \frac{e_0 - e_1}{\log_{10} p_1 - \log_{10} p_0} = \frac{e_0 - e_1}{\log_{10} (p_1/p_0)} \qquad 3.1$$

El valor numérico de C_c puede determinarse fácilmente del diagrama. Si e_1 corresponde a cualquier presión arbitraria p_1 y e_2 a la presión $p_2 = 10p_1$, entonces $C_c = e_1 - e_2$.

Se ha descubierto (Skempton, 1944) que C_c está íntimamente relacionado al límite líquido de las arcillas sedimentarias normalmente consolidades. La relación entre las dos cantidades es aproximadamente:

$$C_c = 0.009(w_L - 10) \qquad 3.2$$

en la que w_L se expresa como porcentaje. La ec. 3.2 es de gran importancia práctica porque permite calcular el asentamiento aproximado de una estructura construida sobre un depósito de arcilla sedimentaria poco sensible normalmente consolidada, si solamente se conoce el límite líquido, aun cuando no se hayan efectuado pruebas de consolidación.

3.4. Cálculo del asentamiento

En la fig. 3.5*a*, se muestra una sección transversal de un manto de arcilla de espesor H, quedando la mitad de su espesor situado a la profundidad D, abajo de la superficie original del terreno. La presión efectiva original en el punto A es igual a p_0, y el aumento de presión es Δp. La relación de vacíos inicial de la arcilla, es e_0.

La fig. 3.5*b*, muestra un elemento prismático que contiene al punto A. Puede suponerse que el elemento consiste de materia sólida, que tiene una altura igual a la unidad y un volumen de vacíos con una altura adicional equivalente a e_0. La altura total del elemento es, por lo tanto, $1 + e_0$.

Si la relación de vacíos disminuye una cantidad Δe debido a la consolidación, la deformación unitaria del elemento es $\Delta e/(1 + e_0)$. Suponiendo que esta deformación unitaria es constante en todo el espesor del estrato de arcilla, la disminución de espesor del manto, o el asentamiento S arriba del punto A, lo da la ecuación:

$$S = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \qquad 3.3$$

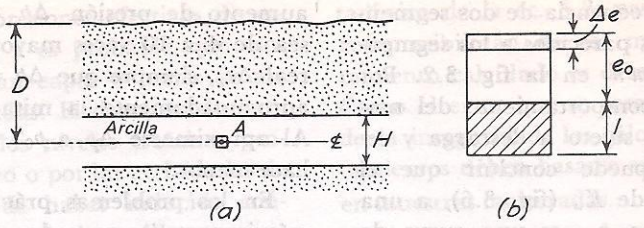


Figura 3.5. *a)* Sección a través de un manto de arcilla compresible. *b)* Compresión de un elemento del manto.

Esta ecuación es general y puede usarse para calcular el asentamiento, siempre que se conozcan la relación de vacíos inicial y su cambio. Si la arcilla está normalmente consolidada, de acuerdo con la ec. 3.1,

$$\Delta e = e_0 - e_1 = C_c \log_{10} \frac{p_1}{p_0}$$

$$= C_c \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

Sustituyendo esta cantidad en la ec. 3.3, se encuentra la siguiente expresión para el asentamiento de la superficie del terreno arriba del punto A, debido a la consolidación de un manto normalmente consolidado de espesor H:

$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} H \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \qquad 3.4$$

3.5. Características de consolidación de los depósitos preconsolidados

El diagrama e-log p para una arcilla típica preconsolidada se muestra en la fig. 3.6. Se supone que la muestra se ha tomado con la alteración mínima; además, que en una etapa avanzada de la prueba, la muestra ha sido descargada y vuelto a cargar.

El punto a representa la relación de vacíos incial de la muestra y la presión efectiva que actuaba en ella antes de extraerla del terreno. Cuando se coloca la muestra en el consolidómetro anegada en agua, es probable, que bajo las pequeñas presiones aplicadas inicialmente, tienda a expanderse. Se acostumbra evitar esta expansión aumentando rápidamente la carga. Así, la primera parte de la curva e-log p usualmente es casi plana; es probable que pase ligeramente abajo del punto a, mientras que la curva de campo debe pasar por él.

El punto a' corresponde a la relación de vacíos e y a la presión p_0' de la arcilla en el campo, cuando el estrato estaba bajo su carga máxima. Por algún proceso, como la erosión, la presión se redujo, y la relación de vacíos aumentó ligeramente por expansión hasta llegar al presente estado, representado por a. (En la figura se desprecia la pequeña expansión que se ha mencionado.) La curva de campo debe pasar cerca de a', porque antes de la erosión, la relación de campo tendría que haber sido representada por $a'f$. No se puede construir esta curva con precisión, porque la presión p_0' correspondiente al punto a' ya no se conoce; la presión actual de la sobrecarga es solamente p_0. Sin embargo, se advierte que la curva K_u para presiones mayores que

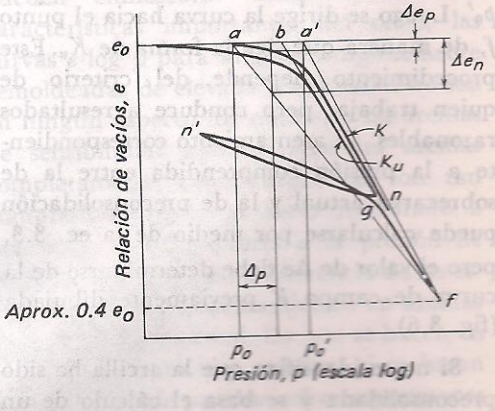


Figura 3.6. Curva e-log p (K_u) para una muestra inalterada de una arcilla preconsolidada y reconstrucción de la relación de campo (K).

p_0 consiste con frecuencia de dos segmentos muy diferentes parecidos a los segmentos de la curva $m'n$ en la fig. 3.2. Por analogía con el comportamiento del material remoldeado sujeto a descarga y recompresión, se puede concluir que el primer segmento de K_u (fig. 3.6), a una presión mayor que p_0, es una curva de recompresión, mientras que el segundo tiene la pendiente de la curva virgen. El quiebre entre los dos segmentos debería, por lo tanto, corresponder a la presión de preconsolidación p_0' y podría estimarse por el procedimiento de A. Casagrande. Además, la pendiente del tramo de recompresión de la curva debe ser similar a la del tramo de recompresión $n'g$ (fig. 3.6).

Estas consideraciones sugieren el siguiente procedimiento para obtener de manera aproximada, la curva e-log p que corresponde a las condiciones de campo para un material preconsolidado. La prueba de consolidación debe efectuarse en la mejor muestra que pueda obtenerse. Después de aumentar la presión suficientemente como para definir la rama virgen de la curva e-log p, debe efectuarse un ciclo de descarga y recompresión. La presión de preconsolidación puede obtenerse por el procedimiento de *A*. Casagrande. Luego se haría un bosquejo de la curva de campo de la cual pueden estimarse los asentamientos, empezando en el punto *a*, y continuando en una dirección paralela a la curva de recompresión $n'g$ hasta un punto situado aproximadamente a la mitad de la abscisa de p_0'. Luego se dirige la curva hacia el punto *f*, de manera que siga la forma de K_u. Este procedimiento depende del criterio de quien trabaja, pero conduce a resultados razonables. El asentamiento correspondiente a la presión comprendida entre la de sobrecarga actual y la de preconsolidación puede calcularse por medio de la ec. 3.3, pero el valor de Δe debe determinarse de la curva de campo K previamente dibujada (fig. 3.6).

Si no se identifica que la arcilla ha sido preconsolidada y se basa el cálculo de un asentamiento en *af*, el asentamiento calculado será muy grande. El cambio Δe_n en la relación de vacíos calculado para un aumento de presión Δp es probable que sea de 4 a 10 veces mayor que el cambio real Δe_p, siempre que Δp no sea mayor de aproximadamente la mitad de $p_0' - p_0$. Al aproximarse Δp a $p_0' - p_0$, el error se hace menor.

En los problemas prácticos, el aspecto más importante es poder reconocer si una arcilla ha sido o no preconsolidada. Casi seguramente lo será si la humedad natural se aproxima más al límite plástico que al límite líquido. Además, ejecutando una prueba de consolidación en una muestra tomada cuidadosamente, con frecuencia se obtienen los datos necesarios para decidir al respecto. En la fig. 3.4, se puede advertir que la prolongación hacia arriba de la parte recta de K_u corta la línea $e = e_0$ en el punto *b*, que está situado a la izquierda del punto *a*. Esto se cumple siempre en una arcilla normalmente consolidada de sensibilidad normal. Por otra parte, en la fig. 3.6, que se refiere a una arcilla preconsolidada de sensibilidad normal, *b* está situado al lado derecho de *a*. Desafortunadamente, la influencia de la alteración tiende, desalojando *b* a la izquierda, a destruir las evidencias de la preconsolidación. Por lo tanto, si hay probabilidades de que un depósito de arcilla pueda ser preconsolidado y se van a obtener muestras para las pruebas de consolidación, deberán de usarse las mejores técnicas posibles de muestreo. En el art. 4.8 se estudiará otro procedimiento más para investigar el estado de preconsolidación de una arcilla blanda sedimentaria.

Las arcillas preconsolidadas abundan. Muchos depósitos estuvieron en alguna época sujetos al peso de capas de suelo sobreyacentes que subsecuentemente fueron eliminadas por la erosión. En algunos casos el hielo glacial cubrió y consolidó las capas de suelo inferiores; cuando el hielo se fundió, los depósitos quedaron sobreconsolidados con respecto a la presión que siguió actuando. La superficie de muchos depósitos, especialmente en las llanuras de inundación, estuvo expuesta durante su deposición, sufriendo evaporación y desecación (art. 2.5). Los esfuerzos de contracción deben haber sido grandes com-

parados con las presiones efectivas de sobrecarga actuales y es probable que esos depósitos contengan capas o lentes de arcillas preconsolidadas. El descenso durante largo tiempo de los niveles freáticos producido por bombeo o por las actividades de construcción, puede haber inducido consolidación y precargado la arcilla, con respecto a las condiciones que existieron después del restablecimiento de los niveles freáticos. Para determinar la posibilidad o el grado de preconsolidación en un lugar, las consideraciones históricas y geológicas pueden dar valiosos datos.

3.6. Características de consolidación de las arcillas sensibles

Los resultados de una prueba de consolidación en una muestra cuidadosamente extraída de una arcilla de alta sensibilidad (S_t mayor que 8) se parece a la curva K_u (fig. 3.7). La rama plana inicial de la curva e-log p se convierte en forma relativamente brusca en un tramo inclinado que parece representar un colapso estructural de la arcilla, de manera que un ligero aumento de la presión conduce a una gran disminución en la relación de vacíos. La curva pasa luego por un punto de inflexión y su pendiente disminuye. Si se usa la relación estadística de la ec. 3.2, para determinar la compresibilidad de ese material, el asentamiento calculado es demasiado pequeño. Como el error que se comete está del lado de la inseguridad, los cálculos de los asentamientos deben basarse en pruebas hechas en muestras inalteradas.

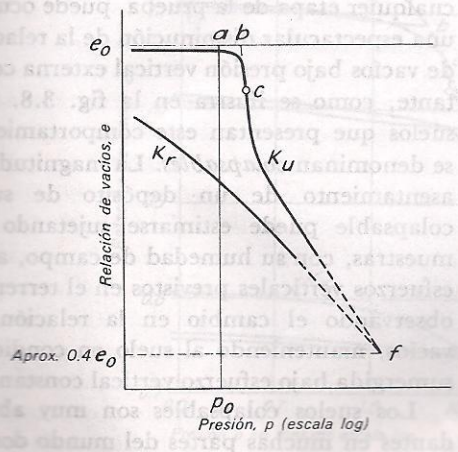


Figura 3.7. Curvas e-log p típicas para muestras inalteradas (K_u) y remoldeadas (K_r) de arcilla de alta sensibilidad.

Si se traza una tangente a la parte más inclinada de la curva en su punto de inflexión c, corta la línea e_0 en b. La presión correspondiente a b es aproximadamente igual a aquélla en que se produce el colapso. En la mayor parte de las arcillas muy sensibles b queda cuando menos ligeramente a la derecha del punto a, que representa la presión de sobrecarga efectiva p_0. El incremento de presión $b-a$ puede representar el grado en que ha sido precargado el suelo, o puede representar una *resistencia de adherencia* que tiene origen en procesos fisicoquímicos subsecuentes a la deposición. En cualquier caso, el incremento representa la presión máxima que puede añadirse al suelo sin excitar los grandes, y a menudo, espectaculares asentamientos asociados a la rama inclinada de la curva. En las zonas en que el subsuelo está formado por arcillas blandas altamente sensibles, como la ciudad de México o partes de Escandinavia, la experiencia ha indicado la necesidad de limitar la presión añadida por un edificio nuevo a solamente una fracción de la resistencia de adherencia.

Las alteraciones producidas durante el muestreo y el manejo de las muestras, pueden enmascarar completamente las características importantes del suelo; las curvas e-log p para arcillas completamente remoldeadas de elevada sensibilidad no son en ningún aspecto diferentes de las arcillas de sensibilidad normal. Aún las arcillas completamente remoldeadas no son tan compresibles como el suelo inalterado a presiones algo superiores a la presión de colapso. Por lo tanto, a diferencia de las estimaciones de los asentamientos en arcillas de sensibilidad normal, las que se hacen en arcillas muy sensibles quedan, si se basan en resultados de pruebas sobre especímenes remoldeados, del lado de la inseguridad. Por lo tanto, son absolutamente indispensables las buenas muestras inalteradas.

3.7. Características de consolidación de los suelos residuales

Los comentarios anteriores se refieren al comportamiento de muestras de depósitos de arcilla sedimentaria. Los suelos residuales cohesivos, aunque son producto de procesos geológicos muy diferentes, con frecuencia se caracterizan por tener curvas e-log p semejantes a las de las arcillas transportadas de moderada a alta sensibilidad. Puede parecer que han sido preconsolidados pero la presión de preconsolidación aparente es consecuencia de los nexos de cohesión heredados entre las partículas, en vez de ser presiones efectivas producidas por una sobrecarga anterior o por desecación.

Algunas veces se encuentran zonas de materiales blandos y muy compresibles, con contenidos de agua cercanos al límite líquido, en las partes bajas de masas de suelo residual, sobre todo si la roca poco meteorizada que los subyace es lo suficientemente poco permeable como para que el agua subterránea tenga que fluir por arriba de ellas. Dentro de esta zona, la destrucción de los nexos interparticulares por alteración química puede avanzar al grado en que dichos nexos queden exactamente equilibrados por el peso de los materiales sobreyacentes. En consecuencia, el suelo puede tener las características de compresibilidad de una arcilla normalmente consolidada, algunas veces de alta sensibilidad.

3.8. Características de consolidación de los suelos susceptibles de colapso

Los suelos parcialmente saturados pueden poseer cementantes que les proporcionen cohesión y considerable rigidez. Si éstos son solubles, como los precipitados químicos que se acumulan en los climas semiáridos, pueden destruirse por una inmersión prolongada. Si los cementantes son minerales arcillosos o sustancias amorfas parecidas a las arcillas, pueden adsorber agua y debilitarse cuando se sumergen; el verdadero loes pertenece a esta categoría, como también algunas arenas sueltas li-

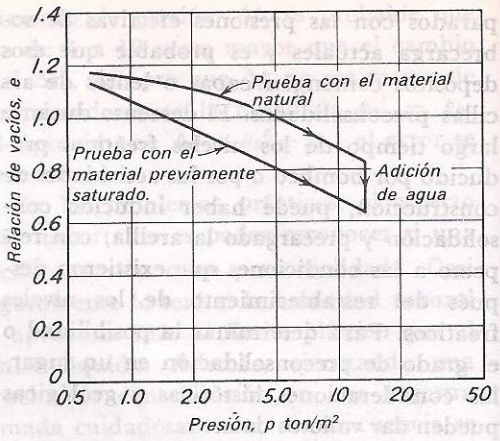


Figura 3.8. Disminución de la relación de vacíos por adición de agua en una muestra de loes, bajo presión vertical y con el contenido de agua natural, en el consolidómetro. Los resultados pueden compararse con los de la muestra saturada antes de la prueba (según Holtz y Gibbs, 1951).

geramente arcillosas. Los terraplenes compactados con humedad inferior a la óptima es probable que queden con una cohesión aparente debida a capilaridad que les da una rigidez que puede destruirse fácilmente por inundación.

Las curvas e-log p de estos materiales probados sin permitir que el agua tenga acceso a las muestras a través de las piedras porosas, no presentan aspectos extraordinarios, pero si se deja penetrar el agua en cualquier etapa de la prueba, puede ocurrir una espectacular disminución de la relación de vacíos bajo presión vertical externa constante, como se ilustra en la fig. 3.8. Los suelos que presentan este comportamiento se denominan *colapsables*. La magnitud del asentamiento de un depósito de suelo colapsable puede estimarse sujetando las muestras, con su humedad de campo, a los esfuerzos verticales previstos en el terreno y observando el cambio en la relación de vacíos, manteniendo al suelo en condición sumergida bajo esfuerzo vertical constante.

Los suelos colapsables son muy abundantes en muchas partes del mundo donde las sequías son largas y el agua freática está a gran profundidad. En esas localidades, incluso el riego de los prados situados

alrededor de las casas recién construidas puede causar serios asentamientos. Las implicaciones técnicas de los suelos colapsables en las cimentaciones se estudian en el art. 20.2.

3.9. Características de consolidación de las arenas.

Las curvas e-log p para una arena confinada lateralmente (fig. 3.9*a*) se parecen a las de las arcillas preconsolidadas. Las curvas e–p correspondientes (fig. 3.9*b*) son cóncavas hacia arriba; las curvas de descarga y de recompresión son muy planas. La fig. 3.9*b* indica que la compresibilidad de una arena dada depende en gran parte de su compacidad relativa. Las arenas sueltas son mucho más compresibles que las compactas; además, aun con las presiones más grandes la relación de vacíos de una arena suelta no puede llegar al valor de la misma arena cuando está muy compacta. Bajo grandes presiones los granos pueden romperse. Por otra parte, la relación de vacíos de la misma arena suelta puede disminuirse fácilmente a la de una arena compacta, valiéndose solamente de vibración.

Las arenas bien graduadas son menos compresibles que las uniformes o las de ganulometría discontinua, a la misma forma de granos e iguales compacidades relativas. Las arenas de partículas redondeadas son usualmente menos compresibles que las de partículas angulares comparables en todos sus demás aspectos. La adición de pequeños porcentajes de partículas de forma laminar, como la mica, pueden aumentar mucho su compresibilidad.

3.10. Determinación de la compresibilidad en la práctica

Si se sabe que un depósito de arcilla está normalmente consolidado y que ésta no es de alta sensibilidad, la compresibilidad puede valuarse con precisión razonable usando cualquiera de tres procedimientos. Las muestras inalteradas pueden sujetarse a pruebas de consolidación, y la curva de campo K determinarse por la construcción ilustrada en la fig. 3.4. Pueden sujetarse a pruebas de consolidación muestras alteradas o remoldeadas y determinarse la curva K de campo en forma semejante a la

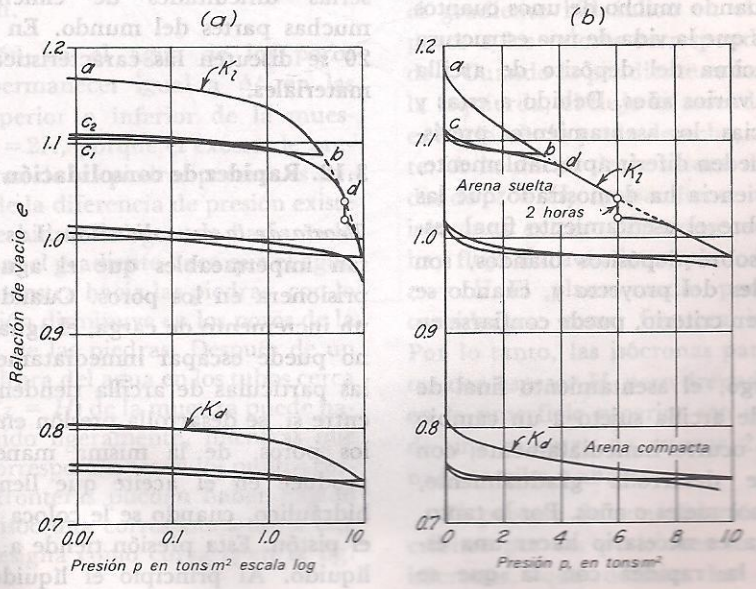


Figura 3.9. Curvas 3-log p y e-p típicas de una área confinada lateralmente para (K_1) inicialmente suelta y (K_d) inicialmente compacta.

mostrada en la fig. 3.4. O, sin ejecutar pruebas de consolidación, puede valuarse el índice de compresión tomando como base el límite líquido y la relación estadística, de la ec. 3.2.

Si la arcilla es muy sensible, es probable que la compresibilidad real exceda mucho la determinada por cualquiera de los procedimientos anteriores, a menos que se hagan pruebas de consolidación con muestras inalteradas muy buenas.

Si la arcilla está preconsolidada, la compresibilidad a presiones menores que la presión de preconsolidación p_0 va a ser probablemente mucho menor que la de las arcillas normalmente consolidadas cuyas demás características sean semejantes. Aun con las mejores muestras inalteradas, es probable que los asentamientos estimados con base en pruebas de consolidación sean muy grandes.

Cuando se hace una prueba de consolidación con una muestra de arcilla en el laboratorio, por razones prácticas se la sujeta a cambios en los esfuerzos aplicados mucho más rápidamente que en el depósito real durante, por ejemplo, la excavación y construcción de un edificio. Además, en las pruebas de laboratorio, el tiempo durante el cual la arcilla sostiene un sólo incremento de carga es cuando mucho de unos cuantos días, mientras que la vida de una estructura localizada encima del depósito de arcilla puede ser de varios años. Debido a estas y otras diferencias, los asentamientos previstos y reales pueden diferir apreciablemente, pero la experiencia ha demostrado que las previsiones sobre el asentamiento final, especialmente sobre depósitos blandos, son pasos esenciales del proyecto y, cuando se hacen con buen criterio, puede confiarse en ellas.

Sin embargo, el asentamiento final de un depósito de arcilla sujeto a un cambio de carga, no ocurre inmediatamente; con frecuencia se desarrolla gradualmente, durante muchos meses o años. Por lo tanto, en la práctica es necesario hacer una estimación de la rapidez con la que se produce el asentamiento. El retraso del asentamiento con respecto al aumento de carga es principalmente una consecuencia de la resistencia a la remoción del agua de los poros de la arcilla.

3.11. Arcillas expansivas y lutitas laminares duras

En el art. 3.2 se dijo que, si se interrumpe la carga en una prueba de consolidación en una arcilla y se inicia un proceso de descarga, la muestra se expande como lo indica el tramo mm' de la curva de la fig. 3.2. Por supuesto, para expanderse la arcilla requiere la presencia de agua bastante como para permitir el aumento de la relación de vacíos. En algunas arcillas y lutitas laminares, el aumento de volumen debido a la reducción del esfuerzo, es tan grande, que rompe carreteras y estructuras. Además, si la humedad de esos materiales se mantiene normalmente baja debido, por ejemplo, a la aridez del lugar, la reducción en la rapidez de la evaporación, causada posiblemente por la presencia de la losa de un edificio, puede conducir a la acumulación de humedad y a una intensa expansión. Si la construcción impide esta expansión, pueden desarrollarse fuerzas extremadamente grandes. Se dice que los suelos que se comportan de esta manera son *expansivos*. Los suelos expansivos producen serias dificultades de cimentación en muchas partes del mundo. En el capítulo 20 se discuten las características de estos materiales.

3.12. Rapidez de consolidación

Teoría de la consolidación. Las arcillas son tan impermeables que el agua está casi prisionera en los poros. Cuando se aplica un incremento de carga, el agua intersticial no puede escapar inmediatamente. Como las partículas de arcilla tienden a juntarse entre sí, se desarrolla presión en el agua de los poros, de la misma manera que se produce en el aceite que llena un gato hidráulico, cuando se le coloca un peso en el pistón. Esta presión tiende a expulsar el líquido. Al principio el líquido sale con rapidez, pero al continuar el proceso, la presión disminuye y la velocidad de salida del agua también lo hace. Al obligarse a salir el

agua de la muestra, las partículas del suelo pueden aproximarse más entre sí. Por lo tanto, la superficie de la probeta sufre un asentamiento. El asentamiento que era rápido al principio, disminuye hasta ser muy lento.

El progreso de la consolidación puede observarse midiendo la disminución de la presión del agua de los poros en diferentes partes de la muestra. Si el consolidómetro (fig. 3.1) estuviera equipado con varios tubos de salida pequeños (fig. 3.10*a*), se advertiría, que en el instante t_0 de la aplicación de un incremento de presión Δp, el agua subiría en cada tubo hasta una altura $h = \Delta p/\gamma_w$ arriba del nivel de la superficie libre del agua que rodea la muestra. La línea horizontal que representa el lugar geométrico de todos los niveles en los tubos al tiempo t_0 se conoce como *isócrona inicial.* La presión en el agua en cualquier poro de la muestra en ese instante, es igual a Δp en exceso de la presión hidrostática del agua en el recipiente a la elevación del poro. Por lo tanto, la presión del agua Δp se conoce con el nombre de *presión en exceso de la hidrostática.* Se conoce también como *presión inicial de consolidación,* porque inicia el proceso de consolidación.

La presión en el agua de los poros no puede permanecer igual a Δp en las fronteras superior e inferior de la muestra, $z = 0$ y $z = 2H$, porque el exceso de presión en el agua de las piedras porosas es nulo. A causa de la diferencia de presión existe un gradiente hidráulico grande hacia cada piedra porosa; el gradiente hace que el agua fluya de la muestra hacia las piedras, con lo cual, la presión disminuye en los poros de la arcilla cerca de las piedras. Después de un lapso t_1, la altura del agua en los tubos cerca de la mitad ($z = H$) de la muestra puede haber disminuido ligeramente, mientras que las alturas correspondientes a los puntos cercanos a la fronteras pueden haber bajado mucho. La isócrona correspondiente a este tiempo se designa como curva t_1 en la fig. 3.10*a*.

El punto A_1 en esta isócrona corresponde al exceso de presión en el agua de los poros u a la profundidad z_1 en la muestra, en el tiempo t_1. La presión en exceso de la hidrostática está representada por la distancia vertical A_1B. La presión original en exceso de la hidrostática, en el tiempo t_0 está representada por A_0B. Por lo tanto, del exceso de presión original Δp, solamente la fracción A_1B/A_0B permanece en el agua de los poros. Como el esfuerzo total que va a soportar la muestra a la profundidad z_1 permanece Δp, el principio del esfuerzo efectivo conduce a la conclusión de que la fracción A_0A_1/A_0B debe ahora ser un esfuerzo efectivo soportado por el esqueleto del suelo. La relación A_0A_1/A_0B se conoce como *grado de consolidación* U_z a la profundidad z_1 y en el tiempo t_1.

En el tiempo t_2 el nivel del tubo correspondiente a la profundidad z_1 ha descendido todavía más a A_2 y el grado de consolidación en z_1 ha aumentado a $U_z = A_0 A_2/A_0B$. La isócrona correspondiente se designa como t_2 (fig. 3.10*a*). Finalmente, después de un tiempo muy largo, no queda en la muestra presión en exceso de la hidrostática. La isócrona correspondiente está indicada por t_∞, y U_z a todas las profundidades es 100 por ciento.

La pendiente de la tangente a una isócrona en un punto como A_1 representa el gradiente hidráulico en el agua de los poros a los valores correspondientes de z y de t. Cuando la pendiente es hacia abajo y a la izquierda, el flujo es ascendente, cuando es hacia abajo y a la derecha, es descendente. A la mitad de la altura de la muestra donde $z = H$, la pendiente de todas las isócronas es cero. En consecuencia, nunca hay flujo a través de un plano horizontal en $z = H$. El plano medio podría también considerarse como frontera impermeable. Por lo tanto, las isócronas para una muestra con espesor H, pero drenadas solamente en la superficie superior son idénticas a las de una muestra de espesor $2H$, pero drenadas arriba y abajo.

El proceso de consolidación puede describirse por las posiciones sucesivas de las isócronas, que definen las proporciones relativas de la presión de consolidación inicial que ya se han convertido en esfuerzo efectivo y que siguen siendo esfuerzo

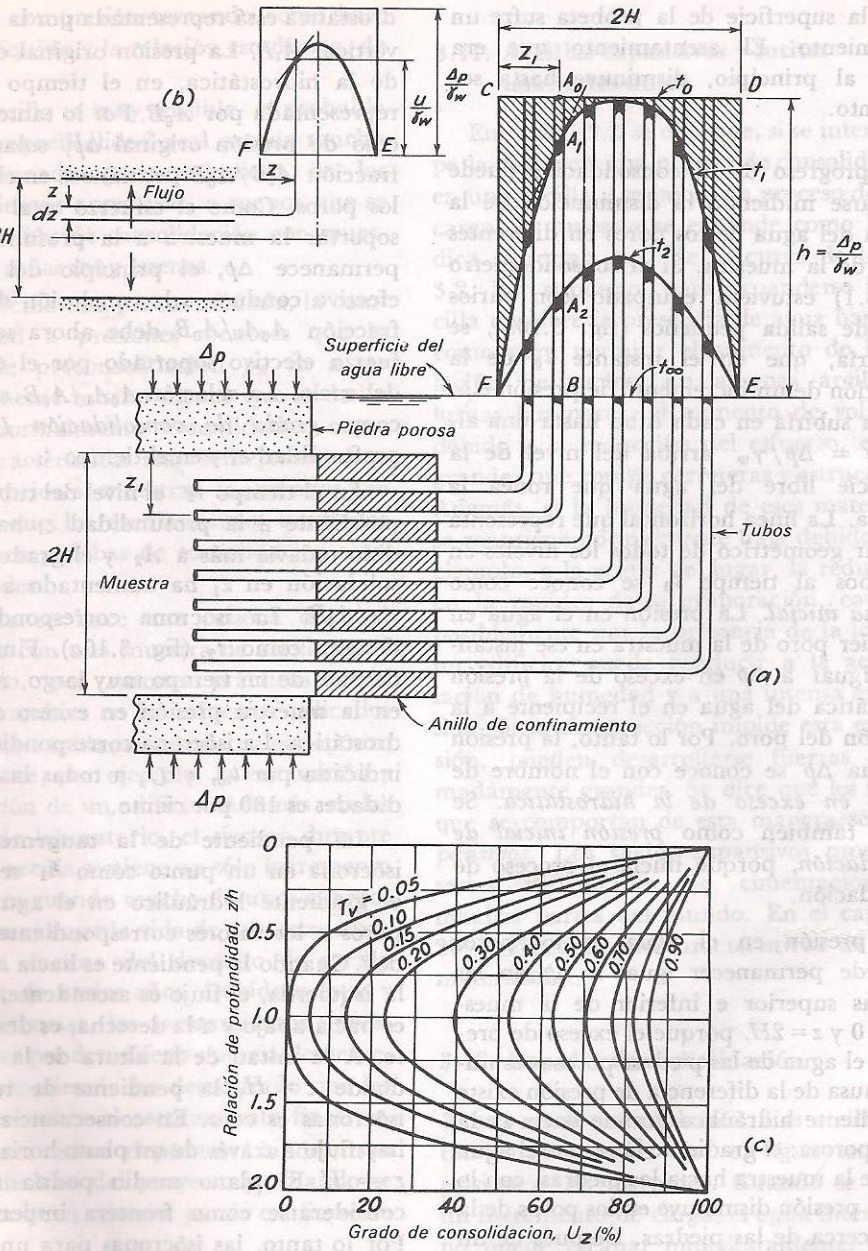


Figura 3.10. Proceso de consolidación en una muestra de arcilla drenada por ambas caras. *a)* Sección de la muestra y anillo de confinamiento mostrando tubos imaginarios para observar las presiones en los poros e isócronas en el tiempo t_1 y t_2. *b)* Representación simplificada de *a)* indicando las bases para la ecuación diferencial de la consolidación. *c)* Solución de la ecuación diferencial en función de coeficientes adimensionales.

neutral, en cada instante. Suponiendo que las leyes de la hidráulica gobiernen la disminución de la presión del agua de los poros, y que la disminución en volumen del suelo sea proporcional al aumento en esfuerzo efectivo y sea igual a la cantidad de agua expulsada, se ha elaborado una teoría (Terzaghi, 1923, 1943) para calcular el grado de consolidación a cualquier profundidad y cualquier tiempo. Se conoce como *teoría de la consolidación.*

La ecuación diferencial que rige el proceso de consolidación para flujo en una dirección puede deducirse estudiando la fig. 3.10*b*, que es una representación simplificada de la fig. 3.10*a*. Se supone que:

1. El flujo se produce solamente a lo largo de líneas verticales.
2. El coeficiente de permeabilidad k del material es constante en toda la masa y no cambia con el tiempo durante ningún incremento de carga.
3. Existe una relación constante durante cualquier incremento de carga entre el cambio de volumen por unidad del mismo y el cambio de presión efectiva. Es decir:

$$\frac{dV}{V} = m_v\, d\bar{p}$$

donde m_v (cm²/g) se conoce como el *coeficiente de compresibilidad volumétrica.* Como el cambio de volumen tiene lugar sólo en los vacíos del suelo, $dV/V = dn$, donde n es la porosidad, y

$$m_v = \frac{dn}{d\bar{p}} \qquad 3.5$$

En cualquier tiempo t, a la profundidad z, el gradiente hidráulico ascendente i a través de un elemento de espesor dz (fig. 3.10*b*), es la pendiente de la isócrona para los valores correspondientes de t y z. Así:

$$i = -\frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{1}{\gamma_w}\frac{\partial u}{\partial z}$$

donde u es la presión del agua en exceso de la hidrostática. El signo negativo indica que i produce un flujo hacia arriba, mientras que z aumenta en dirección hacia abajo. La velocidad del flujo es

$$v = ki = -\frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial u}{\partial z}$$

El gasto que atraviesa la unidad de área de una sección horizontal a través del suelo es también numéricamente igual a v. Por lo tanto, la diferencia en la cantidad de agua que entra y sale de un elemento de espesor dz en un tiempo dado dt es:

$$\frac{\partial v}{\partial z}\, dz\, dt = -\frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\, dz\, dt$$

Durante el mismo tiempo dt, el cambio de volumen del elemento de área unitaria y espesor dz es:

$$\frac{\partial n}{\partial t}\, dt\, dz = m_v \frac{\partial \bar{p}}{\partial t}\, dt\, dz$$

Sin embargo, el cambio de volumen es precisamente igual a la diferencia entre el agua que entra y la que sale. Por lo tanto:

$$-\frac{k}{\gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = m_v \frac{\partial \bar{p}}{\partial t} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t}$$

o

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{m_v \gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \qquad 3.6$$

A la ec. 3.6 se le conoce como ecuación diferencial de la consolidación con flujo vertical, y

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \qquad 3.7$$

es el *coeficiente de consolidación.*

Puede despejarse u en la ec. 3.6 como función de z y t; es decir, pueden determinarse las isócronas (figs. 3.10*a* y 3.10*b*). La solución debe satisfacer las condiciones hidráulicas de frontera del problema. Para el caso particular representado por la fig. 3.10*a*, estas condiciones son:

1. La presión del agua en exceso de la hidrostática en los poros del suelo, u, es igual a Δp a cualquier profundidad z para $t = 0$.

2. La misma presión u es nula en el tiempo t en las superficies de drenaje $z = 0$ y $z = 2H$.
3. En cualquier tiempo t, el gradiente hidráulico i es nulo a la profundidad $z = H$.
4. Después de un tiempo muy largo, $u = 0$ a todas las profundidades.

La solución para las condiciones de frontera anteriores puede expresarse por las relaciones siguientes:

$$U_z(\%) = f\left(T_v, \frac{z}{H}\right) \qquad 3.8$$

donde:

$$T_v = \frac{c_v}{H^2} t \qquad 3.9$$

En esta expresión, T_v es un número adimensional llamado factor tiempo; c_v es una propiedad del suelo conocida como coeficiente de consolidación; H es la mitad del espesor de la muestra; y t es el tiempo correspondiente al grado de consolidación U_z. En esta expresión puede observarse que el tiempo requerido para alcanzar un grado de consolidación dado varía como el cuadrado de H.

La relación teórica enunciada simbólicamente en la ec. 3.8 se demuestra gráficamente en la fig. 3.10*c* (Taylor, 1948). Esta figura proporciona exactamente la misma información que la familia de isócronas mostrada en la fig. 3.10*a*, excepto que los datos se dibujan en función de los coeficientes adimensionales z/H, U_z, y T_v. Por lo tanto, la teoría permite predecir las isócronas, siempre que se conozca el coeficiente de consolidación c_v.

Ya se ha indicado anteriormente que el grado de consolidación correspondiente a z_1 y a t_1 (fig. 3.10*a*) está representado por la relación A_0A_1/A_0B. El grado de consolidación medio de toda la muestra en el tiempo t_1 está, por lo tanto, representado por el área sombreada en esa figura dividida por el área del rectángulo CDEF. El grado de consolidación medio se designa simplemente *grado de consolidación* U en el tiempo t. El área sombreada es la medida de la fracción de la presión de consolidación inicial a través de la muestra que, en el tiempo t, se ha convertido en esfuerzo efectivo. Si se supone que el asentamiento de la superficie superior de la muestra es aproximadamente proporcional al aumento del esfuerzo efectivo, U puede considerarse en la misma forma aproximada, la magnitud del asentamiento que ha ocurrido en un tiempo dado, comparado con la cantidad total que se producirá como consecuencia del incremento de presión Δp.

La teoría de la consolidación puede extenderse para proporcionar los medios para calcular el valor de U. Se ha establecido que:

$$U\% = f(T_v) \qquad 3.10$$

Esta relación se demuestra gráficamente en la fig. 3.11, dibujada en escala semilogarítmica. Si se conocen los valores de c_v y de H para un manto dado de arcilla, puede volverse a dibujar la curva teórica tomando como base la ec. 3.9 para obtener el grado de consolidación como función del tiempo. Además, si el asentamiento final debido a la consolidación de la arcilla se ha calculado, la curva puede modificarse para convertirla en una curva de la relación entre el asentamiento y el tiempo.

El factor H se define en la ec. 3.9 como la mitad del espesor de una capa drenada en ambas caras, como en una prueba de consolidación. Así, el tiempo necesario para alcanzar un grado de consolidación dado es cuatro veces mayor para una capa de espesor dado drenada por un lado solamente, en comparación con la drenada por ambos lados.

El coeficiente de consolidación se puede valuar con la información obtenida en la prueba de consolidación. Bajo cada incremento de presión Δp aplicado a la muestra, la altura de ésta disminuye al aumentar el tiempo. Las curvas experimentales, tales como la mostrada en la fig. 3.12, si se dibuja el tiempo a una escala logarítmica, se parecen a la relación teórica entre U y T_v (fig. 3.11), excepto en que se aproximan a una asíntota inclinada en vez de a una horizontal. Hasta un grado de consolidación de 60 por ciento aproxi-

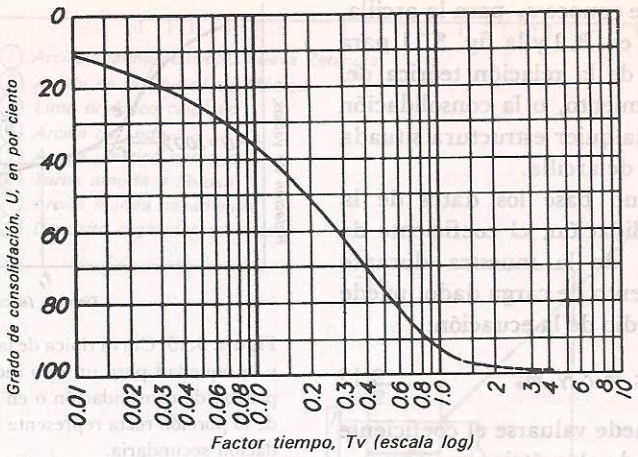


Figura 3.11. Relación teórica entre el grado de consolidación U y el factor tiempo T_v.

madamente, la divergencia es insignificante, y la forma de la curva experimental está regida por la ec. 3.10. El valor de c_v se determina adaptando la curva experimental a la teórica para valores de U menores del 60 por ciento. El primer paso en el procedimiento consiste en determinar las deformaciones correspondientes a $U = 0$ por ciento y $U = 100$ por ciento. Esto puede hacerse fácilmente por el método propuesto por *A*. Casagrande. Primero se dibuja la deformación (lectura del extensómetro) contra el tiempo en escala logarítmica para el incremento apropiado de carga en la prueba de consolidación. La curva tiene la forma mostrada en la fig. 3.12.

Para determinar la línea $U = 0$ por ciento, se elige cualquier tiempo t_1 en el cual se haya efectuado menos de la mitad de la consolidación para todo el incremento de carga. Se localiza el punto correspondiente c en la curva y, luego se establece el punto d para a un tiempo $t_1/4$. La distancia vertical entre c y d es a. Luego se traza una curva horizontal a una distancia a arriba de d. La ordenada de esta línea es $U = 0$ por ciento.

Para obtener la línea $U = 100$ por ciento, se elige el punto de inflexión e de la curva experimental y se traza una tangente hacia abajo de ese punto. Luego se prolonga hacia arriba a la parte recta final de la curva experimental. Las dos rectas se cortan en f, en una lectura del extensómetro correspondiente a $U = 100$ por ciento.

Para adaptar las curvas comúnmente se eligen los valores de t para $U = 50$ por ciento. El valor correspondiente de T_v es 0.197. Por lo tanto, por la ec. 3.9, se puede valuar a c_v como:

$$c_v = \frac{T_v}{t} H^2 \qquad 3.11$$

donde H es la mitad del espesor de la probeta.

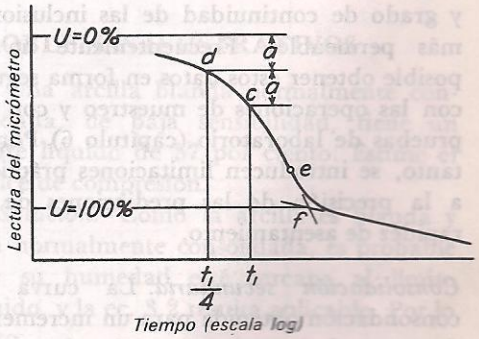


Figura 3.12. Construcción gráfica para la determinación de las deformaciones correspondientes a $U = 0\%$ y $U = 100\%$ en la prueba de consolidación (según Casagrande y Fadum, 1940).

Una vez que se conoce c_v para la arcilla, pueden usarse la ec. 3.9 y la fig. 3.11 para hacer la gráfica de la relación teórica del tiempo al asentamiento, o la consolidación primaria para cualquier estructura situada arriba del estrato de arcilla.

Tomando como base los datos de la prueba de consolidación, el coeficiente de permeabilidad k de la muestra durante cualquier incremento de carga dado, puede calcularse por medio de la ecuación:

$$k = c_v \gamma_w m_v \qquad 3.12$$

En la ec. 3.12 puede valuarse el coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v como:

$$m_v = \frac{\Delta n}{\Delta p} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot \frac{1}{p_1 - p_0}$$

$$= \frac{1}{1 + e_0} \cdot \frac{e_0 - e_1}{p_1 - p_0} = \frac{a_v}{1 + e_0} \qquad 3.13$$

en la que:

$$a_v = \frac{e_0 - e_1}{p_1 - p_0} \qquad 3.14$$

el *coeficiente de compresibilidad* se define como la relación entre el cambio en la oquedad y el cambio en los esfuerzos efectivos para el incremento de carga dado.

De acuerdo con la ec. 3.11, la rapidez de la consolidación depende del cuadrado de la mitad de la distancia entre las capas de drenaje. En un depósito de arcilla que contenga capas delgadas o lentes de arena o de limo, la rapidez real de consolidación está gobernada por lo tanto por la separación y grado de continuidad de las inclusiones más permeables. Frecuentemente no es posible obtener estos datos en forma segura con las operaciones de muestreo y con las pruebas de laboratorio (capítulo 6) Por lo tanto, se introducen limitaciones prácticas a la precisión de las predicciones de la rapidez de asentamiento.

Consolidación secundaria. La curva de consolidación obtenida para un incremento de carga dado en una prueba de consolidación difiere de la relación teórica (fig. 3.11) en las etapas avanzadas del proceso. Mientras que la curva teórica se aproxima a una asíntota horizontal correspondiente a

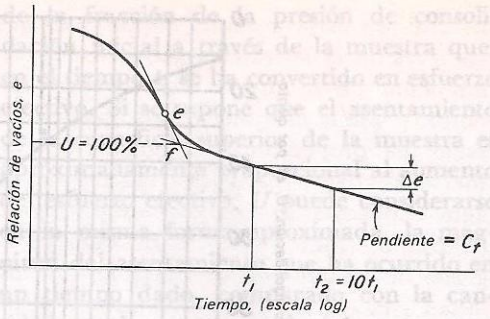


Figura 3.13. Curva típica de la relación entre el tiempo y la oquedad para un sólo incremento de carga en la prueba de consolidación o en el campo. La pendiente de la porción recta representa el coeficiente de consolidación secundaria.

100 por ciento de consolidación, la curva real se aproxima a una tangente inclinada con una pendiente aproximadamente constante, si el tiempo se dibuja a escala logarítmica (fig. 3.12). La porción del asentamiento total que se produce de acuerdo con la ec. 3.6 y con las suposiciones en que ésta se basa se llama *consolidación primaria.* El asentamiento adicional se llama *consolidación secundaria.*

La consolidación secundaria también ocurre en el campo. En los depósitos muy compresibles puede ser la responsable de una porción importante del asentamiento a largo plazo. La rapidez de la consolidación secundaria puede expresarse por el *coeficiente de consolidación secundaria:*

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \frac{1}{\log_{10}(t_2/t_1)} = \frac{C_t}{1 + e_0} \qquad 3.15$$

C_t es, entonces, igual a la pendiente de la porción recta de una curva e-log p. y es conocido como el índice de compresión secundaria. Numéricamente, es igual al valor de Δe para un ciclo del tiempo en la curva (fig. 3.13).

El valor de C_t para los suelos compresibles normalmente consolidados aumenta, en general, con la compresibilidad y, por lo tanto, con el contenido de agua. La información disponible con respecto a esta relación se muestra en la fig. 3.14 (Mesri, 1972). Aunque la amplitud de variación de los valores para una humedad dada es extremadamente grande, la relación da un concepto del límite superior de la rapidez del asentamiento secundario, que

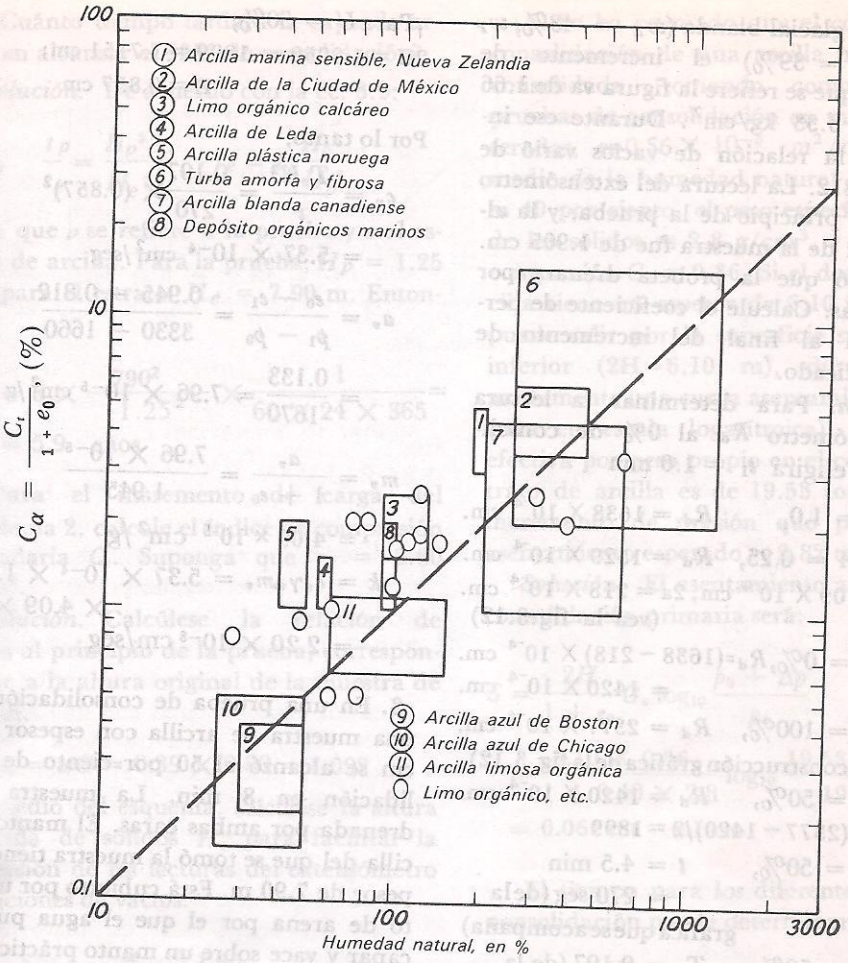


Figura 3.14. Relación entre el coeficiente de consolidación secundaria y la humedad natural de depósitos de arcilla normalmente consolidada y de varios suelos orgánicos compresibles (según Mesri, 1972).

puede anticiparse si el depósito está normalmente consolidado, o si el esfuerzo añadido por la construcción propuesta va a exceder apreciablemente la carga de preconsolidación. Es probable que la rapidez sea mucho menor si la arcilla está intensamente preconsolidada, o si el esfuerzo después de la carga, es pequeño comparado con la presión de sobrecarga previamente existente. En la rapidez, también influye el tiempo durante el cual haya actuado la carga, la existencia de esfuerzos cortantes, y por el grado de alteración de las muestras. Los efectos de estos factores diversos todavía no se han valuado adecuadamente.

PROBLEMAS ILUSTRATIVOS

1. Una arcilla blanda normalmente consolidada, de baja sensibilidad, tiene un límite líquido de 57 por ciento. Estime el índice de compresión.

Solución. Como la arcilla es blanda y está normalmente consolidada, es probable que su humedad esté cercana al límite líquido, y la ec. 3.2 resulta aplicable. Por lo tanto,

$$C_c = 0.009(w_L - 10)$$
$$= 0.009\ (57\text{-}10) = 0.42$$

2. La curva de consolidación mostrada se obtuvo durante una prueba realizada en

una arcilla glacial blanda ($w_L = 43\%, w_P = 21\%, w = 39\%$) el incremento de presión al que se refiere la figura va de 1.66 kg/cm^2 a 3.33 kg/cm^2. Durante ese incremento, la relación de vacíos varió de 0.945 a 0.812. La lectura del extensómetro fue cero al principio de la prueba, y la altura inicial de la muestra fue de 1.905 cm. Se permitió que la probeta drenara por ambas caras. Calcule el coeficiente de permeabilidad al final del incremento de presión indicado.

Solución. Para determinar la lectura del extensómetro R_d al 0% de consolidación, se eligirá $t_1 = 1.0$ min

Para $t_1 = 1.0$, $R_d = 1638 \times 10^{-4}$ cm.

Para $t_1/4 = 0.25$, $R_d = 1529 \times 10^{-4}$ cm.

$a = 109 \times 10^{-4}$ cm; $2a = 218 \times 10^{-4}$ cm. (vea la fig. 3.12)

Para $U = 0\%$, $R_d = (1638 - 218) \times 10^{-4}$ cm. $= 1420 \times 10^{-4}$ cm.

Para $U = 100\%$, $R_d = 2377 \times 10^{-4}$ cm. (de la construcción gráfica de la fig. 3.12)

Para $U = 50\%$, $R_d = 1420 \times 10^{-4}$ cm. $+ (2377 - 1420)/2 = 1899$

Para $U = 50\%$, $t = 4.5$ min $= 270$ seg (de la gráfica que se acompaña)

Para $U = 50\%$, $T_v = 0.197$ (de la fig. 3.11)

Para $U = 50\%$,

$2H = 1.9050 - .1899 = 1.7151$ cm;

$H = 0.857$ cm

Por lo tanto,

$$c_v = \frac{T_v H^2}{t} = \frac{0.197}{270} \times (0.857)^2$$

$$= 5.37 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg}$$

$$a_v = \frac{e_0 - e_1}{p_1 - p_0} = \frac{0.945 - 0.812}{3330 - 1660}$$

$$= \frac{0.133}{1670} = 7.96 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{g}$$

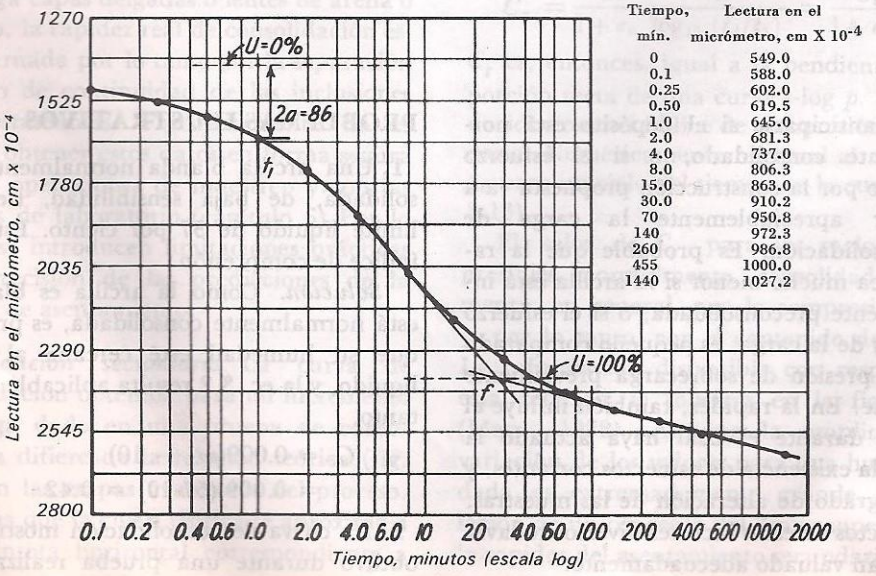
$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} = \frac{7.96 \times 10^{-5}}{1.945}$$

$$= 4.09 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{g}$$

$$k = c_v \gamma_w m_v = 5.37 \times 10^{-4} \times 1.0 \times 4.09 \times 10^{-5}$$

$$= 2.20 \times 10^{-8} \text{ cm/seg}$$

3. En una prueba de consolidación sobre una muestra de arcilla con espesor de 2.5 cm se alcanzó el 50 por ciento de consolidación en 8 min. La muestra estuvo drenada por ambas caras. El manto de arcilla del que se tomó la muestra tiene un espesor de 7.90 m. Está cubierto por un manto de arena por el que el agua puede escapar y yace sobre un manto prácticamente impermeable de lutita laminar dura intac-



Tiempo, mín.	Lectura en el micrómetro, cm X 10^{-4}
0	549.0
0.1	588.0
0.25	602.0
0.50	619.5
1.0	645.0
2.0	681.3
4.0	737.0
8.0	806.3
15.0	863.0
30.0	910.2
70	950.8
140	972.3
260	986.8
455	1000.0
1440	1027.2

ta. ¿Cuánto tiempo tardará la capa de arcilla en alcanzar el 50% de consolidación?

Solución. De acuerdo con la ec. 3.9:

$$\Rightarrow \quad \frac{t_p}{t_e} = \frac{H_p^2}{H_e^2}; \qquad t_e = t_p \frac{H_e^2}{H_p^2}$$

en la que p se refiere a la prueba y e al estrato de arcilla. Para la prueba, $H_p = 1.25$ cm, para el estrato, $H_e = 7.90$ m. Entonces:

$$t_e = 8 \times \frac{790^2}{1.25^2} \times \frac{1}{60 \times 24 \times 365} =$$
$$= 5.9 \text{ años}$$

4. Para el incremento de carga del problema 2, calcule el índice de compresión secundaria C_r. Suponga que $\gamma_s = 2.80$ g/cm³.

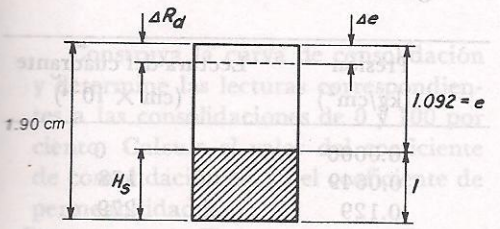
Solución. Calcúlese la relación de vacíos al principio de la prueba, correspondiente a la altura original de la muestra de 1.9 cm.

$$e_0 = wG = 0.39 \times 2.80 = 1.092$$

Por medio del esquema, calcúlese la altura reducida de sólidos H_s para facilitar la conversión de las lecturas del extensómetro a relaciones de vacíos:

$$\frac{H_s}{1} = \frac{1.90}{2.092}$$

$$H_s = 0.912 \text{ cm.}$$



Si R_d se expresa en centímetros, $\Delta e = \Delta R_d / H_s \cdot A$ $t = 100$ min, la lectura del extensómetro R_d es 0.2446 cm; y a $t = 1000$ min, la lectura del extensómetro es 0. 2591 cm. Porlotanto,

$$C_r = \frac{0.2591 - 0.2446}{0.912} = \frac{0.0145}{0.912}$$
$$= 0.0159 = 1.59\%$$

5. Se ha estimado que el coeficiente de consolidación de una arcilla normalmente consolidada, tomando como base las pruebas de consolidación en muestras inalteradas, es 0.56×10^{-5} m²/min. El promedio de la humedad natural del depósito es 40 por ciento, el peso específico relativo de los solidos es 2.8 g/cm³, y el índice de compresión C_c es 0.36. Si el depósito de arcilla tiene un espesor de 6.10 m y el agua puede salir por la superficie superior y la inferior (2H = 6.10 m), dibuje aproximadamente una curva asentamiento-tiempo (este en escala logarítmica). La presión efectiva por peso propio en el centro del estrato de arcilla es de 19.53 tons/m², y el incremento de presión que producirá el asentamiento esperado es 2.82 tons/m².

Solución. El asentamiento al final de la consolidación primaria será:

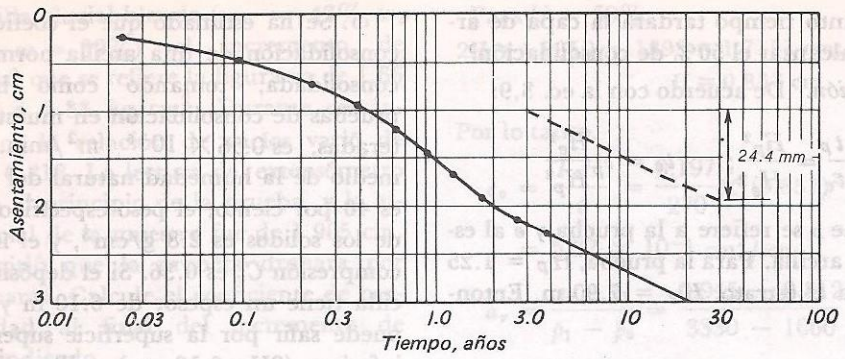
$$S = \frac{2H}{1 + e_0} C_c \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$
$$= \frac{6.10 \times 0.36}{1 + 0.40 \times 2.8} \log_{10} \frac{19.53 + 2.82}{19.53}$$
$$= 0.061 \text{ mt} = 6.1 \text{ cm}$$

El tiempo para los diferentes grados de consolidación puede determinarse de:

$$t = \frac{H^2}{c_v} T_v = \frac{3.05^2}{.56 \times 10^{-5}} T_v \text{ (min)}$$
$$= 3.17\, T_v \text{ (años)}$$

Pueden determinarse los puntos de la porción primaria de la curva por medio de la tabla siguiente, construida utilizando la fig. 3.11.

U (%)	T_v	t (años)	$S = U \times 6.1$ cm (cm)
0.1	0.008	0.025	0.61
0.2	0.031	0.098	1.22
0.3	0.071	0.23	1.83
0.4	0.126	0.40	2.44
0.5	0.197	0.62	3.05
0.6	0.287	0.91	3.63
0.7	0.403	1.28	4.24
0.8	0.567	1.80	4.85
0.9	0.848	2.69	5.46
0.95	1.20	3.80	5.77



El coeficiente de consolidación secundaria C_α se estima de la fig. 3.14, en el valor 0.004; además, la relación de vacíos al 100% de consolidación es:

$$\Delta S = 2H \frac{C_t}{1 + e_0}$$

$$= 2HC_\alpha$$

$$= 20 \times 12 \times 0.004$$

$$= 0.92 \text{ pulg.}$$

Para obtener la pendiente de la parte secundaria de la curva asentamiento-tiempo (en escala logarítmica), debe notarse que la consolidación primaria casi se completa en aproximadamente tres años. A los 30 años (un ciclo), la relación de vacíos disminuirá C_t y el aumento correspondiente en asentamiento será:

$$\Delta S = 2H \frac{C_t}{1 + e_{100}}$$

$$= \frac{610 \text{X} 0.004}{2.10} = 1.16 \text{ cm}$$

La línea de rayas en la figura se ha trazado con un valor de ΔS igual a 1.17 cm. para un ciclo en la escala de tiempo. La continuación de la curva de asentamiento-tiempo se traza construyendo la línea llena paralela a la de rayas y tangente a la porción primaria de la curva. La suposición de que una línea recta en la curva *e-t* es una recta también en la curva asentamiento-t es una aproximación.

PROBLEMAS

1. La humedad de una arcilla blanda es de 54.2% y el límite líquido 57.3%. Estimar el índice de compresión.
   Res. 0.43.
2. Se hizo una prueba de consolidación en una muestra saturada de arcilla glacial en un anillo circular con una altura de 3.8 cm y un área de 90.18 cm^2. La muestra pesó 645.0 g al principio de la prueba, y 477.8 g cuando se secó al horno después de la prueba. Con una prueba independiente se determinó el peso específico relativo de los sólidos, que fue de 2.74. Se completó la consolidación primaria bajo cada incremento de carga en 1000 min. Las lecturas del extensómetro correspondientes a este tiempo se registraron en la tabla siguiente:

Presión (kg/cm^2)	Lectura del cuadrante ($cm \times 10^{-4}$)
0.0000	0
0.0649	178
0.129	279
0.259	548
0.5202	980
1.039	1864
2.08	3385
4.16	5067
8.32	6680

Calcular la relación de vacíos a principio de la prueba y después de cada incremento de carga. Construya la

curva de compresibilidad, e-p, con la presión en escala logarítmica.

Resp. 0.959; 0.950; 0.945; 0.931; 0.909; 0.863; 0.785; 0.699; 0.616.

3. Usando la construcción gráfica propuesta por A. Casagrande, estime la presión máxima de la sobrecarga que pueda haber obrado sobre el suelo representado por la muestra del problema 2. Determine el índice de compresión C_c.

Resp. de 8.8 a 10.7 tons/m^2; 0.285.

4. Con los datos del problema 2, calcule a_v y m_v para el incremento de presión de 5.26 a 10.390 tons/m^2.

Resp. 8.8×10^{-5} cm^2/g; 4.6×10^{-5} cm^2/g

5. Las lecturas tomadas en el micrómetro durante la consolidación de la muestra (problema 2) bajo la presión de 10.390 tons/m^2 se tabulan en seguida.

Tiempo (min)	Lectura del cuadrante (cm × 10^{-3})	Tiempo (min)	Lectura del cuadrante (cm × 10^{-3})
0.00	100.58	15	139.45
0.10	108.46	30	151.05
0.25	110.74	60	161.74
0.50	112.73	135	170.36
1.0	115.26	240	175.23
2.0	118.36	1180	185.17
4.0	102.32	1600	187.20
8.0	130.00	2625	190.30

Construya la curva de consolidación y determine las lecturas correspondientes a las consolidaciones de 0 y 100 por ciento. Calcule el valor del coeficiente de consolidación c_v y del coeficiente de permeabilidad k.

Resp. 1063×10^{-4} cm; 1704×10^{-4} cm; 7.9×10^{-4} cm^2/seg; 3.7×10^{-8} cm/seg.

6. Se tomó la muestra del problema 2 de un manto de arcilla de 3.7 m de espesor, drenado por sus dos caras. ¿En cuantos días alcanzaría este manto una consolidación de 30 por ciento, bajo una carga aplicada repentinamente de aproximadamente 9.76 tons/m^2?

Resp. 35 días

7. Si el manto de arcilla del prob. 6 tuviera una capa delgada de arena que pudiera drenar con libertad, a una profundidad de 0.91 m de su superficie superior, ¿cuántos días se necesitarían para llegar a un grado de consolidación promedio de 30 por ciento?

Resp. 9 días.

8. El tiempo que tardó en adquirir una consolidación de 60 por ciento una muestra de 1.27 cm es de 32.5 seg' cuando se probó en el laboratorio, con drenaje doble. ¿Cuánto tardaría el estrato correspondiente en la naturaleza para llegar al mismo grado de consolidación si tiene un espesor de 4.6 m y se drena por una sola cara?

Resp. 195 días.

9. Una capa de arcilla que está debajo de un edificio se ha consolidado y producido un asentamiento de 23.4 cm en 200 días desde que se añadió el peso del edificio. De acuerdo con los resultados de las pruebas de consolidación, este asentamiento corresponde a una consolidación del manto de 30 por ciento. Construya la curva de tiempo asentamiento para la estructura en los primeros cinco años de su existencia.

Resp. El asentamiento al final de cada año en cms: (1) 31.2; (2) 43.2 (3) 53.09; (4) 59.2; (5) 64.52.

10. Para la curva de consolidación del prob. 5, determine el coeficiente de consolidación secundaria C_t.

Resp. 0.76%

LECTURAS QUE SE RECOMIENDAN

Los aspectos teóricos de la consolidación de los suelos saturados se tratan en un gran número de artículos técnicos y en muchos libros. Sin embargo, continúa siendo el tratado básico el de K. Terzaghi (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, New York, Wiley, 510 pp. La teoría de la consolidación se trata en las páginas 265-296.

El trabajo original sobre la determinación de la presión de preconsolidación por medio de pruebas es el de A. Casagrande (1936), "Determinación de la carga de preconsolidación y su significado práctico,

"Proc. 1 Int. Conf. Soil Mech., Cambridge, Mass., 3, 60-64. La reconstrucción de la curva e-p de campo de puebas de laboratorio se ha tratado según J. H. Schmertmann (1955), "The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay," Trans. ASCE, 120, 1201-1227.

Familiarizarse con las características de consolidación de los diferentes depósitos es una ventaja de gran valor para el especialista en cimentaciones. En los siguientes artículos pueden encontrarse ejemplos:

A. Casagrande (1932b). "La estructura de la arcilla y su importancia en la ingeniería de cimentaciones," *J. Boston Soc. Civ. Eng.*, 19.4, 168-221. Reimpreso en *Contributions to Soil Mechanics,* 1941, 1953, Boston Soc. Civ. Eng. (1940), pp. 72-125. Fue el primer artículo en el que se apreció la diferencia entre las curvas e-p de las muestras inalteradas y las alteradas; los datos pertenecen a las arcillas sensibles de Boston y a las muy sensibles del valle del río San Lorenzo. Los conceptos de estructura de la arcilla y las conclusiones concernientes a los efectos prácticos del remoldeo, señalaron el camino que debían seguir las investigaciones posteriores, pero ya han sufrido modificaciones.

L. Bjerrum (1967), "Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidates Marine Clays as Related to Settlements of Buildings," Geotechnique, 17, 2, 81-118. Es la séptima conferencia Rankine de la Sociedad Geotécnica Británica, y constituye un modelo para artículos que tratan del comportamiento en el lugar de las arcillas.

J. I. Adams (1965), "The Engineering behaviour of a Canadian Muskeg" Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech., Montreal, 1, 3-7. Suelos con muy elevada proporción de materia orgánica.

E. T. Hanrahan (1954), "An Investigation of some Physical Properties of Peat" Geotechnique, 4, 3, 108-123.

G. G. Meyerhof y G. Y. Sebastyan (1970), Settlement Studies on Air Terminal Building and Aprom, Vancouver, International Airport, British Columbia". *Canadian Geot. Jour. 7,* 4, 433-456. Arcillas normalmente consolidadas de baja sensibilidad en el delta del río Fraser.

C. B. Crawford (1964), "Some characteristies of Winnipeg Clays", Canadian Geot. Jour., 1, 4, 227-235. Arcilla lacustre preconsolidada y muy plástica.

P. C. Rutledge (1944) "Relation of Undisturbed Sampling to Laboratory Testing", *Trans. ASCE; 100,* 1155-1183. Efecto del remoldeo en las curvas e-p de varios suelos orgánicos, de arcillas glaciares de Chicago y de la arcilla de la ciudad de México. Discusión por R.F. Dawson con respecto a las arcillas expansivas de Texas.



A. W. Skempton (1914-)

Fue uno de los miembros de un pequeño grupo, en la Building Research Station en Inglaterra, a quien se debe en gran parte el rápido desarrollo de la mecánica de suelos en ese país después de la Segunda guerra mundial. Al cambiarse al Imperial College en 1946, atacó el problema de la comprensión de la resistencia al corte de las arcillas. A él se debe el concepto de los coeficientes de presión de poro, la primera explicación racional de la resistencia al corte de la arcilla sin drenar y el método de análisis cuando $\phi=0$, y la útil relación entre la resistencia al corte de muestras sin drenar y la presión efectiva de sobrecarga en los depósitos normalmente consolidados. Su profundo interés en la historia ha enriquecido el conocimiento sobre muchos creadores del arte de la ingeniería de cimentaciones.

LAMINA 4

CAPITULO 4

Características de las relaciones entre esfuerzo, deformación y resistencia de los suelos y las rocas

4.1 Comportamiento de los suelos bajo estados de esfuerzo complejos.

La prueba de consolidación unidimensional y la teoría de la consolidación de Terzaghi, desarrollada en el capítulo 3, ilustra principios importantes. Sin embargo, los resultados específicos son aplicables solamente en aquellas condiciones en las cuales las deformaciones laterales de los suelos son despreciables y, si se va a predecir la rapidez del asentamiento, a casos en que el flujo del agua que se escapa es principalmente vertical. Solamente una cantidad limitada de los problemas que se presentan al especialista en cimentaciones quedan dentro de estas estrechas categorías. En la mayor parte de los casos ocurren deformaciones tanto laterales como verticales y tiene lugar flujo de agua tanto vertical como lateral. Además, el ingeniero necesita investigar el grado en el que su estructura grava la resistencia del material de cimentación. Por lo tanto, debe valuar no solamente las relaciones entre esfuerzo y deformación, sino también las condiciones bajo las que el suelo puede fallar.

Las relaciones esfuerzo-deformación en los suelos y en las rocas son usualmente demasiado complejas para representarlas por constantes como el módulo de elasticidad y la relación de Poisson, que son suficientes para definir el comportamiento del acero dentro de la amplitud de variación de los esfuerzos de trabajo. Las curvas esfuerzo-deformación, comúnmente no presentan un comportamiento lineal, y ni siquiera son independientes de la historia de los esfuerzos. La configuración de las curvas y las resistencias máximas de los materiales dependen de la presión lateral. Ya que en los suelos reales obran presiones laterales debidas a la sobrecarga y a otras cargas soportadas por el suelo, frecuentemente es necesario considerar esta dependencia. En algunos casos, las características esfuerzo-deformación de los suelos también dependen del tiempo, a veces por el fenómeno de la consolidación, y otras, por tendencias al creep, deformación bajo esfuerzos constantes.

Aun cuando en el caso de la mayor parte de los problemas prácticos de rutina no pueden considerarse las diversas complejidades con precisión, el conocimiento del comportamiento del suelo y la roca bajo varias condiciones bien definidas, permite la elaboración de procedimientos prácticos para diseñar y predecir el funcionamiento de los cimientos reales.

4.2 Comportamiento al corte de masas granulares idealizadas.

Como otros materiales utilizados en la ingeniería, los suelos disminuyen de volumen cuando se sujetan a una presión que los rodea completamente. Cuando se someten a esfuerzos cortantes, se distorsionan; si la distorsión es suficientemente grande, las partículas se resbalan entre sí, y se dice que el suelo falla al corte. Como la mayor parte de los suelos puede soportar solamente esfuerzos de tensión pequeños, o no puede soportarlos en absoluto, rara vez se producen esfuerzos de tensión en las masas de suelos y, consecuentemente, la mayor parte de las fallas se producen bajo esfuerzo cortante. Por lo tanto, conocer las características de esfuerzo cortante de los suelos es un prerrequisito para la solución de muchos problemas en el campo de las cimentaciones.

Desafortunadamente, aun los conocimientos necesarios para resolver los problemas más comunes son algo complejos. Como la mayor parte de las complicaciones surgen debido a que los suelos están formados por partículas, puede adquirirse un gran conocimiento respecto al comportamiento real de los suelos, investigando el comportamiento de un conjunto de partículas toscamente equidimensionales, como las mostradas en la fig. 4.1a. Se supone que las partículas están confinadas entre dos placas horizontales grandes con superficies interiores rugosas. Las placas permiten aplicar una presión vertical p por unidad de área total al conjunto de partículas. Por supuesto, la presión real entre los granos en sus puntos de contacto es muchas veces mayor que p. Las placas permiten también la aplicación de un esfuerzo de corte t por unidad de área total del conjunto. El comportamiento al aplicarse t, depende mucho de la holgura o compacidad con la que se hayan acomodado los granos originalmente.

Aunque los granos se tocan entre sí en varios puntos por partícula, pueden acomodarse de manera que queden muy sueltos, como se muestra en la fig. 4.1a. Al aplicar la presión p, la distancia entre las placas disminuye ligeramente. Si luego se aumenta el esfuerzo cortante t gradualmente, la distorsión, medida por el ángulo δ, también aumenta (fig. 4.1b). La distorsión se asocia al deslizamiento entre los granos y a un reacomodo gradual de las partículas en una configuración más compacta; en consecuencia, la distancia h entre las placas disminuye. La disminución en distancia Δh probablemente es mucho mayor que la que resultaría de la simple aplicación de la presión p.

Si inicialmente los granos están agrupados en forma muy compacta (fig. 4.1c), la misma presión p reduce también la distancia entre las placas, aunque en una cantidad menor que en la disposición suelta. Por otra parte, cuando la distorsión δ aumenta, las partículas no pueden moverse entre sí sin romperse, a menos que la distancia h entre las placas aumente. Si se supone que las partículas son resistentes, puede esperarse que las placas se separen algo al aumentar δ, como se muestra en la fig. 4.1d. El esfuerzo cortante t a un valor dado de δ, es, en las primeras etapas, mucho mayor que el de las partículas sueltas, pero cuando δ aumenta mucho, las partículas se han separado, hasta alcanzar el mismo grado de compacidad, que el obtenido con el acomodo suelto con deformaciones grandes de magnitud análoga. Por lo tanto, la relación entre t y δ para el acomodo inicialmente compacto muestra un máximo.

Se ve, por lo tanto, que un arreglo inicialmente suelto de partículas resistentes se hace más compacto durante la deformación bajo corte, mientras que uno inicialmente más compacto, se hace más suelto. Este comportamiento es una característica fundamental de todos los granos más o menos equidimensionales suficientemente resistentes para no romperse. Las arenas y las gravas se aproximan mucho a este comportamiento. Por razones completamente diferentes, las arcillas blandas tienden a disminuir de volumen durante el corte, mientras que las arcillas duras tienden a expanderse. Por lo tanto, el comportamiento de las arcillas es, en este sentido, análogo al de las arenas.

El esfuerzo-deformación de los suelos reales puede investigarse mediante pruebas

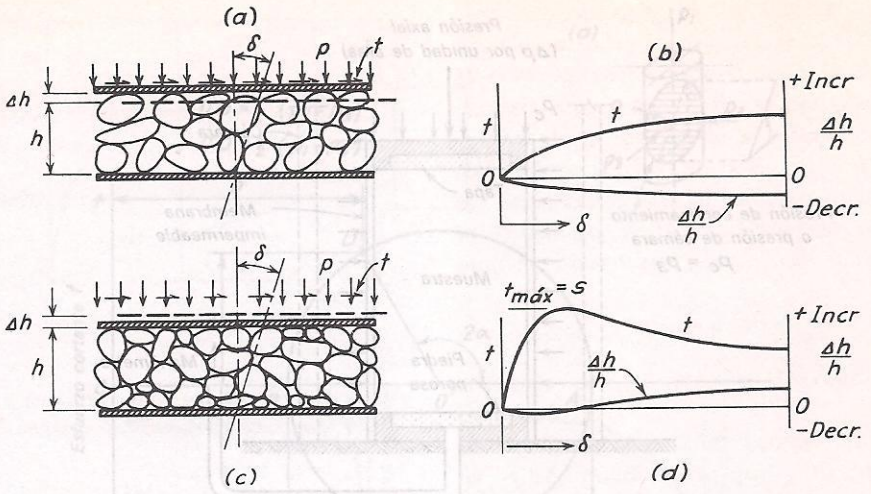


Figura 4.1. *a)* Prueba al esfuerzo cortante en una masa de partículas equidimensionales en estado inicialmente suelto. *b)* Esfuerzos cortantes t y compresibilidad $\Delta h/h$ como funciones de la distorsión bajo esfuerzos cortantes. *c)* y *d)*. Relaciones correspondientes para el mismo material en estado inicialmente compacto.

de corte directo, en aparatos muy parecidos al mostrado en la fig. 4.1. Sin embargo, puede obtenerse mejor control de varias condiciones de la prueba, ejecutando la llamada prueba de compresión triaxial. En la siguiente sección, se estudia la técnica e interpretación de estas pruebas.

4.3 Pruebas triaxiales y círculo de esfuerzos de Mohr

En una prueba triaxial, se sujeta una probeta cilíndrica a una presión hidrostática de confinamiento y, además, a una presión axial que puede variarse independientemente de la presión de confinamiento.

Los detalles esenciales del aparato para la prueba triaxal se muestran diagramáticamente en la fig. 4.2. La superficie cilíndrica de la muestra se cubre con una membrana de hule unida herméticamente a un pedestal en el extremo inferior y a una tapa en el superior. El conjunto está contenido en una cámara que puede llenarse de agua a cualquier presión; esta presión actúa lateralmente en la superficie cilíndrica de la muestra a través de la membrana de hule, y verticalmente a través de la tapa superior. La carga axial adicional se aplica por medio de un pistón que pasa a través de la parte superior de la cámara.

Se colocan piedras porosas en los extremos superior e inferior de la muestra, mismas que se conectan al exterior de la cámara con tuberías. Por medio de las conexiones puede medirse la presión del agua contenida en los poros de la muestra, si no se permite la expulsión del agua. Alternativamente, si se permite que el agua fluya a través de las conexiones, puede medirse la cantidad que entra o sale de la muestra durante la prueba. Al aplicar las cargas, se mide la deformación vertical de la muestra con un micrómetro.

La prueba, se realiza usualmente, manteniendo constante la presión de confinamiento y aumentando la presión vertical. Como el líquido no aplica esfuerzos cortantes en la periferia de la muestra, las presiones que obran en planos verticales del espécimen son esfuerzos principales. Debido a la simetría, todas estas presiones son iguales y se designan como p_3 (fig. 4.3*a*). El esfuerzo vertical sobre planos horizontales es también un esfuerzo principal, que se designa por p_1. El esfuerzo p_1 puede también con-

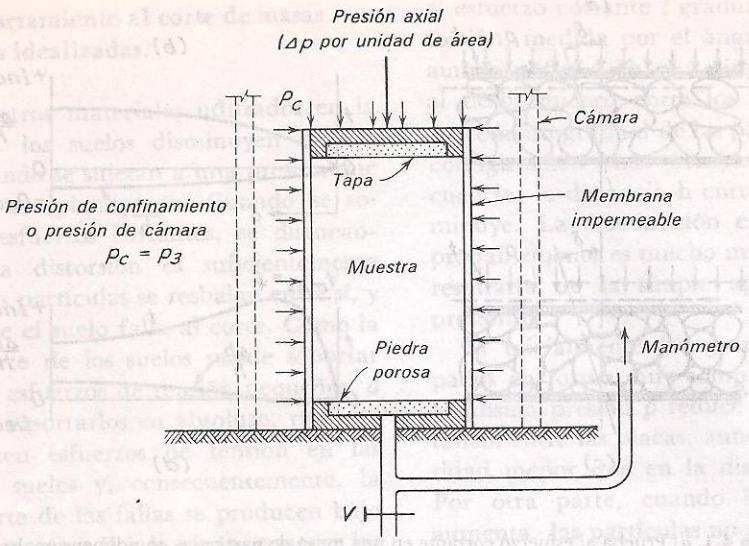


Figura 4.2. Detalles principales de la cámara de compresión triaxial.

siderarse como $p_3 + \Delta p$, donde Δp se llama *diferencia de esfuerzo*. Como Δp es usualmente positiva en las pruebas triaxiales de rutina, p_1 es el esfuerzo principal mayor y p_3 el menor. La curva esfuerzo-deformación relaciona la diferencia de esfuerzo Δp y la deformación axial unitaria ϵ.

En cualquier etapa de la prueba, dado que se conocen p_1 y p_3 pueden calcularse el esfuerzo normal p y el esfuerzo cortante t sobre cualquier plano que forme un ángulo α con el plano sobre el cual actúa el esfuerzo principal mayor, de acuerdo con los principios del equilibrio, con las ecuaciones:

$$p = \tfrac{1}{2}(p_1 + p_3) + \tfrac{1}{2}(p_1 - p_3)\cos 2\alpha \qquad 4.1a$$

$$t = \tfrac{1}{2}(p_1 - p_3)\operatorname{sen} 2\alpha \qquad 4.1b$$

Estas ecuaciones representan puntos en un círculo en un sistema de coordenadas rectangular (fig. 4.3*b*), en el que el eje horizontal sea el de los esfuerzos principales y el eje vertical es el de los esfuerzos cortantes. Este *círculo* se llama *círculo de esfuerzos*.

Cada punto, como el D, del círculo de esfuerzos representa el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante actuantes en un plano particular inclinado un ángulo α con la dirección del plano en el que actúa el esfuerzo principal mayor. Por la forma geométrica de la figura puede demostrarse que el ángulo central $AO'D$ es igual a 2α.

4.4 Relaciones esfuerzo-deformación en arenas y gravas secas.

En la fig. 4.4, se muestran los resultados de dos pruebas triaxiales en arena gruesa seca. Al principio de cada prueba, el espécimen se sujeta a una presión confinante igual a p_3 (fig. 4.4*a*). Las deformaciones asociadas con el esfuerzo p_3 representan un cambio de volumen y son las mismas en todas direcciones. No se dibujan en la fig. 4.4. El esfuerzo axial se va aumentando después en pequeños incrementos. La relación entre la deformación axial y la diferencia de esfuerzo vertical Δp para una arena inicialmente suelta, se muestra en la fig. 4.4*b*. Al aumentar la deformación, Δp aumenta continuamente sin llegar a un máximo, pero se aproxima a un valor límite designado como *resistencia a la compresión*. La resistencia a la compresión se define usualmente, por conveniencia, como el valor de Δp a una deformación unitaria de 20%. Los cambios

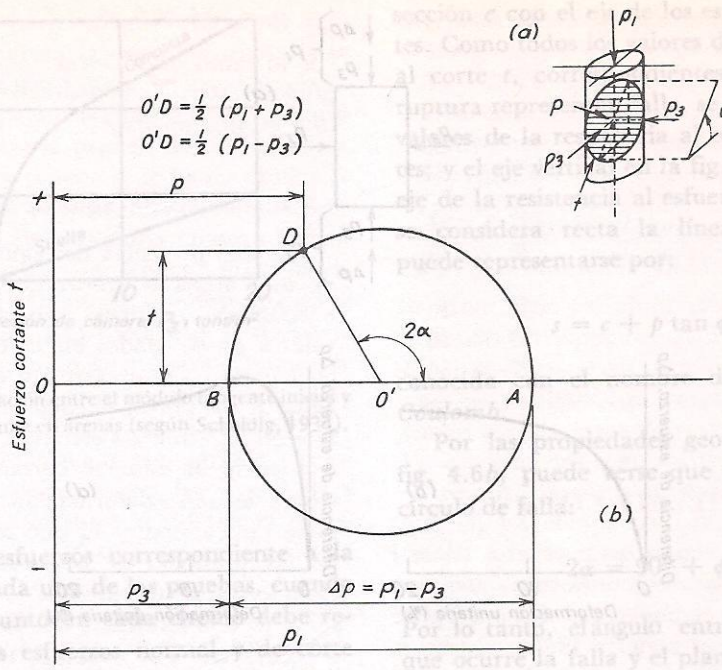


Figura 4.3. *a)* Esfuerzos en un espécimen probado en la cámara triaxial e inclinación α del plano de falla con la horizontal. *b)* Círculo de esfuerzos de Mohr.

de volumen ΔV que tienen lugar durante el aumento de Δp, se dibujan en la fig. 4.4*c* como función del volumen original V. El volumen disminuye al aumentar Δp; sin embargo, en las últimas etapas de la prueba, la rapidez de la disminución del volumen se aproxima a cero. Las relaciones correspondientes para un espécimen de la misma arena, inicialmente compacta, sujeta a la misma presión de cámara p_3, se muestran en las figs. 4.4*d* y 4.4*e*. Al aumentar la deformación axial, la diferencia de esfuerzo Δp aumenta a un máximo o valor punta, y luego se reduce gradualmente a un valor límite más pequeño, aproximadamente igual al valor alcanzado por el espécimen suelto en un estado de deformación avanzado. Comúnmente, se considera al valor máximo de Δp como la resistencia a la compresión del material compacto. Cuando los valores de Δp son muy pequeños, la muestra puede experimentar una ligera disminución de volumen, pero al aumentar Δp el volumen aumenta y se dice que la muestra se *dilata*.

Como un espécimen suelto experimenta una disminución de volumen durante la prueba, mientras que uno compacto se dilata, es posible preparar una muestra en un estado de compacidad intermedia o con una relación de vacíos tal, que prácticamente no experimente cambio de volumen. Se dice que esta muestra está en la *relación de vacíos crítica*. La relación de vacíos crítica disminuye algo al aumentar los valores de la presión de confinamiento p_3.

El aumento de la presión de confinamiento no altera la forma general de las curvas mostradas en la fig. 4.4, pero los valores de la diferencia de esfuerzo correspondientes a un cierto aumento de deformación unitaria crecen aproximadamente, en forma proporcional al incremento de p_3. De esta manera, aumentando el confinamiento se aumenta la resistencia de la arena. También se aumenta la rigidez que, para esfuerzos muy pequeños, puede representarse de una manera tosca por la tangente a la curva esfuerzo-deformación en el origen. La pendiente de esta tangente

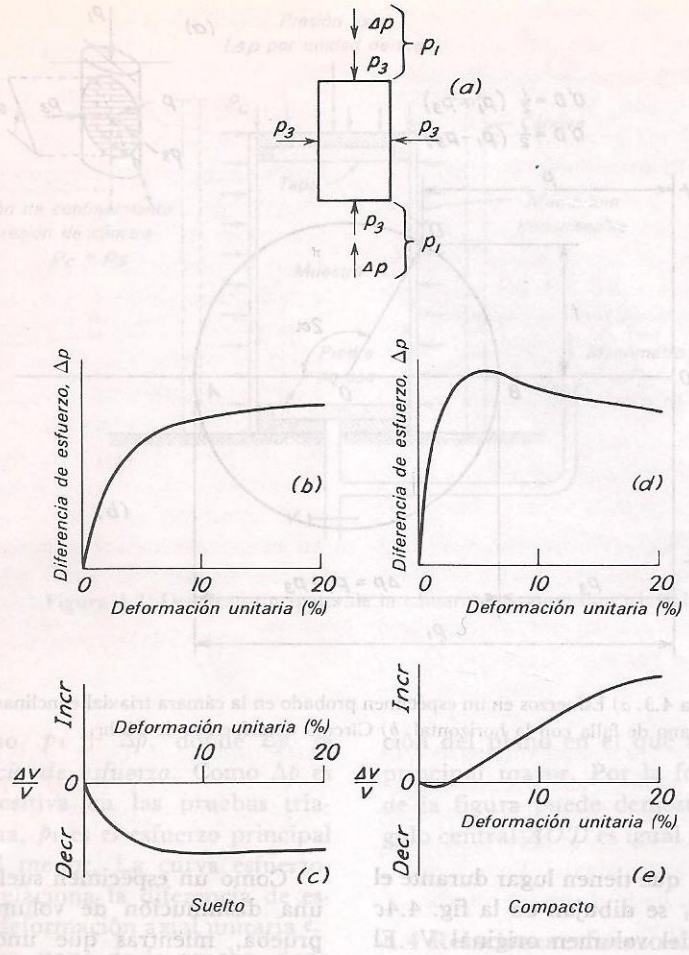


Figura 4.4. *a)* Esfuerzos en un espécimen de arena gruesa seca en una prueba de compresión triaxial. *b)* Relación entre la diferencia de esfuerzo Δp y la deformación vertical unitaria en una muestra inicialmente suelta. *c)* Relación entre el cambio de volumen y la deformación vertical unitaria para la misma muestra inicialmente suelta. *d)* y *e)*. Relaciones correspondientes para la muestra inicialmente compacta.

(esfuerzo por unidad de deformación) se llama *módulo tangente inicial* E_i. Para arenas sueltas, E_i aumenta directamente con p_3, como se muestra en la fig. 4.5. Para arenas compactas, E_i aumenta rápidamente con p_3 cuando p_3 es pequeño, pero para presiones de cámara grandes, la rapidez del aumento disminuye a un valor comparable al de las arenas sueltas.

4.5. Diagrama de ruptura de Mohr

La resistencia al esfuerzo cortante del suelo no se mide directamente por medio de pruebas triaxiales, sino que deben determinarse por medio de cálculos empleando los esfuerzos principales observados p_1 y p_3. La manera más fácil de hacer el cálculo es emplear el circulo de esfuerzos de Mohr. Si los esfuerzos principales p_1 y p_3 corresponden a un estado de falla en el espécimen, cuando menos un punto del círculo de esfuerzos (fig. 4.3*b*) debe representar una combinación de esfuerzos normal y de corte que causen la falla en algún plano de dicho espécimen. Además, si se conocen las coordenadas de ese punto, puede determinarse la inclinación del plano en el que se produjo la falla, si se conoce el ángulo α.

Si se ejecuta una serie de pruebas con diferentes valores de p_3 y se construye el

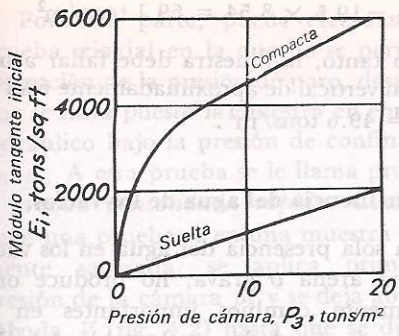


Figura 4.5. Relación entre el módulo tangente inicial y la presión confiante en arenas (según Scheidig, 1931).

círculo de esfuerzos correspondiente a la falla para cada una de las pruebas, cuando menos un punto en cada círculo debe representar los esfuerzos normal y de corte asociados a la falla. Al aumentar el número de pruebas indefinidamente, es evidente que la envolvente de los círculos de falla (fig. 4.6*a*), representa el lugar geométrico de los puntos asociados a la falla de las especímenes. A la envolvente se le conoce con el nombre de *línea de ruptura* para el material dado, bajo las condiciones específicas de la serie de pruebas. Para los materiales en general, la línea de ruptura puede ser curva, y puede tener una intersección c con el eje de los esfuerzos cortantes. Como todos los valores de la resistencia al corte t, correspondientes a la línea de ruptura representan falla, se designan como valores de la resistencia al esfuerzo cortantes; y el eje vertical en la fig. 4.6*a*. se llama eje de la resistencia al esfuerzo cortante. Si se considera recta la línea de ruptura, puede representarse por:

$$s = c + p \tan \phi \qquad 4.2$$

conocida con el nombre de *ecuación de Coulomb*.

Por las propiedades geométricas de la fig. 4.6*b*, puede verse que para cualquier círculo de falla:

$$2\alpha = 90° + \phi$$

Por lo tanto, el ángulo entre los planos en que ocurre la falla y el plano en el que actúa el esfuerzo principal mayor es:

$$\alpha = 45° + \frac{\phi}{2} \qquad 4.3$$

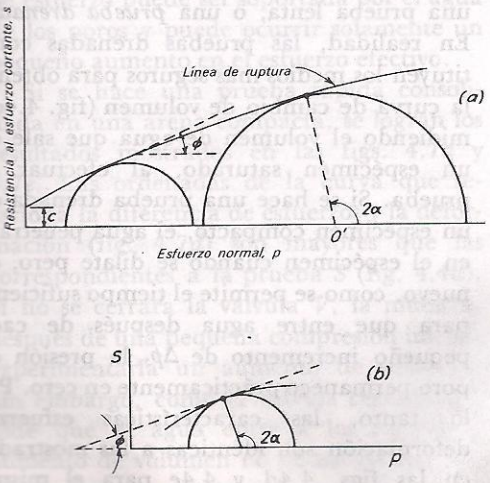


Figura 4.6. *a*) Diagrama de ruptura de Mohr. *b*) Relación entre los ángulos ϕ y

4.6. Resistencia al corte de arenas y gravas secas.

Las líneas de ruptura para las arenas y gravas secas pasa por el origen del diagrama de ruptura; por lo tanto, la intersección c es igual a cero. Si el material está suelto, la línea de ruptura es recta y puede representarse con precisión con la ecuación:

$$s = p \tan \phi_d \qquad 4.4$$

en la que ϕ_d es el ángulo que forman la línea de ruptura y el eje p. Para los mismos materiales, cuando están compactos, la línea de ruptura tiene una ligera curvatura hacia abajo, pero para fines prácticos, en la ingeniería de cimentaciones, puede también representarse por la ec. 4.4.

En gravas, arenas, arenas limosas, y limos inorgánicos sin cohesión, el valor de ϕ_d depende principalmente de la capacidad relativa, de la distribución granulométrica, y de la forma de los granos. Puede estimarse utilizando la tabla 4.1.

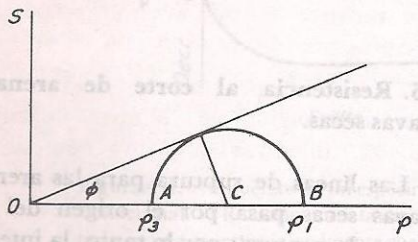
Tabla 4.1 Valores Representativos de ϕ_d para Arenas y Limos

Material	Grados	
	Suelto	Denso
Arena, de grano redondo uniforme	27.5	34
Arena, de granos angulosos, bien graduada	33	45
Grava arenosa	35	50
Arena limosa	27–33	30–35
Limo inorgánico	27–30	30–34

PROBLEMA ILUSTRATIVO

Se va a efectuar una prueba triaxial drenada en una arena uniforme y compacta, con granos redondeados. La presión de confinamiento p_3 será de 19.5 ton/m^2. ¿A qué presión vertical debe fallar la muestra?

Solución. Si $s = p \tan \phi$, puede verse del croquis que:



$$\frac{p_1}{p_3} = \frac{OC + CB}{OC - AC} = \frac{OC + OC \operatorname{sen} \phi}{OC - OC \operatorname{sen} \phi} = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$$

De donde, por transformaciones trigonométricas:

$$\frac{p_1}{p_3} = \tan^2\left(45° + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1}{\tan^2 [45° - (\phi/2)]}$$

De acuerdo con la tabla 4.1, el valor de ϕ_d será de 34°. Por lo tanto,

$$\tan^2\left(45° + \frac{\phi_d}{2}\right) = \tan^2 (45° + 17°) = 1.881^2 = 3.54$$

Por lo tanto,

$$p_1 = 19.5 \times 3.54 = 69.1 \text{ tons/m}^2.$$

Por lo tanto, la muestra debe fallar a una presión vertical de aproximadamente 69.1 − 19.5 = 49.6 tons/m^2.

4.7 Influencia del agua de los vacíos.

La sola presencia del agua en los vacíos de una arena o grava, no produce ordinariamente cambios importantes en los valores de ϕ_d dados en la tabla 4.1. Por otra parte, si se desarrollan esfuerzos en el agua de los poros, pueden producirse cambios en los esfuerzos efectivos, con lo cual la resistencia al esfuerzo cortante y las relaciones esfuerzo-deformación pueden alterarse radicalmente. El que se produzcan o no las presiones de poro depende de las características de drenaje de la masa de suelo y de la tendencia del suelo a dilatarse o contraerse. Por ejemplo, la arena seca y suelta con las características de compresibilidad representadas en la fig. 4.4*c*, tiende a disminuir de volumen al aumentar Δp Si los vacíos están llenos de agua y si cada incremento de Δp es pequeño y se aplica mucho tiempo después que su antecesor, el agua difícilmente impide la tendencia del volumen a disminuir. Entonces, la presión de poro permanece esencialmente igual a cero durante toda la prueba y no tiene influencia en el comportamiento de la muestra. Cuando una prueba se efectúa en estas condiciones, se dice que es una *prueba S*, una prueba lenta, o una *prueba drenada*. En realidad, las pruebas drenadas constituyen los medios más seguros para obtener la curva de cambio de volumen (fig. 4.4c), midiendo el volumen de agua que sale de un espécimen saturado, al efectuar la prueba. Si se hace una prueba drenada en un espécimen compacto, el agua penetrará en el espécimen cuando se dilate pero, de nuevo, como se permite el tiempo suficiente para que entre agua después de cada pequeño incremento de Δp, la presión de poro permanece prácticamente en cero. Por lo tanto, las características esfuerzo-deformación son idénticas a las mostradas en las figs. 4.4d y 4.4e para el mismo material en estado seco bajo la misma presión en la cámara p_3.

Por otra parte, puede efectuarse una prueba triaxial en la que no se permita la disipación de la presión de poro, después de que se haya puesto la muestra en equilibrio hidráulico bajo la presión de confinamiento, p_3. A esta prueba se le llama prueba R o prueba *consolidada rápida*. Cuando se hace una prueba R en una muestra inicialmente saturada, se aplica primero la presión de la cámara p_3 y se deja abierta la válvula V (fig. 4.2) hasta que se disipa la presión de poro en la muestra. Después se cierra la válvula, con lo que se impide la entrada o salida de agua de la muestra.

En una arena suelta comparable a la estudiada en conexión con las figs. 4.4*b* y 4.4*c*, la relación entre la diferencia de esfuerzos Δp y la deformación axial unitaria está representada por la fig. 4.7*b*. Las ordenadas son siempre más pequeñas que las correspondientes a la prueba S (fig. 4.4*b*). Si la válvula V no estuviera cerrada, la muestra experimentaría una disminución de volumen. Sin embargo, como el agua no puede escapar de los vacíos, no puede ocurrir ninguna disminución de volumen, en cambio, la presión aumenta en el agua de los poros. La relación entre la deformación axial unitaria y la presión en los poros u_d asociada a la diferencia de esfuerzo Δp se muestra en la fig. 4.7*c*. Si la muestra está lo suficientemente suelta, u_d para las grandes deformaciones puede acercarse a Δp; es decir, casi toda la diferencia de esfuerzo puede ser soportada por el agua de los poros y puede ocurrir solamente un pequeño aumento en el esfuerzo efectivo.

Si se hace una prueba rápida consolidada en una arena compacta, se logran los resultados mostrados en las figs. 4.7*d* y 4.7*e*. Las ordenadas de la curva que relaciona la diferencia de esfuerzos y la deformación (fig. 4.7*d*) son mayores que las correspondientes a la prueba S (fig. 4.4*d*). Si no se cerrara la válvula V, la muestra, después de una pequeña compresión inicial, experimentaría un aumento de volumen. Sin embargo, como la válvula cerrada impide que el agua entre a los vacíos, el aumento de volumen no puede ocurrir y se desarrolla una presión de poro negativa. La relación entre la deformación axial y la presión de poro u_d se muestra en la fig. 4.7*e*. La presión de poro se mide con respecto a la del agua antes de cerrar la válvula y de que se aplique cualquier diferencia de esfuerzo. De esta manera, un valor negativo no implica necesariamente tensión en el agua sino, por el contrario, un esfuerzo menor que el original.

Si se usan los valores de p_1 y p_3 en la falla para construir círculos de esfuerzos de Mohr, que permitan obtener la línea de ruptura correspondiente a una serie de pruebas R en arena o grava, es probable que los resultados se parezcan a los mostrados por las líneas de rayas de la fig. 4.8. En especímenes sueltos (fig. 4.8*a*) la línea de ruptura se curva ligeramente, mientras que en los compactos (fig. 4.8*b*), la curvatura es pronunciada. Al aumentar la compacidad relativa, el considerar lineal la relación entre la resistencia al corte y el esfuerzo normal va siendo menos preciso; en las arenas compactas, la discrepancia es tan grande que no se puede tolerar. Por otra parte, si las presiones de poro u_{df} se han medido en la falla durante las pruebas, los círculos de Mohr pueden dibujarse en función de esfuerzos efectivos en la falla. El esfuerzo principal mayor $\bar{p}_1$ es igual a $p_1 - u_{df}$, y el esfuerzo principal menor $\bar{p}_3$ es igual a $p_3 - u_{df}$. Estos círculos y las líneas de ruptura correspondientes se indican en las líneas sólidas de la fig. 4.8. Se ha encontrado que las líneas de ruptura basadas en los esfuerzos efectivos son, para todos los fines prácticos, idénticas a las obtenidas en los mismos materiales con las pruebas S. Por lo tanto, si se escribe la ec. 4.3:

$$s = \bar{p} \tan \phi_d = (p - u_{df}) \tan \phi_d \quad 4.5$$

en función de los esfuerzos efectivos, es igualmente válido para expresar los resultados de las pruebas S o R. Además, la inclinación ϕ_d de la línea de ruptura puede considerarse una propiedad del suelo, independiente de las condiciones de la prueba. Se le llama ángulo de *fricción interna* o, más específicamente, *ángulo de fricción interna en prueba drenada*.

En la fig. 4.8 se indica que, dentro de un intervalo grande de presiones, la resistencia al esfuerzo cortante de una arena suelta en pruebas R es menor que en las

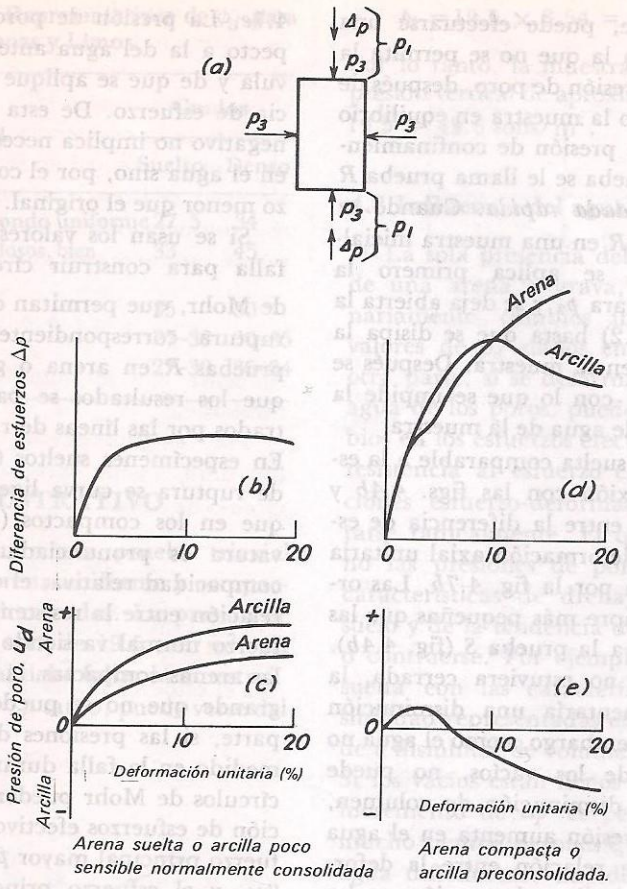


Figura 4.7. Resultados de pruebas triaxiales consolidadeas rápidas (pruebas *R*). *a)* Esfuerzos actuantes en el espécimen. *b)* Relación entre la diferencia de esfuerzos Δp y la deformación axial unitaria para arena suelta o arcilla normalmente consolidada de baja sensibilidad. *c)* Presiones de poro en las mismos especimenes en función de la deformación. *d)* y *e)* Relaciones correspondientes para arena compacta o arcilla preconsolidada.

pruebas *S*, mientras que lo contrario se aplica a las arenas compactas. Las condiciones de drenaje cuidadosamente controladas en el laboratorio representan dos límites extremos: el ajuste completo de la presión de poro en las pruebas *S*, y la ausencia completa de ajuste en las pruebas *R*. En el campo, es probable que prevalezcan grados de ajuste intermedios, con valores intermedios de la resistencia al esfuerzo cortante. El ingeniero debe elegir valores apropiados a las condiciones de su problema. Por ejemplo, si se va a cargar gradualmente una pequeña zapata construida sobre arena gruesa abajo del nivel freático, con toda seguridad habrá tiempo suficiente para que las presiones de poro se disipen debido a la carga; por lo tanto, los resultados de las pruebas *S* serán aplicables. Por otra parte, si una máquina pesada de autopropulsión va a cruzar rápidamente una masa de arena saturada muy fina, los resultados de las pruebas *R* pueden ser los más adecuados. Si la arena es suelta, la falla puede ocurrir antes de que haya tiempo para un drenaje apreciable. Si la arena es compacta, puede ser posible que la máquina cruce rápidamente con seguridad, mientras que puede hundirse excesivamente si pasa tan lentamente que la arena pueda dilatarse.

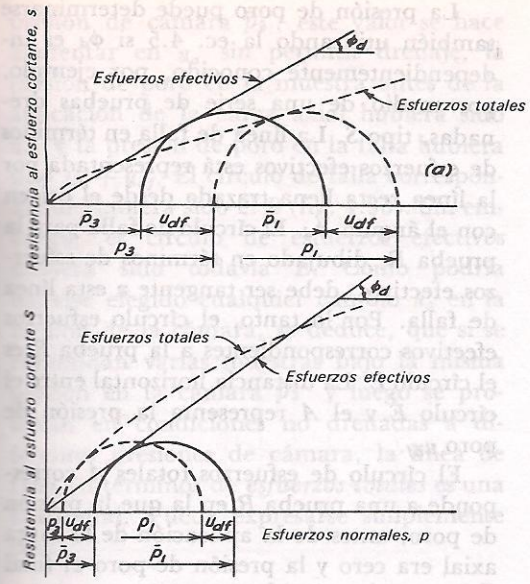


Figura 4.8. *a)* Círculos de falla y líneas de ruptura para pruebas triaxiales consolidadas rápidas *(R)* en arena suelta saturada. Las líneas de rayas indican resultados en función de los esfuerzos totales y las líneas llenas en función de los esfuerzos efectivos. *b)* Resultados correspondientes a arena compacta saturada.

Los aspectos prácticos de la selección de valores adecuados de la resistencia al esfuerzo cortante para proyecto se resumen al final del capítulo.

4.8 Comportamiento de los suelos finos

Presiones en los poros durante la distorsión bajo esfuerzo cortante. La mayor parte de los suelos finos naturales contienen cantidades apreciables de agua; muchos están casi o completamente saturados. Por lo tanto, la resistencia de los materiales saturados es una cuestión de considerable importancia práctica.

Aunque las causas físicas de los fenómenos son diferentes, las relaciones esfuerzo-deformación para limos y arcillas normalmente consolidadas, de baja a moderada sensibilidad, tanto en las pruebas *S* como en las pruebas *R*, son semejantes a las de la arena suelta (figs. 4.4*b*, 4.4*c*, 4.7*b*, y 4.7*c*). Las relaciones para arcillas preconsolidadas se parecen mucho a las de las arenas compactas, excepto porque la diferencia de esfuerzo para una arcilla preconsolidada en una prueba *R* alcanza un valor máximo y luego disminuye como muestra la fig. 4.7*d*. En las pruebas *R* de las arcillas normalmente consolidadas, se desarrollan presiones de poro positivas, mientras que las arcillas preconsolidadas tienden a dilatarse y a desarrollar presiones de poro negativas. La línea de ruptura para los limos y arcillas normalmente consolidados puede expresarse todavía en función de los esfuerzos efectivos, por la ec. 4.5. Las arcillas preconsolidadas, pueden poseer resistencia significativa al esfuerzo cortante, aun en las pruebas *S* en las cuales la presión de la cámara p_3 sea cero. Como aproximación tosca, la línea de ruptura correspondiente a presiones de cámara menores que la carga de preconsolidación puede expresarse como:

$$s = c_1 + \bar{p} \tan \phi_d = c_1 + (p - u_{df}) \tan \phi_d \qquad 4.6$$

en la que, para una arcilla dada, se encuentra que ϕ_d es aproximadamente constante, pero se ha encontrado que c_1 depende de la carga de preconsolidación.

En la mayor parte de los problemas de cimentaciones en los que interviene la falla de los suelos finos saturados, las ecs. 4.5 y 4.6 tienen poca aplicación directa, porque la presión de poro u_{df} no puede valuarse fácilmente. Usualmente, es más conveniente efectuar pruebas de tal manera, que se incorpore la influencia de la presión de poro en los resultados. En muchos casos, ayuda mucho al criterio del ingeniero el conocimiento del comportamiento del suelo en condiciones en las que no hay disipación de la presión de poros. Por lo tanto, este tema merece tratarse con mayor detalle.

Condición $\phi = 0$ En la fig. 4.9*a*, el círculo de esfuerzos designado *A* representa los resultados de una prueba *R* en una arcilla blanda saturada. La abscisa de la extremidad izquierda del diámetro, es el esfuerzo total p_3 en el momento de la falla; la del extremo derecho es el esfuerzo axial total en la falla, p_1. El diámetro del círculo es Δp_f, donde el subíndice denota las condiciones del esfuerzo que corresponde a la falla.

La presión de poro en la muestra en el momento de la falla, puede valuarse de dos maneras diferentes. Puede determinarse por medidas directas, en cuyo caso, la prueba se designa como prueba $\bar{R}$. Como la presión de poro u_{df} actúa con igual intensidad en todas direcciones, el esfuerzo principal efectivo menor es $\bar{p}_3 = p_3 - u_{df}$ y el esfuerzo principal efectivo mayor es $\bar{p}_1 = p_1 - u_{df}$. Por lo tanto, el círculo de esfuerzos construido en función de los esfuerzos efectivos en la falla, se desaloja a la izquierda del círculo de esfuerzos totales A, una distancia u_{df}. El círculo de esfuerzos efectivos que corresponde a las condiciones de falla, está representado por el círculo de línea llena E. Como $p_f = p_1 - p_3 = \bar{p}_1 - \bar{p}_3$, el círculo de falla para una prueba dada tiene el mismo diámetro, ya esté construido en función de esfuerzos efectivos o esfuerzos totales.

La presión de poro puede determinarse también utilizando la ec. 4.5 si ϕ_d es independientemente conocido, por ejemplo, por medio de una serie de pruebas drenadas, tipo S. La línea de falla en términos de esfuerzos efectivos está representada por la línea recta llena trazada desde el origen con el ángulo ϕ_d. El círculo de falla para la prueba R, dibujado en términos de esfuerzos efectivos, debe ser tangente a esta línea de falla. Por lo tanto, el círculo esfuerzos efectivos correspondientes a la prueba R es el círculo E. La distancia horizontal entre el círculo E y el A representa la presión de poro u_{df}.

El círculo de esfuerzos totales A corresponde a una prueba R en la que la presión de poro, antes de la aplicación de la carga axial era cero y la presión de poro al final de la prueba era u_{df}. Sin embargo, si después de la consolidación inicial bajo la

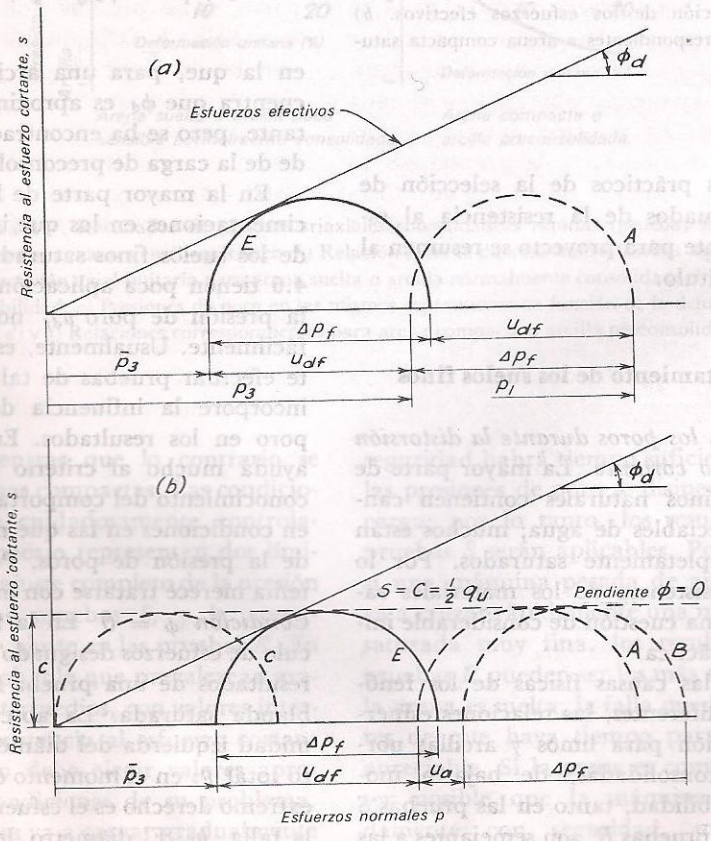


Figura 4.9. *a)* Esfuerzos efectivos y totales en la falla; pruebas R realizadas en suelos finos saturados. *b)* Diagrama que ilustra el concepto $\phi = 0$.

presión de cámara $\bar{p}_3$, este valor se hace aumentar en u_a sin permitir drenaje, la presión de poro en la muestra antes de la aplicación de la carga axial hubiera sido u_a y la presión de poro en la falla hubiera sido $u_a + u_{df}$. El círculo de falla correspondiente hubiera sido el B (fig. 4.9*b*). Sin embargo, el círculo de esfuerzos efectivos hubiera sido todavía E. Como podría haberse elegido cualquier cambio u_a en la presión de la cámara, se deduce, que si se consolidan varias muestras bajo la misma presión en la cámara $\bar{p}_3$ y luego se probaran en condiciones no drenadas a diferentes presiones de cámara, la línea de falla en términos de *esfuerzos totales* es una horizontal. Puede expresarse simplemente por:

$$s = c = \tfrac{1}{2}(p_1 - p_3) \qquad 4.7a$$

Como la línea es horizontal, las circunstancias anteriores se conocen como *condición* $\phi = 0$ (Skempton 1948). Como las pruebas de compresión no confinadas son simplemente pruebas triaxiales en las que el esfuerzo principal menor p_3 es cero (círculo C en fig. 4.9*b*), la resistencia al esfuerzo cortante en la condición $\phi = 0$ puede valuarse con pruebas de compresión simple como:

$$s = c = \tfrac{1}{2}q_u \qquad 4.7b$$

Las condiciones $\phi = 0$ se satisfacen solamente si el cambio en la presión de cámara u_a no se asocia con ningún flujo de agua en la muestra. Como el suelo está saturado, esta restricción es equivalente al requisito de que, después de que se ha llegado al equilibrio bajo la presión de cámara $\bar{p}_3$, no se permite ningún cambio en la humedad de la muestra. Puede también sacarse en conclusión que la resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla saturada, con un cierto grado dado de perturbación, tiene el mismo valor cualquiera que sea el método de prueba, siempre que la humedad de la arcilla permanezca constante.

En conexión con suelos que tengan permeabilidades tan bajas como las que tienen la mayor parte de las arcillas y algunos limos, hay muchos problemas prácticos en los que la humedad no cambia en forma importante durante un tiempo apreciable después de la aplicación del esfuerzo. Es decir, que prevalecen las condiciones no drenadas o $\phi = 0$ Así, si se extrae una muestra inalterada sin cambiar de humedad, y luego se prueba, permaneciendo constante la humedad, ya sea a la compresión simple, o sin consolidación bajo una presión en la cámara de $p_3 + u_a$, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo in situ puede tomarse como la mitad de la resistencia a la compresión simple. A las pruebas que satisfacen esta condición se les llama pruebas rápidas, no drenadas o pruebas Q. Por lo tanto, como consecuencia del concepto $\phi = 0$ las pruebas Q y especialmente la prueba de compresión sin confinar toma una importancia práctica grande. Las pruebas de veleta en el campo o en el laboratorio, si se ejecutan con suficiente rapidez, son también pruebas Q, con las cuales puede determinarse la resistencia máxima $s = c$.

La resistencia al esfuerzo cortante determinada por medio de pruebas Q en arcillas inalteradas es siempre conservadora, si las condiciones en el campo produjeran al fin una disminución de la humedad o de la consolidación de la arcilla. Por ejemplo, debajo de una zapata, es probable que ocurra consolidación bajo la carga aplicada y, en consecuencia, es probable que la resistencia aumente con el tiempo. Si se inducen además presiones de poro positivas por los esfuerzos cortantes, se crea otra tendencia más a la consolidación. Por lo tanto, una determinación de la capacidad de carga de la zapata tomando como base las pruebas Q está del lado de la seguridad. Por otra parte, la arcilla situada debajo de una excavación profunda puede tender a expanderse debido a la disminución de esfuerzo producida por la remoción de la sobrecarga. Si la tendencia a la expansión excede a la tendencia a la consolidación, como resultado de las presiones de poro inducidas por los esfuerzos cortantes, el contenido de agua de la arcilla puede aumentar y la resistencia al esfuerzo cortante disminuirá correspondientemente. No es probable que ocurran estas condiciones en el campo, debajo de las excavaciones con profundidades de uno o dos pisos en arcillas normalmente consolidadas o ligeramente

preconsolidadas. Sin embargo, si ocurren, las resistencias al corte deducidas de las pruebas Q, ya no están del lado de la seguridad.

El concepto $\phi = 0$ y el uso de las pruebas Q sería también válido para las arcillas preconsolidadas, si en el campo no hay oportunidad para cambiar la humedad. Sin embargo, las fuertes presiones de poro negativas, asociadas a relaciones de preconsolidación muy altas crean una tendencia en el suelo a expanderse, con lo que se reduce la resistencia. Así, en la mayor parte de los problemas prácticos, el concepto $\phi = 0$ para una arcilla preconsolidada conduce a resultados del lado de la inseguridad. Por lo tanto, excepto para relaciones de preconsolidación tan bajas como posiblemente de 2 a 4, el concepto $\phi = 0$ no debe usarse en arcillas preconsolidadas.

Muchas arcillas duras saturadas contienen redes de grietas capilares o superficies de resbalamiento. La resistencia al esfuerzo cortante de los depósitos de esta clase depende de la influencia de esos defectos. En algunos casos, se ha encontrado que son útiles pruebas triaxiales hechas en especímenes grandes que incluyan un número representativo de tales singularidades, para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de la masa. La presión de cámara usualmente se toma igual a la presión de la sobrecarga que actuaba sobre la muestra cuando estaba en el terreno. Pueden obtenerse datos más seguros por medio de pruebas de carga a gran escala o de excavaciones de prueba en el campo.

Relación c/p. El concepto $\phi = 0$ lleva a un útil corolario. De acuerdo con la ec. 4.5, las resistencias de muestras normalmente consolidadas se definen por la línea de falla:

$$s = \bar{p} \tan \phi_d \qquad 4.5$$

En la fig. 4.10*a*, se muestra un círculo de falla en términos de esfuerzos efectivos para una de una serie de pruebas no drenadas. La presión de cámara bajo la que se consolidaron todas las muestras de la serie es $\bar{p}_3$. El valor de s correspondiente al concepto $\phi = 0$ es el radio c del círculo. Es

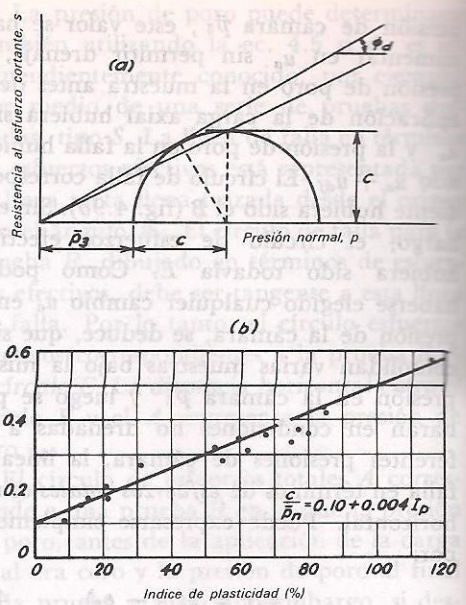


Figura 4.10. *a)* Diagrama de ruptura que ilustra la constancia de la relación $c/\bar{p}_3$ en muestras de arcilla normalmente consolidadas, bajo diferentes presiones de cámara. *b)* Relación entre $c/\bar{p}_n$ y el índice de plasticidad.

evidente que, para muestras de un material dado consolidadas bajo diferentes presiones de confinamiento, la relación $c/\bar{p}_3$ es una constante.

En un depósito natural de suelo sedimentario normalmente consolidado, los esfuerzos de consolidación difieren en las direcciones horizontal y vertical. Esta condición introduce una complicación en la interpretación, pero, sin embargo, nunca se ha encontrado que exista una relación constante entre los valores de c determinados por las pruebas Q, y la presión vertical efectiva de la sobrecarga sobre planos horizontales. A esta relación se le llama $c/\bar{p}_n$ o en forma abreviada, *relación c/p*. Además, se ha encontrado una relación estadística válida entre $c/\bar{p}_n$ y el índice de plasticidad para arcillas sedimentarias normalmente consolidadas (Skempton, 1948; Bjerrum y Simons, 1960). La relación se muestra en la fig. 4.10*b*. Puede determinarse su valor aproximado con la ec.:

$$\frac{c}{\bar{p}_n} = 0.10 + 0.004 I_P \qquad 4.8$$

donde I_P se expresa como porcentaje.

Esta relación es útil cuando menos de dos maneras. Si se sabe que un depósito ha sido normalmente consolidado, los valores de c para los diferentes mantos del depósito pueden estimarse aproximadamente tomando como base las pruebas para determinar los límites de Atterberg en muestras alteradas. Por otra parte, si se han determinado valores de c y de I_P por pruebas, la relación puede usarse para juzgar si el depósito está preconsolidado, y de una manera cualitativa, qué grado de preconsolidación puede tener.

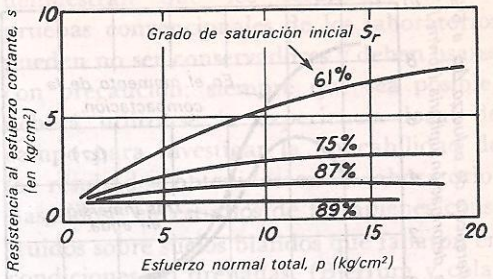


Figura 4.11. Resultados de pruebas Q en muestras parcialmente saturadas de arcilla inorgánica, compactas a pesos volumétricos secos iguales.

4.9. Resistencia al corte de los suelos no saturados

Las relaciones entre el esfuerzo normal efectivo y la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos no saturados, no son demasiado diferentes a las de los suelos saturados. Sin embargo, para la valuación de la resistencia al esfuerzo cortante tomando como base estas relaciones, se requiere conocer la presión de poro, no solamente en el agua contenida en los vacíos, sino también en el aire que ocupa el resto de los mismos. La presión de poro del aire y la presión del agua pueden tener valores muy diferentes, debido a la tensión superficial en las interfases del aire y del agua. Debido a las dificultades existentes para valuar estas presiones, la técnica ordinaria consiste en investigar la resistencia de suelos parcialmente saturados por medio de pruebas triaxiales en las que solamente se miden esfuerzos totales y, en las cuales se trata de que las condiciones en que se hacen las pruebas en el laboratorio sean un duplicado, tan aproximado como sea posible, de las que se prevén en el campo. En muchos casos, las pruebas Q resultan apropiadas. La humedad de cada muestra se mantiene constante. Sin embargo, ocurren cambios volumétricos, debido a la compresión del aire en los vacíos.

En la fig. 4.11 se muestran los resultados típicos de varias series de pruebas Q en muestras de una arcilla inorgánica (CL) (Casagrande y Hirshfeld, 1960). Todas las muestras se compactaron al mismo peso volumétrico seco. La línea de falla para las muestras con bajo grado de saturación inicial es muy curva. Cuando los grados de saturación iniciales aumentan, las resistencias disminuyen. Además, para un grado de saturación inicial dado, los aumentos de presión producen compresión del aire de los vacíos y, también, aumenta la solubilidad del aire en el agua. En consecuencia, el grado de saturación aumenta. En muestras con grados iniciales de saturación elevados, S_r puede llegar a 100 por ciento a una presión comparativamente baja, en la que se satisfagan las condiciones $\phi = 0$ y la línea de falla en términos de esfuerzos totales llega a ser horizontal.

Ordinariamente, un terraplén compactado se tiende con una humedad cercana a la óptima; este valor corresponde a una condición de saturación parcial. La resistencia en el momento de la compactación, depende para un procedimiento de compactación determinado, de la humedad de colocación. Esto se ilustra por los resultados de las pruebas Q en una arcilla limosa (fig. 4.12a), cuya curva de compactación aparece en la fig. 4.12b. Sin embargo, finalmente el terraplén casi se satura o se satura completamente. La resistencia después de la saturación puede diferir mucho de la de construcción, como se muestra en la fig. 4.12a, y se requiere una investigación por medio de pruebas adecuadas hechas en el suelo saturado. Las relaciones representadas en la fig. 4.12, difieren mucho para suelos diferentes, y para los mismos suelos sujetos a diversos procedimientos de compactación (Seed y colaboradores, 1960). También dependen de que el cambio de

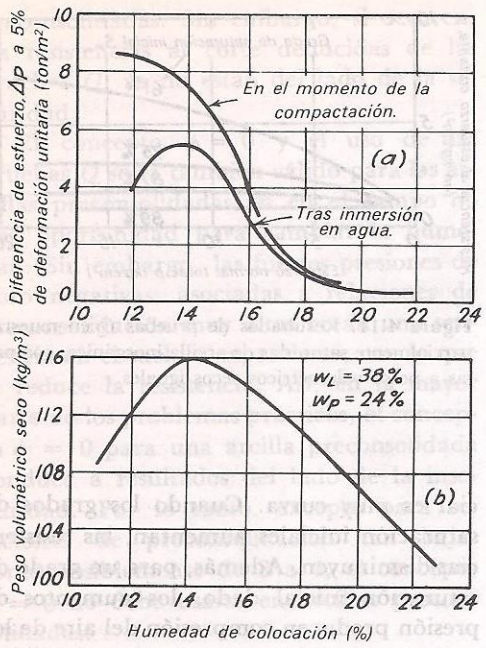


Figura 4.12. *a)* Resultados de pruebas Q en muestras de arcilla limosa compactada, en el momento de la compactación y tras inmersión en agua. *b)* Curva de compactación proctor estándar del material.

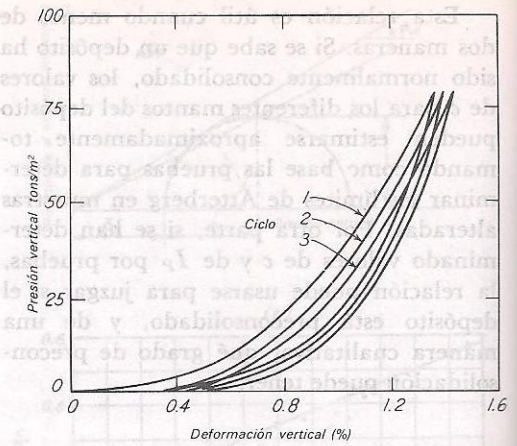


Figura 4.13. Relación entre esfuerzo y deformación vertical para arena moderadamente compacta, confinada, gruesa, uniforme, sujeta a cargas verticales repetidas (según Rendron, 1963).

humedad ocurra con o sin cambio de volumen.

4.10. Efectos de las cargas repetidas y del tiempo

Cargas repetidas. La aplicación y supresión repetida de esfuerzos verticales en una muestra de arena confinada lateralmente, en condiciones drenadas, conduce a un diagrama esfuerzo-deformación como el mostrado en la fig. 4.13. La deformación total aumenta con cada aplicación de la carga, pero las magnitudes de los aumentos van siendo sucesivamente menores.

Sin embargo, en las condiciones drenadas cada aplicación de la carga se acompaña de un aumento en la presión de poro. Al acumularse la presión de poro, los esfuerzos efectivos producidos por la carga aplicada, disminuyen y la resistencia de la muestra también disminuye. Si la muestra está inicialmente suelta, la resistencia puede reducirse a cero, cuando menos localmente, en la vecindad de las concentraciones de esfuerzo. La arena puede entonces fluir y se dice que presenta *movilidad cíclica* (Casagrande, 1971).

Flujo plástico (*Creep*). Si el esfuerzo cortante que actúa en una muestra de arcilla inalterada es menor que un valor conocido como *resistencia al creep*, la arcilla se deforma casi instantáneamente al aplicarle los esfuerzos y de allí en adelante no sufre ulterior deformación. Por otra parte, si se excede la resistencia al creep, la arcilla se deforma continuamente bajo un esfuerzo cortante constante. La rapidez de deformación aumenta al aumentar los valores del esfuerzo cortante, como se muestra en la fig. 4.14 para una arcilla remoldeada (Hvorslev, 1937).

Velocidad de aplicación de la carga. En las pruebas con que se determinan los valores de la resistencia al esfuerzo cortante, la diferencia de esfuerzo que produce la falla se alcanza usualmente en unos cuantos minutos o, cuando más en unas cuantas horas; en algunas pruebas drenadas pueden requerirse algunos días. Durante muchas operaciones de construcción en el campo, la rapidez con que aumentan los esfuerzos cortantes es mucho menor. Por lo tanto, la influencia de la velocidad de aplicación de

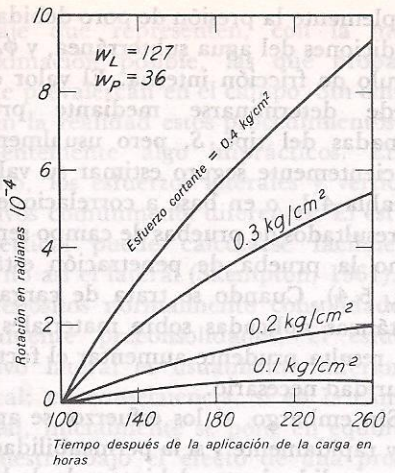


Figura 4.14. Relación entre la deformación angular y en, el tiempo en pruebas de esfuerzo cortante realizadas en especímenes drenados de arcilla plástica remoldeada, sin consolidar, (según Hvorslev, 1937).

la carga en la resistencia al corte tiene importancia práctica.

En el laboratorio se han hecho investigaciones sobre la resistencia al esfuerzo cortante de muestras no drenadas, aplicando la carga muy lentamente. En general, en las arenas no pudo notarse influencia alguna de esta disminución de rapidez. Sin embargo, varias arcillas y lutitas arcillosas, mostraron reducciones apreciables de resistencia al disminuir la velocidad de aplicación de la carga (fig. 4.15). Estos descubrimientos (Casagrande y Wilson, 1951) demuestran que los resultados de las pruebas convencionales de los laboratorios pueden no ser conservadores y deben usarse con precaución; siempre que sea posible, deberá utilizarse la experiencia local de campo para investigar la aplicabilidad de los resultados obtenidos en el laboratorio. Basándose en estudios de terraplenes construidos sobre suelos blandos que fallaron en condiciones no drenadas, (Bjerrum y colaboradores, 1972) dedujeron que debe aplicarse un factor de reducción C_r a los resultados de las pruebas no drenadas hechas en el laboratorio, así como en las pruebas efectuadas con veleta en el campo, sobre arcillas muy plásticas. El valor del factor puede obtenerse aproximadamente por la ecuación:

$$C_r = 1.0 - 0.5 \log (I_P/20) \quad (I_P \geqslant 20) \quad 4.9$$

En muchos problemas prácticos, la consolidación ocurre simultáneamente al aumento de carga, y el aumento correspondiente de resistencia puede más que compensar la disminución asociada a la lentitud de la aplicación de la carga.

Cuando la rapidez de la aplicación de la carga es muy grande, y llega a ser de unos cuantos milésimos de segundo a la falla, la resistencia no drenada en algunos suelos parece aumentar, posiblemente tanto como 100 por ciento. Sin embargo, es probable que gran parte del aumento observado se deba a presiones negativas de poro, mismas que provienen de ciertas peculiaridades del

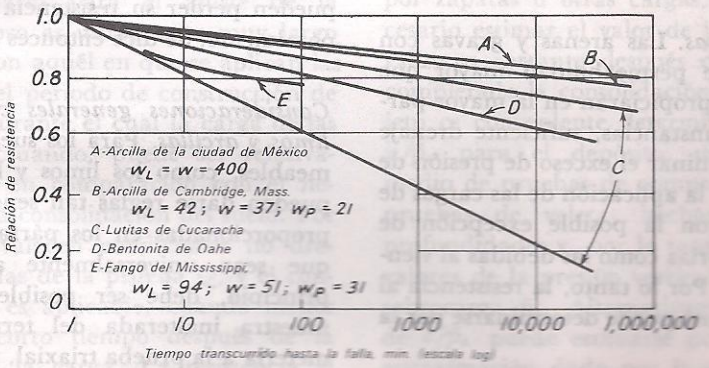


Figura 4.15. Resistencia no drenada de suelos arcillosos que llegan a la falla en tiempos diferentes, comparada con la resistencia cuando las pruebas se ejecutan en 1 min (según Casagrande y Wilson, 1951).

aparato triaxial, y parece una imprudencia depender de estos aumentos de resistencia hasta que se adquieran conocimientos mayores sobre el fenómeno.

4.11. Selección de procedimientos de prueba para determinar la resistencia al corte de los suelos en la práctica

Introducción. De acuerdo con los artículos anteriores, es evidente que la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo depende principalmente de la presión de poro existente en el momento de la falla. Las presiones de poro pueden deberse a los esfuerzos a que se sujeta el suelo o a los cambios volumétricos que tienen lugar durante los procesos de corte. Por otra parte, el exceso de presión en los poros tiende a disiparse con la expulsión del agua. La rapidez a la que puede disiparse, y por lo tanto, la resistencia al corte que puede desarrollarse en el campo, depende en gran parte de la permeabilidad y de las dimensiones de la masa de suelo influida por los esfuerzos cortantes. Dependen también de la rapidez con la que se aplican los esfuerzos; un cambio muy lento en el esfuerzo aplicado a una masa de suelo de baja permeabilidad puede no producir presiones en los poros mayores que un esfuerzo rápidamente aplicado en un suelo muy permeable. Estas consideraciones constituyen una base para estimar la resistencia al corte en los problemas prácticos, o para elegir procedimientos de prueba apropiados a dichos problemas.

Arenas y gravas. Las arenas y gravas con coeficientes de permeabilidad mayor que 10^{-4} cm/seg, propiciarán en la mayor parte de las circunstancias, suficiente drenaje como para eliminar el exceso de presión de poro debido a la aplicación de las cargas de las zapatas, con la posible excepción de cargas transitorias como las debidas al viento o al sismo. Por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante puede determinarse por la ecuación:

$$s = (p - u) \tan \phi_d \qquad 4.10$$

en la que p representa la presión normal total asociada a las cargas aplicadas, u es simplemente la presión de poro debida a las condiciones del agua subterránea, y ϕ_d es el ángulo de fricción interna. El valor de ϕ_d puede determinarse mediante pruebas drenadas del tipo *S*, pero usualmente es suficientemente seguro estimar su valor en la tabla 4.1, o en base a correlaciones con los resultados de pruebas de campo sencillas como la prueba de penetración estándar (art. 5.4). Cuando se trata de cargas instantáneas aplicadas sobre materiales sueltos, resulta prudente aumentar el factor de seguridad necesario.

Sin embargo, si los esfuerzos se aplican muy rápidamente y si la permeabilidad está comprendida dentro del intervalo de 10^{-3} a 10^{-4} cm/seg, y especialmente, si la masa de arena tiene grandes dimensiones, el esfuerzo puede inducir presiones de poro que no puedan disiparse con suficiente rapidez para mantener la resistencia al esfuerzo cortante correspondiente a la ec. 4.10. Si la arena es compacta, su resistencia puede aumentar temporalmente; entonces es una política conservadora usar el valor obtenido en la prueba *S*. Sin embargo, si está suelta, su resistencia puede reducirse temporalmente al valor de la prueba *R*. Puede realizarse una serie de pruebas *R* con presiones de cámara crecientes en muestras de arena cuya compacidad relativa reproduzca las condiciones del campo. La envolvente a los círculos de falla, en términos de esfuerzos totales, permite establecer la resistencia al esfuerzo cortante. Si se sujetan depósitos completamente sueltos de estos materiales a sacudidas bruscas o a sismos, pueden perder su resistencia al corte temporalmente. Se dice entonces que se *licúan*.

Consideraciones generales con respecto a limos y arcillas. Para los suelos menos permeables, como los limos y las arcillas, no pueden darse reglas tan sencillas como las proporcionadas en los párrafos anteriores, que sean universalmente aplicables. En principio, debe ser posible obtener una muestra inalterada del terreno para someterla a la prueba triaxial, reproducir por medio de la presión de la cámara el estado original de esfuerzo efectivo que existía en el terreno, y luego incrementar el esfuerzo vertical bajo las condiciones de carga y

drenaje que representen, con la mayor aproximación posible, las que probablemente prevalezcan en el campo. Sin embargo, *en la realidad estos procedimientos son frecuentemente algo imprácticos.* En el terreno, los esfuerzos laterales y verticales efectivos comúnmente diferentes. El esfuerzo vertical puede calcularse fácilmente, pero no así el lateral (Skempton, 1961). En los depósitos normalmente consolidados o ligeramente preconsolidados, el esfuerzo efectivo lateral es usualmente inferior al vertical; en consecuencia, si en la cámara triaxial, inicialmente se pone en equilibrio la muestra bajo el efecto de una presión confinante p_3 igual a la presión vertical efectiva en el terreno, la muestra se consolida y su resistencia llegará a ser mayor que la del depósito que representa. La alteración que inevitablemente sufre la muestra al extraerla también conduce a consolidación bajo la presión de cámara y a una alteración de la resistencia del suelo. Por lo tanto, aunque las pruebas triaxiales pueden dar una información valiosa con respecto a la resistencia al esfuerzo cortante de esos suelos, es necesario para su mejor utilización, razonar cuidadosamente para interpretar los resultados.

Suelos saturados de baja permeabilidad. Afortunadamente, la resistencia al corte puede determinarse en muchos problemas prácticos sin recurrir a las pruebas triaxiales. Para los suelos saturados o casi saturados que tengan coeficientes de permeabilidad menores que 10^{-6} cm/seg, el tiempo necesario para el ajuste de la presión de poro es usualmente muy largo comparado con aquél en que se aplican las cargas. Aun el periodo de construcción de un edificio, durante el cual la carga de las zapatas va actuando, puede ser relativamente corto, en comparación con el necesario para la consolidación del suelo. Por lo tanto, prevalecen condiciones no drenadas, o sea las de la prueba Q, y el concepto $\phi = 0$ es aplicable, cuando menos durante un corto tiempo después de la aplicación de la carga. La resistencia al corte se determina fácilmente como la mitad de la resistencia a la compresión simple de muestras inalteradas. Alternativamente, pueden efectuarse pruebas en el lugar por medio de la veleta (art. 5.4). En cualquier caso, el análisis debe hacerse en función de esfuerzos totales (art. 4.8). Algunas arcillas ligeramente fisuradas tienden a separarse a lo largo de las fisuras cuando se prueban sin confinamiento; bajo estas circunstancias puede ser conveniente ejecutar pruebas triaxiales Q con una presión de cámara p_3, aproximadamente igual a la presión efectiva de la sobrecarga en el lugar, pero no debe permitirse consolidación bajo la presión de cámara.

Si el cambio de esfuerzo debido a la construcción o a la carga va a producir finalmente consolidación, utilizar la prueba de compresión simple o sus equivalentes proporcionará resultados conservadores; con el tiempo, la resistencia al esfuerzo cortante puede exceder mucho el valor inmediato. Por otra parte, si el cambio de esfuerzo produce a fin de cuentas expansión, la resistencia al esfuerzo cortante puede disminuir con el tiempo; el uso de pruebas de compresión simple o de pruebas triaxiales Q puede dar resultados satisfactorios para el periodo de construcción e inmediatamente después, pero con el transcurso del tiempo, los resultados se hacen menos conservadores. Por lo tanto, para evaluar la estabilidad a largo plazo de los taludes en los cortes en arcillas duras, las pruebas Q no son adecuadas.

Si es probable que un depósito normalmente consolidado vaya a consolidarse, por ejemplo bajo el peso de un relleno, y luego vaya a quedar sujeto a esfuerzos cortantes por zapatas u otras cargas, puede ser necesario estimar el valor de la resistencia al esfuerzo cortante después de que se haya completado la consolidación. Para este objeto es conveniente determinar la relación $c/\bar{p}_n$ para el depósito, usualmente por medio de pruebas de compresión simple, o pruebas de veleta, hechas a diferentes profundidades y, por lo tanto, a diferentes valores de la presión vertical efectiva de la sobrecarga $\bar{p}_n$. Alternativamente, el valor de $c/\bar{p}_n$ puede estimarse por medio de la aproximación dada por la ec. 4.8. Luego puede calcularse la resistencia al corte no drenada, necesaria, c, para el esfuerzo efectivo al que se llegará después de la consolidación del depósito.

Arcillas preconsolidadas. Las arcillas fuertemente preconsolidadas (con relaciones de preconsolidación mayores que 6) y con índices de plasticidad mayores que 40 requieren un estudio especial. Estos materiales casi siempre tienen juntas y superficies de resbalamiento; la presencia de estos defectos puede controlar la resistencia de todo el depósito. La excavación produce frecuentemente deformaciones suficientes para inducir expansión y degradación de los materiales; aun las pequeñas deformaciones por cortante, producidas por el aumento de esfuerzos pueden abrir las juntas y superficies de resbalamiento y causar reblandecimiento. Por lo tanto, no son aplicables las condiciones drenadas que corresponden a una prueba Q. Aunque en la prueba triaxial puede permitirse que la muestra se expanda en la cámara, bajo las condiciones de esfuerzo que se prevén para el campo, y puede después sujetarse a la misma a diferencias de esfuerzo en condiciones de drenaje que representen también a las de campo, los resultados no pueden más que proporcionar normas de juicio, porque el comportamiento de estos materiales en el laboratorio y en el campo, difiere por razones que todavía no se comprenden bien. Los materiales duros menos plásticos (índice de plasticidad inferior a 40) se comportan en forma más predecible y los resultados de las pruebas triaxiales pueden usarse con bastante confianza.

Suelos saturados de permeabilidad intermedia. La resistencia al esfuerzo cortante de suelos saturados de permeabilidad intermedia (k entre 10^{-4} y 10^{-6} cm/seg), es difícil de valuar porque sus condiciones no corresponden del todo ni a la drenada ni a la no drenada. En muchos casos, es antieconómico o impráctico efectuar los estudios necesarios para aprovechar la disminución de la presión de poro resultante de la consolidación y del drenaje; bajo estas circunstancias, las pruebas triaxiales Q dan valores conservadores de la resistencia. No es confiable que las pruebas de compresión simple resulten adecuadas, porque los esfuerzos capilares pueden tener una influencia considerable en los resultados. En algunos casos, es posible medir las presiones de poro en el campo mientras se están aplicando los esfuerzos de las cargas, y restringir su velocidad de aplicación, para mantener la resistencia en los valores deseados o por encima de ellos.

Suelos parcialmente saturados. La determinación práctica de la resistencia al corte de los suelos parcialmente saturados depende principalmente de que el suelo sea grueso o fino. Para gravas y arenas (con granos de un tamaño mayor que 0.06 mm), la cohesión aparente debida a capilaridad usualmente se desprecia para las construcciones permanentes, y se determinan valores de ϕ_d utilizando pruebas triaxiales drenadas, o información como la mostrada en la tabla 4.1. Para suelos con granos de menor tamaño, resulta conveniente una serie de pruebas triaxiales Q, en las que las muestras se sujetan, sin drenaje, a diferentes presiones de cámara p_3 y luego, también sin drenaje, al incremento de esfuerzo vertical Δp. La relación que resulta (representada por la fig. 4.11) se usa con los valores estimados de la presión total y el grado de saturación previsto para el campo.

Si es probable que los suelos parcialmente saturados lleguen a inundarse o a sumergirse, la resistencia también debe valuarse como para los suelos saturados.

4.12. Resistencia y deformabilidad de las rocas

La resistencia a la compresión simple del concreto usado para la construcción de la mayor parte de las zapatas y las pilas varía de 170 a 350 kg/cm . Los especímenes de la mayor parte de las rocas intactas, excepto algunas lutitas laminares débiles, presentan resistencias que superan en mucho estos valores, como se muestra en la tabla 4.2. El módulo tangente inicial del concreto usado en las cimentaciones probablemente varíe entre 175,000 a 350,000 kg/cm^2. De acuerdo con la tabla 4.2, es probable que el módulo de las rocas intactas exceda estos valores por un gran margen. Por lo tanto, los lechos de roca sana intacta, usualmente son más que adecuados para soportar las cimentaciones ordinarias.

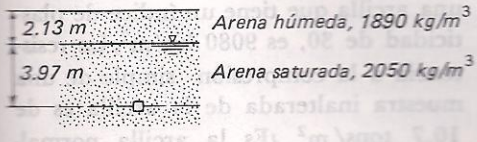
Desafortunadamente, la mayor parte de las masas de roca no están intactas; además, sus porciones superiores están usualmente meteorizadas. En consecuencia, los valores que figuran en la tabla 4.2, u otros semejantes determinados probando muestras intactas de un lugar específico, rara vez son representativos o útiles en conexión con el proyecto de una cimentación particular sobre roca. Juntas, superficies entre estratos, zonas de corte, y aun fallas, pueden encontrarse debajo del lugar que se destina para una construcción. La meteorización usualmente penetra en la roca aprovechando estos defectos; en consecuencia, el grado de meteorización puede variar radicalmente de una porción de un manto de roca a otra. La roca meteorizada frecuentemente puede investigarse con las técnicas que se emplean para los suelos.

La presencia de detalles geológicos como cavernas, juntas abiertas, zonas alteradas, y zonas de intensa meteorización pueden determinar el comportamiento de toda la cimentación, especialmente si se aplican cargas de gran intensidad a la roca con pocas pilas o pilotes. Las propiedades de las zonas defectuosas, en contraste con las de la roca sana, pueden requerir una investigación detallada.

PROBLEMA ILUSTRATIVO

Calcular la resistencia al esfuerzo cortante contra deslizamiento a lo largo de un plano horizontal, a una profundidad de 6.10 m en el depósito de arena mostrado en la figura que se acompaña.

Supóngase que la arena puede drenar libremente y que ϕ_d para la arena húmeda es de 32°.



Solución. El esfuerzo total p a la profundidad de 6.10 m es:

$$2.13 \times 1890 = 4{,}026 \text{ k/m}^2$$
$$3.97 \times 2050 = 8{,}138 \text{ k/m}^2$$
$$p = 12{,}164 \text{ k/m}^2$$

El esfuerzo neutral es:

$$u = 3.97 \times 1{,}000 = 3{,}970 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto, de la ec. 4.9:

$$s = (p - u) \tan \phi_\alpha = (12{,}164 - 3{,}970) \tan 32°$$
$$= 5{,}120 \text{ kg/m}^2$$

PROBLEMAS

1. Se cree que la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo bajo ciertas condiciones en el campo estará gobernada por la ec. 4.2, con c = 1.95 ton/m² y $\phi = 22°$. ¿Qué presión lateral mínima sería necesaria para evitar la falla del suelo en un punto dado, si la presión vertical fuera 44 tons/m²?
   Resp. 17 tons/m²
2. Se probó una muestra de arena seca en un aparato de corte directo bajo una presión vertical de 1.4 kg/cm² en el plano horizontal de corte. La falla ocurrió a un esfuerzo cortante de 1.0 kg/cm². Calcular el ángulo de fricción interna de la arena.
   Resp. 35°
3. La arena en un depósito natural profundo tiene un ángulo de fricción interna de 40° cuando está seca, un peso volumétrico seco de 1760 kg/m³ y un peso volumétrico saturado de 2100 kg/m³. Si el nivel freático está a una profundidad de 6.0 m,. ¿cuál es la resistencia al esfuerzo cortante del material a la profundidad de 3.0 m?
   Resp. 4.5 ton/m²
4. Calcular la resistencia al esfuerzo cortante bajo las condiciones especificadas en el prob. 3, si el nivel freático está en la superficie del terreno.
   Resp. 2.8 ton/m²
5. En una prueba triaxial drenada en una arena densa, la presión confinante fue de 14.5 tons/m² y la presión vertical añadida para producir la falla fue de 53 tons/m². Calcular el ángulo de fricción interna ϕ y el ángulo de inclinación α del plano de falla, en la suposición de que la ec. 4.2 es válida.
   Resp. 40°, 65°.

Tabla 4.2 Propiedades Físicas de las Rocas[a] Sanas Intactas

Tipo de Roca	Resistencia a la Compresión	Módulo Tangente[b]
	$kg/cm^2 \times 10^2$	$kg/cm^2 \times 10^4$
Basalto, Pullman, Wash.	23.2	77.4
Basalto, Arlington, Ore	35.9	112.5
Diabasa, West Nyack, N. Y.	24.6	98.4
Diabasa, Culpeper, Va.	33	84.4
Dolomita (Oneota)	9.1	48.5
Dolomita (Lockport)	9.1	19.7
Dolomita (Bonne Terre)	15.5	68.9
Gneiss, Orofino, Idaho	16.9	28.1
Granito, Pikes Peak	9.1-32.2	19-59.1
Granito, Barre, Vt.	19.7	44.3
Caliza (Bedford)	5.2	27.4
Caliza (Solenhofen)	25.3	65.4
Mármol, W. Rutland, Vt.	6.6	47.8
Cuarcita, Baraboo, Wis.	32.3	70.3
Arenisca (Berea)	7.73	7
Arenisca (Crab Orchard)	21.8	23.9
Arenisca (Navajo)	4.43	9.8
Lomonita, Hackensack, N. J.	12.7	30.9
Toba, Mercury, Nev.	2.46	5.6

Nota: Los valores para las masas de roca en la naturaleza siempre son menores.

[a]Según R. P. Miller, 1965.

[b]De pruebas de compresión simple con esfuerzos de aproximadamente 7 kg/cm^2

6. En una prueba triaxial en una muestra saturada de arena compacta, la muestra se consolidó bajo una presión de confinamiento de 14.6 $tons/m^2$ De allí en adelante se evitó el drenaje. Durante la adición de la carga vertical se midió la presión de poro en la muestra. En el instante de la falla era igual a 11.7 $tons/m^2$. En ese momento, la presión vertical añadida fue de 14.2 $tons/m^2$. ¿Cuál es el valor de ϕ para la arena?.
   Resp. 45°.
7. En una prueba triaxial no drenada en una muestra de arcilla saturada, la presión de confinamiento se mantuvo en 9.8 $tons/m^2$. La resistencia a la compresión simple de la arcilla es de 35.4 $tons/m^2$. ¿A qué carga vertical, en exceso de la presión de confinamiento debe fallar la muestra?
   Resp. 35.4 $tons/m^2$.
8. Una arcilla normalmente consolidada está sometida a una presión vertical efectiva de 11.7 $tons/m^2$ Su índice de plasticidad es 45. ¿Cuál es aproximadamente su resistencia no drenada, *c*?
   Res. 3.3 $tons/m^2$
9. La presión efectiva de sobrecarga en una arcilla que tiene un índice de plasticidad de 30, es 9080 kg/m^2. La resistencia a la compresión simple de una muestra inalterada de la arcilla es de 10.7 $tons/m^2$. ¿Es la arcilla normalmente consolidada?
   Resp. No. La resistencia a la compresión simple sería solamente de 4 $tons/m^2$ si la arcilla hubiera estado normalmente consolidada.

LECTURAS RECOMENDADAS

La obra mas familiar sobre las pruebas triaxiales es la de A.W. Bishop y D. J. Henkel (1962) *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test,* 2a. Ed., Londres, Edward Arnold, 228 págs.

La resistencia al esfuerzo cortante en los suelos, a pesar de las muchas investigaciones efectuadas, sigue siendo un tema complejo y controvertido; la gran cantidad de literatura es confusa, aun para el especialista. Un paso de importancia para aclarar conceptos fue dado por la ASCE cuando, en 1960, convocó a una Conferencia sobre investigación de la resistencia al corte en los suelos cohesivos en Boulder, Colorado. Las Memorias de la conferencia siguen siendo una valiosa fuente de información. Posiblemente el artículo que tuvo mayor influencia desde el punto de vista práctico es el de A. W. Bishop y L. Bjerrum (1960), "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems" págs. 437-501. Estudia las circunstancias en las que resultan adecuadas las pruebas drenadas y las no drenadas, el uso de los análisis con base en esfuerzos efectivo y totales, y las limitaciones de ambos. Una guía autorizada para los problemas fundamentales es la contenida en el artículo de M. J. Hvorslev (1960), "Physical Components of the Shear Strength of Satured Clays" págs. 169-173. En ambos artículos se incluye una extensa bibliografía. Al final del cap. 6 se da una lista de referencias relativas a las características de esfuerzo-deformación y resistencia de varios tipos de depósitos naturales.



M. Juul Hvorslev (1895-)

Es la máxima autoridad sobre métodos de exploración y muestreo de suelos en las obras de ingeniería. Su informe sobre este tema, preparado después de más de diez años de intensa y meticulosa investigación, es una contribución extremadamente valiosa a la literatura sobre la ingenieria de cimentaciones. Sus estudios pioneros sobre la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas hicieron avanzar en forma notable el conocimiento en este aspecto de la mecánica de suelos.

LAMINA 5

CAPITULO 5

Técnicas para la investigación en el subsuelo

5.1 Métodos de exploración

Para que el ingeniero pueda proyectar una cimentación inteligentemente, debe tener un conocimiento razonable de las propiedades físicas y disposición de los materiales del subsuelo. A las operaciones de campo y de laboratorio necesarias para obtener esta información esencial se les llama *exploración del suelo* o *programa de exploración*. Debido a lo complejo de los depósitos naturales, ningún método de exploración es el mejor para todos los casos.

El método que más se adapta a una variedad de condiciones consiste en hacer sondeos en el terreno y extraer muestras para su identificación y, en algunos casos, para hacerles pruebas. Para sondear, comúnmente se usan varios métodos. De la misma manera, se dispone de una variedad de métodos de muestreo. La elección depende de la naturaleza del material y del objeto del programa de exploración. Como el método para perforar no determina necesariamente el método de muestreo, las descripciones de los procedimientos para ambas operaciones se estudian en artículos separados.

Después de que se han conocido mediante sondeos preliminares las características generales de los materiales del subsuelo, puede ser adecuado un programa más extenso de sondeo y muestreo. O puede resultar más efectivo investigar la consistencia o la compacidad relativa de las partes más débiles del depósito, por medio de pruebas de penetración u otros métodos directos que no requieren muestreo. El procedimiento específico debe elegirse tomando en consideración el carácter del depósito de suelo y el tipo de información necesaria para proyecto o construcción.

Pueden usarse otros procedimientos menos comunes en condiciones convenientes. Por ejemplo, el carácter del subsuelo se investiga ocasionalmente por inspección directa de los materiales que aparecen en las paredes de los pozos a cielo abierto, tiros, o túneles. En algunos casos, se ejecutan pruebas de carga en el fondo de los pozos a cielo abierto. Cuando se necesita información general respecto a la localización de fronteras con materiales firmes, tal como sería el caso de la frontera entre mantos de roca y depósitos más blandos sobreyacentes, pueden usarse algunas veces con ventaja los métodos geofísicos.

En los siguientes artículos se estudian con mayor detalle los diferentes procedimientos para la exploración de suelos.

5.2 Sondeos

Sondeos hechos con barrenas. La herramienta más sencilla para hacer un sondeo en el terreno es la barrena. En la fig. 5.1, se ilustran dos variedades de barrenas de mano. Aunque pueden hacerse sondeos con barrenas de mano a profundidades mayores 30 m, añadiendo tramos sucesivos al vástago de la barrena, se usan más comúnmente en conexión con las investigaciones en suelos para ferrocarriles, carreteras o para la construcción de aeropuertos, donde es usualmente innecesario explorar a profundidades mayores de aproximada-

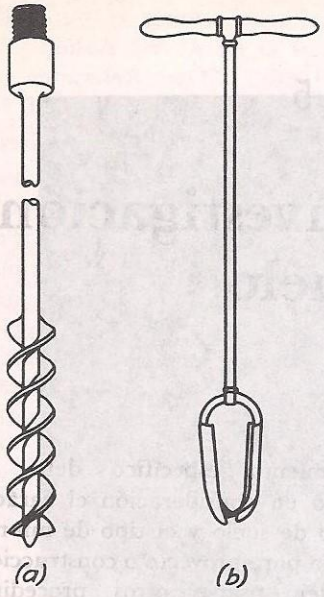


Figura 5.1. Barrenas de mano. *a)* Helicoidal. *b)* Posteadora.

mente 4 m. Además, hay barrenas portátiles impulsadas mecánicamente, en diámetros que varían de 7.5 a 30.5 cm o más. Estas se usan con frecuencia para hacer agujeros más profundos en suelos que tengan suficiente cohesión que evite que se derrumben las paredes al extraer el material. También se usan mucho máquinas perforadoras del tipo de barrena y de cubeta montadas en camiones, para la perforación de sondeos grandes para inspección. Estas máquinas se describen en el art. 5.5.

Si las paredes del sondeo no se sostienen solas, puede evitarse el derrumbamiento utilizando un tubo llamado *ademe*. El ademe se hinca una corta distancia en el terreno y se limpia con la barrena. Luego se van añadiendo tramos de ademe, se vuelven a hincar, y nuevamente se limpia. El ademe rara vez se usa con las barrenas de mano, y su uso es incómodo en las barrenas de propulsión mecánica debido a que la barrena debe sacarse mientras se hinca el ademe. Por lo tanto, las barrenas no se usan comúnmente en materiales que requieren soporte lateral. Una excepción es la barrena de vástago hueco, que funciona como su propio ademe, como se describe en seguida.

Perforación con lavado. Un procedimiento sencillo para hacer sondeos relativamente profundos en los depósitos de suelo es el lavado. En la fig. 5.2, se muestra la forma más rudimentaria del equipo necesario.

Se comienza la perforación hincando un tramo de ademe, con diámetro de 5 a 10 cm, a una profundidad de 1.50 a 3.0 m. Luego se limpia el ademe utilizando una broca de trépano sujeta al extremo inferior de un tubo de lavado que se introduce en el ademe. Se inyecta agua en el tubo de lavado, misma que sale a elevada velocidad por el pequeño agujero de la broca. Luego, el agua sube arrastrando fragmentos de suelo, a través del espacio anular entre el ademe y el tubo de lavado. Derrama en el extremo superior del ademe a través de una conexión en T en una cubeta, de la cual se bombea nuevamente, a través de una manguera al tubo de lavado. La conexión entre la manguera del agua y el tubo de lavado se hace por medio de una cabeza giratoria, de manera que el tubo de lavado y el trépano puedan hacerse girar al subir y bajar en el suelo en el fondo del agujero. Esto facilita el corte. Se alarga el tubo de lavado y se

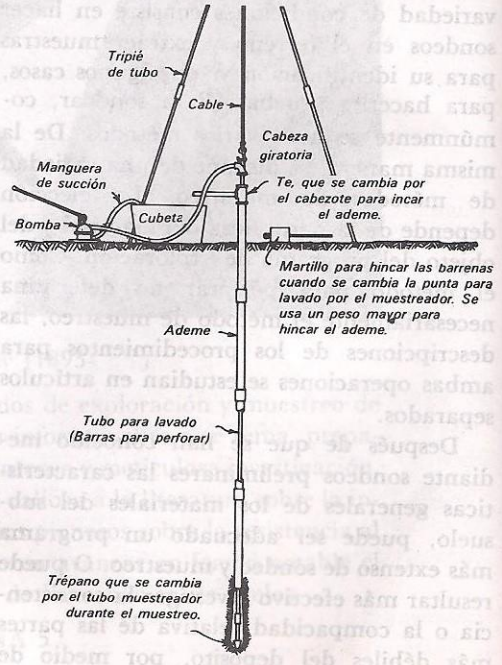


Figura 5.2. Aparato para hacer sondeos por lavado (según Mohr, 1943).

hinca otro tramo de ademe conforme avanza la perforación. Sin embargo, si el material se sostiene sin derrumbarse, no es necesario prolongar el ademe más de 3 o 4.5 m abajo de la superficie del terreno.

Aunque este procedimiento ha sido reemplazado en gran parte por el uso de máquinas perforadoras montadas en camiones, permite penetrar en todos los suelos, menos en los estratos más resistentes. Como el equipo es sencillo y ligero, puede usarse en sitios relativamente inaccesibles, a los que no pueden llegar los caminos grandes y pesados.

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. De esta manera, no se trata de que la barrena funcione como muestreador, sino que se usa para avanzar y ademar el agujero simultáneamente. Se usa

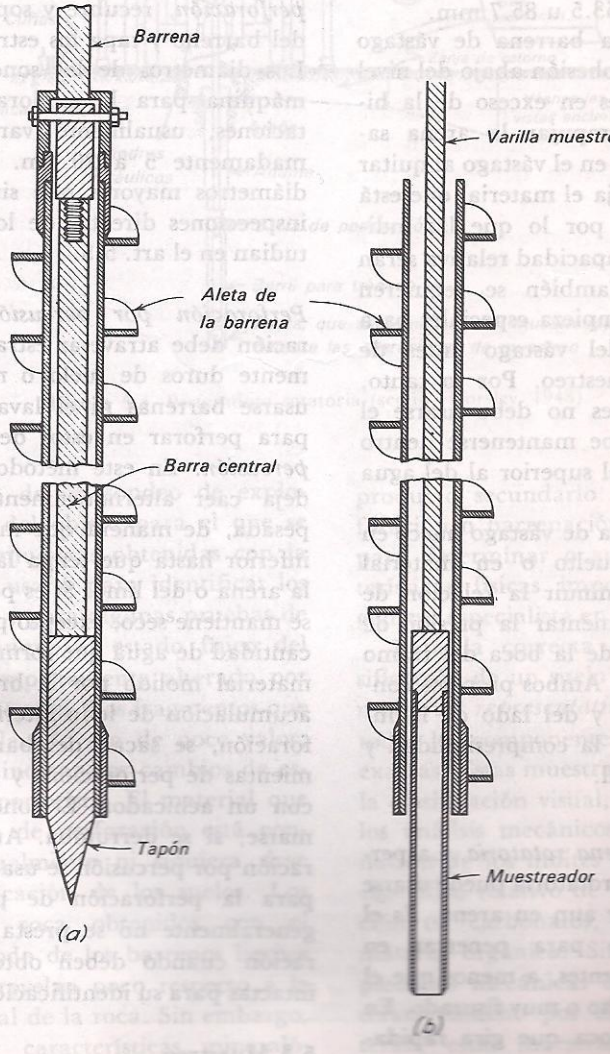


Figura 5.3. Barrena de vástago hueco. *a)* Barrena ciega para avanzar. *b)* Barrena después de haber quitado el tapón y de insertar el muestreador.

un tapón que puede quitarse, unido a una barra central, para tapar la entrada del suelo en el vástago hasta que se ha llegado a la profundidad de muestreo necesaria. Luego se sacan el tapón y la barra central, y se introducen el muestreador y su varilla (fig. 5.3). En los suelos cohesivos se usa frecuentemente la barrena de vástago hueco sin tapón, ya que estos materiales penetrarán en la boca del tramo de barrena más bajo, solamente 5 o 10 cm, antes de formar su propio tapón. Luego puede hincarse el muestreador o hacerse penetrar por lavado a través del tapón de tierra en el material inalterado. Las barrenas que se usan con más frecuencia son las de diámetros interiores de 63.5 u 85.7 mm.

Cuando se usa la barrena de vástago hueco en suelos sin cohesión abajo del nivel freático, las presiones en exceso de la hidrostática pueden empujar la arena saturada, varios metros en el vástago al quitar el tapón, lo que afloja el material que está debajo del vástago, por lo que las indicaciones sobre su compacidad relativa serán demasiado bajas. También se requieren procedimientos de limpieza especiales para lavar el material del vástago antes de proseguir con el muestreo. Por lo tanto, bajo estas condiciones no debe usarse el tapón, y el agua debe mantenerse dentro del vástago a un nivel superior al del agua freática.

Si se usa la barrena de vástago hueco en depósitos de limo suelto o en material granular, puede disminuir la relación de vacíos natural, y aumentar la presión de confinamiento cerca de la boca del tramo de barrena más bajo. Ambos procesos conducen a ideas falsas y del lado de la inseguridad, respecto a la compresibilidad y resistencia del material.

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. Las partículas las saca el agua en circulación o el líquido de perforación que se use, de una manera semejante a la de los sondeos por lavado. Para obtener una muestra, se quita la broca y se reemplaza por un muestreador (art. 5.3). En la fig. 5.4, se muestra un croquis de una perforadora rotatoria.

En la exploración del subsuelo con perforadoras rotatorias, el ademe es usualmente innecesario, excepto cerca de la superficie del terreno. El colapso de la perforación se evita normalmente, empleando líquido para perforación, que consiste en una papilla de arcilla y agua a la cual se añade frecuentemente bentonita. Esta papilla, conocida con el nombre de *lodo de perforación,* recubre y soporta las paredes del barreno y tapa los estratos permeables. Los diámetros de los sondeos hechos con máquina para la exploración de cimentaciones, usualmente varían de aproximadamente 5 a 20 cm. Los sondeos de diámetros mayores que sirven para hacer inspecciones directas de los estratos se estudian en el art. 5.5.

Perforación por percusión. Si la perforación debe atravesar estratos excepcionalmente duros de suelo o roca, no pueden usarse barrenas ni el lavado. Un método para perforar en estos depósitos es el de *percusión.* En este método se levanta y se deja caer alternativamente una barrena pesada, de manera que muela el material inferior hasta que tenga la consistencia de la arena o del limo. Si es posible, el sondeo se mantiene seco, excepto por una pequeña cantidad de agua que forma un lodo con el material molido por la broca. Cuando la acumulación de lodo interfiere con la perforación, se sacan del barreno las herramientas de perforación, y el lodo se retira con un achicador. 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.

5.3 Muestreo

Tipos de muestras y herramientas para muestrear suelos. La clase de muestras que

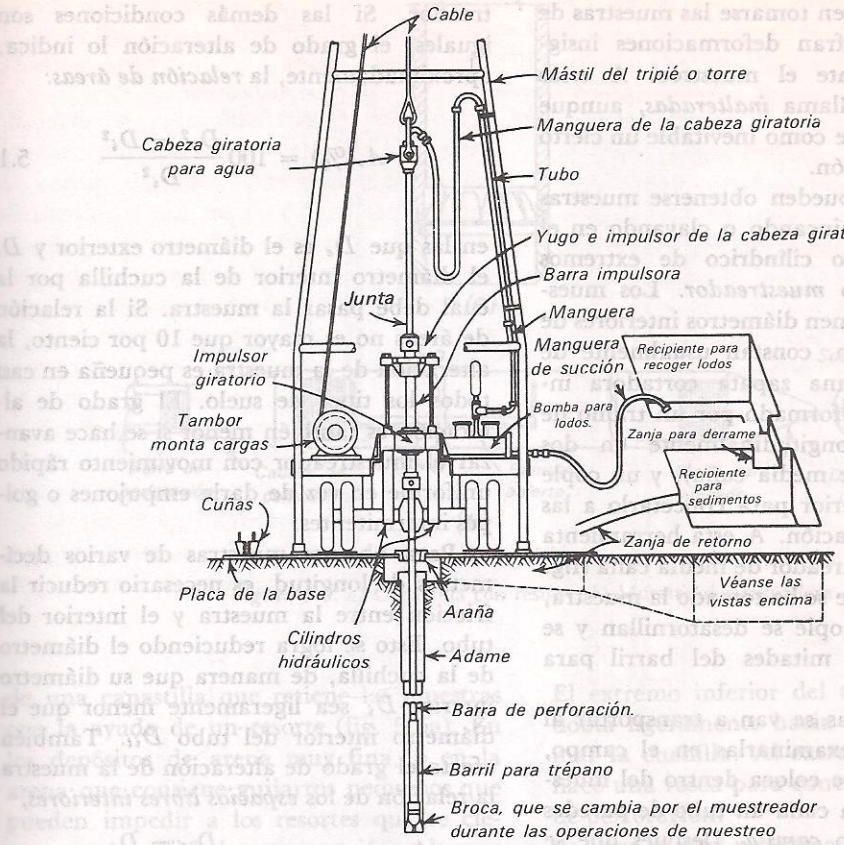


Figura 5.4. Perforadora rotatoria (según Hvorslev, 1948).

deben obtenerse de un sondeo de exploración depende del objeto para el que se hace ésta. Las muestras obtenidas con la barrena pueden usarse para identificar los estratos de suelo y para algunas pruebas de clasificación, aunque el estado físico del material esté completamente alterado por el proceso de muestreo. Los fragmentos que se extraen con lavado son de poco valor, excepto porque indican los cambios de estratificación al perforista. El material que arrastra el lodo de perforación está contaminado y usualmente ni siquiera sirve para la identificación de los suelos. Los fragmentos de roca obtenidos con el achicador del lodo de los barrenos hechos por percusión, revelan poco respecto a la condición natural de la roca. Sin embargo, pueden indicar características mineralógicas generales, como la presencia de mica o de carbonato de calcio. En general, los fragmentos de suelo o roca obtenidos como producto secundario del proceso de perforación o barrenación, rara vez son útiles para determinar o aun indicar las características físicas importantes para el ingeniero especialista en cimentaciones.

Para la correcta identificación y clasificación de un suelo o roca son necesarias muestras *representativas*. Deben contener todos los componentes en sus proporciones exactas. Estas muestras son adecuadas para la clasificación visual, para la ejecución de los análisis mecánicos y para la determinación de los límites de Atterberg, el peso específico relativo de los sólidos, la proporción de carbonatos, y la proporción de materia orgánica. Sin embargo, las propiedades mecánicas del suelo, pueden alterarse mucho por el muestreo. Si se alteran, estas muestras no sirven para la determinación de las características esfuerzo-deformación o la compacidad relativa de los materiales. Si se requiere información

de este tipo, deben tomarse las muestras de manera que sufran deformaciones insignificantes durante el muestreo. A estas muestras se les llama *inalteradas,* aunque debe considerarse como inevitable un cierto grado de alteración.

Usualmente pueden obtenerse muestras representativas hincando o clavando en el terreno un tubo cilíndrico de extremos abiertos llamado *muestreador.* Los muestreadores que tienen diámetros interiores de 34.9 a 63.5 mm, constan usualmente de cuatro partes: una zapata cortadora inferior, un barril formado por un tramo de tubo partido longitudinalmente en dos mitades (tubo de media caña), y un cople en la parte superior para conectarlo a las barras de perforación. A esta herramienta se le llama muestreador de media caña (fig. 5.5). Después que se ha tomado la muestra, la zapata y el cople se desatornillan y se separan las dos mitades del barril para sacar el material.

Si las muestras se van a transportar al laboratorio sin examinarlas en el campo, frecuentemente se coloca dentro del muestreador de media caña un tubo de paredes delgadas llamado *camisa.* Después que se ha obtenido una muestra, la camisa y la muestra que contiene se sacan del muestreador, y los extremos se cierran con tapas o discos metálicos y cera. Existen camisas hasta de 20 cm aproximadamente de diámetro, pero las muestras más grandes que comúnmente se toman de esta manera tienen un diámetro de 12 cm.

El grado de alteración de las muestras extraídas con muestreador depende de la fuerza que se aplique a la misma, de que se empuje o se golpee, de la rapidez de penetración y de las dimensiones del muestreador. Si las demás condiciones son iguales, el grado de alteración lo indica, aproximadamente, la *relación de áreas:*

$$A_r(\%) = 100\,\frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2} \qquad 5.1$$

en las que D_e es el diámetro exterior y D_i el diámetro interior de la cuchilla por la cual debe pasar la muestra. Si la relación de áreas no es mayor que 10 por ciento, la alteración de la muestra es pequeña en casi todos los tipos de suelo. El grado de alteración es también menor si se hace avanzar el muestreador con movimiento rápido uniforme en vez de darle empujones o golpes intermitentes.

Para obtener muestras de varios decímetros de longitud, es necesario reducir la fricción entre la muestra y el interior del tubo. Esto se logra reduciendo el diámetro de la cuchilla, de manera que su diámetro interior D_i sea ligeramente menor que el diámetro interior del tubo D_{it}. También afecta el grado de alteración de la muestra la relación de los *espacios libres interiores,*

$$C_r(\%) = 100\,\frac{D_{it} - D_i}{D_i} \qquad 5.2$$

Si esta relación se hace muy grande, la muestra se ensancha demasiado al pasar por el tubo muestreador y su resistencia puede disminuir mucho. En las muestras inalteradas de alta calidad, la relación de espacios libres interiores no debe exceder del 1 por ciento.

Las muestras de los materiales sin cohesión, como la arena que está abajo del nivel freático, no pueden detenerse en los muestreadores convencionales sin la adición

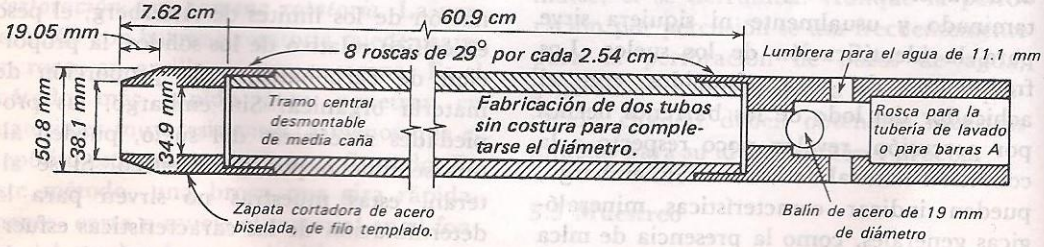


Figura 5.5. Muestreador de media caña para la prueba de penetración estándar.

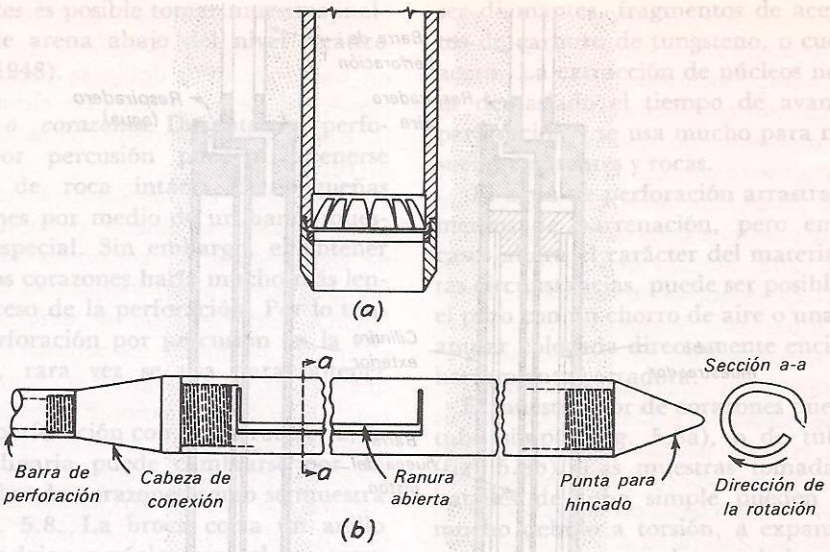


Figura 5.6. *a)* Canastilla con resorte. *b)* Muestreador raspadora.

de una canastilla que retiene las muestras con la ayuda de un resorte (fig. 5.6a). En los depósitos de arena muy fina, o en la arena que contiene guijarros pequeños que pueden impedir a los resortes que se cierren, no es posible la recuperación. Algunas veces pueden obtenerse muestras alteradas insertando una válvula de charnela que da paso en un sentido entre la cuchilla y el barril de la cuchara muestreadora partida; sin embargo, estas muestras no siempre contienen los diferentes tamaños del suelo en sus proporciones correctas. Pueden obtenerse usualmente muestras representativas, pero completamente alteradas, por medio del *barril escarificador* (fig. 5.6b). El barril se hinca abajo del ademe y se hace girar. Al girar, raspa las paredes del agujero, cayendo el material en el compartimento inferior.

El costo de las muestras inalteradas aumenta rápidamente con el diámetro. Por experiencia se ha encontrado que la mayor parte de los suelos blandos o moderadamente firmes cohesivos pueden muestrearse sin alteración excesiva con *tubos de pared delgada* sin costuras, de acero, con un diámetro no menor de 5 cm y una relación de áreas de aproximadamente 10 por ciento. Comúnmente, se usan tubos de 5 o 7.5 cm de diámetro, en tramos de 60 o 90 cm. El extremo inferior del tubo se afila y se dobla ligeramente hacia adentro para formar la cuchilla. Al extremo superior se le hace una rosca para conectarlo a las barras de perforación.

Para usar el muestreador de tubo, se encaja a presión en el terreno y se saca con la muestra dentro. Se tapan los dos extremos del tubo, y la muestra se envía al laboratorio. En el laboratorio se extrae la muestra, alterándola lo menos posible. En algunos casos, la alteración se reduce cortando el tubo en tramos pequeños de aproximadamente 15 cm antes de la extracción.

Para mejorar la calidad de las muestras y aumentar la recuperación de suelos blandos o ligeramente cohesivos, puede ser necesario un *muestreador de pistón*. Este muestreador consiste en un tubo de paredes delgadas provisto de un pistón que cierra el extremo del tubo muestreador, hasta que el aparato se baja a la profundidad deseada (fig. 5.7a). Luego se empuja el tubo muestreador, mientras el pistón, permanece fijo en el fondo del sondeo, como se muestra en la fig. 5.7b. La presencia del pistón impide que los suelos blandos se escurran rápidamente dentro del tubo, y de esta manera, se elimina la mayor parte de la alteración de la muestra. El pistón también ayuda a aumentar la longitud de la muestra que

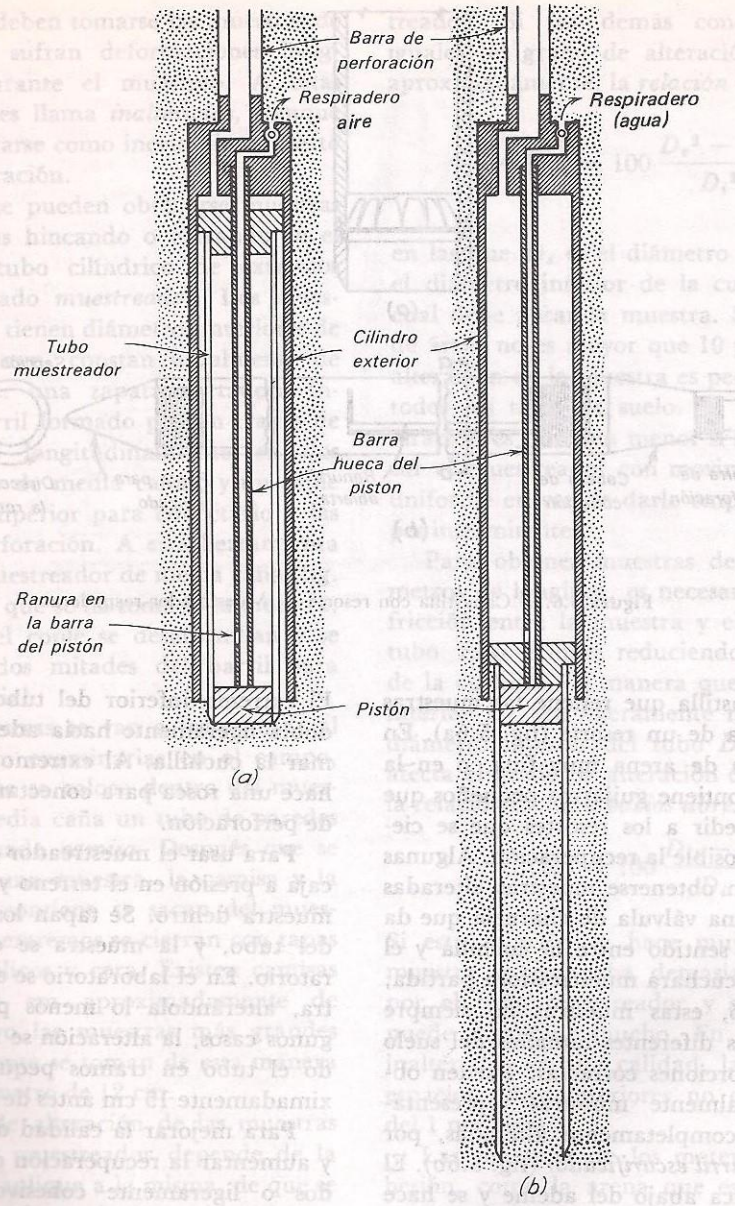


Figura 5.7. Muestreador de pistón de funcionamiento hidráulico. *a)* En el fondo del sondeo, las barras de perforación se sujetan en una posición fija en la superficie del terreno. *b)* Tubo muestreador después de haberse hincado en el suelo, empujado por el agua a presión alimentada por las barras de perforación.

puede recuperarse creando un ligero vacío que tiende a retener la muestra, si el extremo superior de la columna de suelo comienza a separarse del pistón. Durante la extracción del muestreador, el pistón también impide que la presión del agua obre en el extremo superior de la muestra, aumentando así las oportunidades de recuperación. El proyecto de los muestreadores de pistón se ha refinado al grado de que al-

gunas veces es posible tomar muestras inalteradas de arena abajo del nivel freático (Bishop, 1948).

Núcleos o corazones. Durante la perforación por percusión pueden obtenerse muestras de roca intacta de pequeñas dimensiones por medio de un barril muestreador especial. Sin embargo, el obtener verdaderos corazones haría mucho más lento el proceso de la perforación. Por lo tanto, la perforación por percusión en la exploración, rara vez se usa para obtener núcleos.

En la perforación con broca rotatoria, la broca ordinaria puede cambiarse por un muestreador de corazones como se muestra en la fig. 5.8. La broca corta un anillo redondo y deja un núcleo central que entra en el barril. El elemento cortador pueden ser diamantes, fragmentos de acero, insertos de carburo de tungsteno, o cuchillas de acero. La extracción de núcleos no aumenta demasiado el tiempo de avance en la perforación y se usa mucho para muestrear suelos resistentes y rocas.

El agua de perforación arrastra los fragmentos de barrenación, pero en algunos casos altera el carácter del material. En estas circunstancias, puede ser posible limpiar el pozo con un chorro de aire o una barrena anular colocada directamente encima de la herramienta cortadora.

El muestreador de corazones puede ser de tubo simple (fig. 5.8a), o de tubo doble (fig. 5.8b). Las muestras tomadas en los barriles de tubo simple pueden alterarse mucho debido a torsión, a expansión, y a contaminación con el agua de barrenación. El barril doble está proyectado para

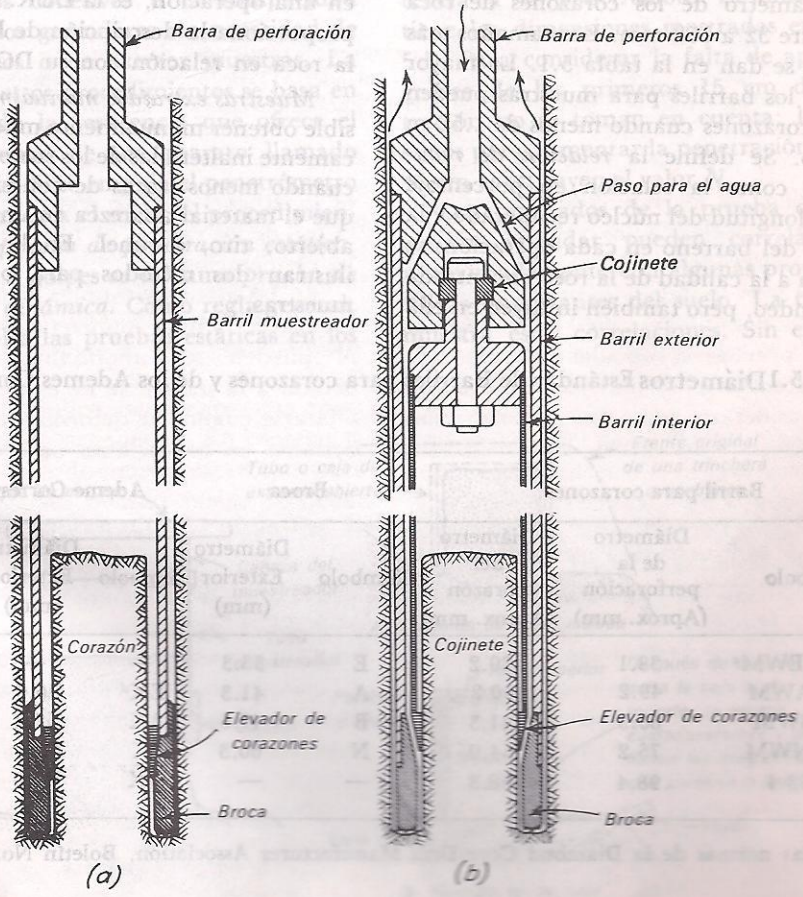


Figura 5.8. Diagrama esquemático de muestreadores de corazones. a) De tubo simple. b) De tubo doble.

proteger el corazón contra el efecto del agua en circulación. En algunos equipos, el barril interior, incluyendo la muestra, puede extraerse a través del conjunto de herramientas de perforación. Este dispositivo se conoce con el nombre inglés de "Wire-line". Además, este equipo puede modificarse para que incluya un tercer tubo de media caña, alojado dentro del barril interior. Después que se ha sacado el barril interior del barreno, el tubo de media caña se extrae empujándolo por medio de una bomba hidráulica operada a mano. El corazón se conserva en estado casi inalterado en el tubo partido. Este conjunto, que se conoce como barril para muestras de *triple tubo,* es especialmente ventajoso para muestrear roca fracturada, roca frágil de baja resistencia al esfuerzo cortante, o arcilla dura.

El diámetro de los corazones de roca varía entre 32 a 152 mm. Los tamaños más comunes se dan en la tabla 5.1. La mayor parte de los barriles para muestras pueden retener corazones cuando menos de 1.52 m de largo. Se define la *relación de recuperación* como la relación en porcentaje entre la longitud del núcleo recuperado y la longitud del barreno en cada operación; se relaciona a la calidad de la roca encontrada en un sondeo, pero también influyen en ella la técnica de perforación y el tipo y tamaño del barril usado. Generalmente, utilizando un barril de tubo doble se obtienen relaciones de recuperación más elevadas, que las que pueden obtenerse con los barriles de un tubo.

Una mejor estimación de la calidad de la roca in-situ se obtiene por una relación de recuperación de corazones modificada, llamada *designación cualitativa de la roca* (DCR). Esta relación se determina considerando solamente los pedazos de corazón que tengan una longitud no menor de 10 cm, y sean duros y sanos. Evidentemente, se ignoran las roturas causadas por la perforación. Preferentemente, el diámetro del corazón no deberá ser menor de 54 mm (NWX, NWM). El porcentaje de la relación entre la longitud total de un corazón asi formado y la longitud del muestreador en una operación, es la DCR. La tabla 5.2 proporciona la descripción de la calidad de la roca en relación con su DCR.

Muestras extraídas manualmente. Es posible obtener manualmente muestras prácticamente inalteradas de los suelos que tengan cuando menos trazas de cohesión, siempre que el material aparezca en un pozo a cielo abierto, tiro, o túnel. En la fig. 5.9, se ilustran dos métodos para obtener estas muestras.

Tabla 5.1 Diámetros Estándar de Barriles para corazones y de los Ademes Correspondientes[a]

Barril para corazones			Broca		Ademe Correspondiente		
Símbolo	Diámetro de la perforación (Aprox. mm)	Diámetro del corazón (Aprox. mm)	Símbolo	Diámetro Exterior (mm)	Símbolo	Diámetro Exterior (mm)	Diámetro Interior (mm)
EWX,[b] EWM[c]	38.1	30.2	E	33.3	—	—	—
AWX, AWM	49.2	30.2	A	41.3	EX[d]	46.0	38.1
BWX, BWM	60.3	41.3	B	47.6	AX	57.2	23.0
NWX, NWM	76.2	54.0	N	60.3	BX	73.0	60.3
69.9 × 98.4	98.4	68.3	—	—	NX	88.9	76.3

[a] Según las normas de la Diamond Core Drill Manufacturer Association, Boletín No. 2 (ASTM D 2113).

[b] El símbolo X indica que el barril es de un sólo tubo

[c] El símbolo M indica que el barril es de tubo doble

[d] El ademe EX cabrá dentro de un agujero perforado por un barril AWX o AWM y los barriles EWX o EWM cabrán dentro del ademe EX.

Tabla 5.2 Relación entre la DCR (Designación de la calidad de la roca) y la Calidad de la Roca in situ

DCR %	Calidad de la Roca
90–100	Excelente
75–90	Buena
50–75	Regular
25–50	Mala
0–25	Muy mala

Según Deere, 1963

5.4 Medidas directas de consistencia y capacidad relativa.

Penetrómetros. Se han ideado varios métodos para investigar la consistencia de los depósitos cohesivos o la compacidad relativa de los granulares sin necesidad de hacer sondeos o de extraer muestras. La mayoría de estos procedimientos se basa en la medida de la resistencia que ofrece el suelo al avance de un aparato llamado *penetrómetro.* Si se empuja el penetrómetro uniformemente en el suelo, el procedimiento se llama *prueba de penetración estática.* Si se encaja a golpes se le llama *prueba de penetración dinámica.* Como regla general, son preferibles las pruebas estáticas en los depósitos cohesivos blandos y las dinámicas en los muy duros. Se ha visto que las dos pruebas, la estática y la dinámica, son útiles en los depósitos sin cohesión.

Se han diseñado muchas variedades de penetrómetros, cada uno de ellos adaptado a una cierta clase de material. En la fig. 5.10, se muestran tres de ellos.

Prueba de penetración estándar y valores de N. En los Estados Unidos, el penetrómetro más comúnmente usado es el estándar de tubo partido, y la prueba más difundida de esta clase es la llamada *prueba de penetración estándar* (ASTM D–1586). Se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 kg sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm se considera la resistencia a la penetración. El muestreador tiene las dimensiones mostradas en la fig. 5.5. Para considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm de penetración no se toman en cuenta; los necesarios para aumentar la penetración de 15 a 45 cm constituyen el valor N.

Los resultados de la prueba de penetración estándar pueden correlacionarse aproximadamente con algunas propiedades físicas importantes del suelo. La tabla 5.3 muestra estas correlaciones. Sin embargo,

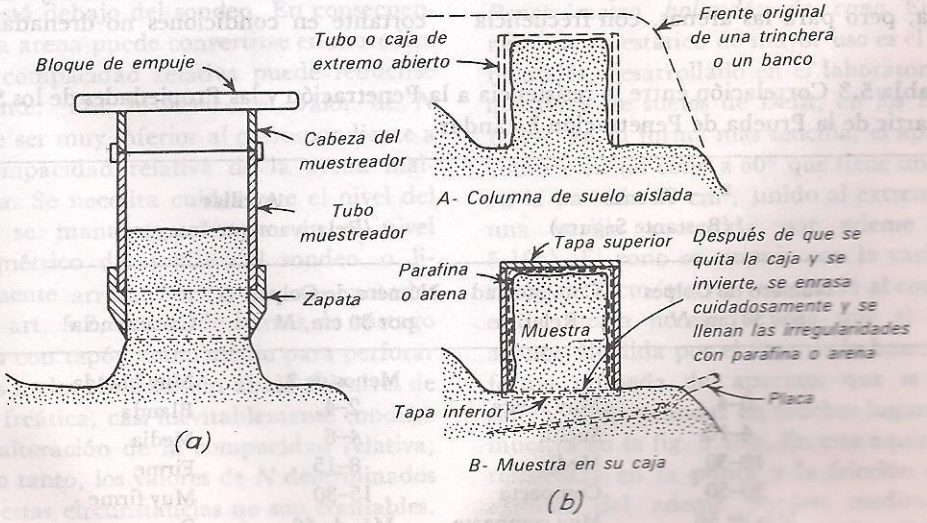


Figura 5.9. Muestreo superficial con *a)* muestras previamente recortadas y *b)* muestras cúbicas.

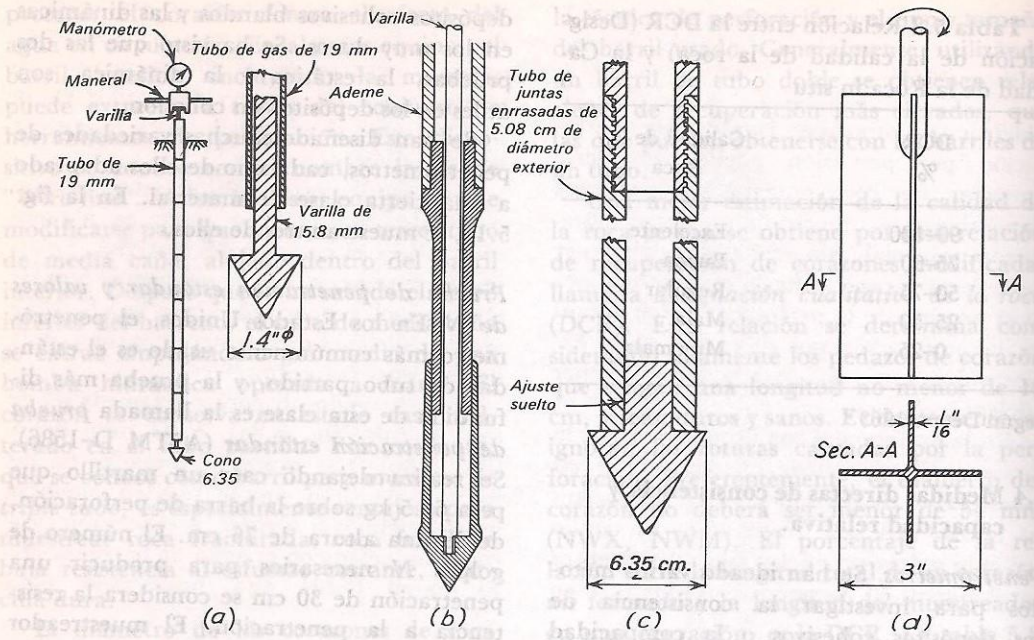


Figura 5.10. Aparatos para medir directamente la **consistencia** del suelo en las condiciones del campo. *a)* Penetrómetro cónico holandés. *b)* Penetrómetro cónico holandés perfeccionado. *c)* Punta para operar en arena y grava. *d)* Veleta para determinar la resistencia al corte.

la variación de los resultados de un caso aislado en relación a los valores relativamente conservadores dados en la tabla puede ser muy grande, y es preferible hacer comparaciones directas con los resultados de otras pruebas apropiadas en cada caso dado. La correlación para las arcillas sólo puede considerarse como una aproximación tosca, pero para las arenas, con frecuencia es lo suficientemente segura para permitir el uso de los valores de N en el proyecto de las cimentaciones.

En las arenas saturadas, finas o limosas, compactas o muy compactas, los valores de N pueden ser anormalmente grandes, debido a la tendencia de estos materiales a dilatarse cuando se deforman bajo esfuerzo cortante en condiciones no drenadas (art.

Tabla 5.3 Correlación entre la resistencia a la Penetración y las Propiedades de los Suelos a partir de la Prueba de Penetración Estándar

Arenas (Bastante Segura)		Arcillas (Relativamente Insegura)	
Número de Golpes por 30 cm, N	Compacidad Relativa	Número de Golpes por 30 cm, N	Consistencia
		Menos de 2	Muy blanda
0–4	Muy suelta	2–4	Blanda
4–10	Suelta	4–8	Media
10–30	Media	8–15	Firme
30–50	Compacta	15–30	Muy firme
Más de 50	Muy compacta	Más de 30	Dura

4.2). Por lo tanto, en estos suelos, los resultados de las pruebas de penetración estándar deben interpretarse conservadoramente.

Además, en el valor de N de los suelos sin cohesión influye en cierto grado la profundidad a la que se hace la prueba. Debido al mayor confinamiento producido por la presión de sobrecarga, los valores de N al aumentar la profundidad pueden indicar compacidades mayores que las que realmente existen. Si se considera como estándar el valor de N a una profundidad correspondiente a una presión de sobrecarga efectiva de 10 tons/m^2, el factor de corrección C_N que hay que aplicar a los valores de campo de N para otras presiones diferentes está dado aproximadamente por:

$$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{200}{\bar{p}} \qquad 5.3$$

donde $\bar{p}$ es la presión vertical efectiva por sobrecarga en tons/m^2 a la elevación de la prueba de penetración. La ecuación es válida para $\bar{p} \geqq 2.5$ tons/m^2.

El error más común en conexión con la prueba de penetración estándar en arena o limo ocurre, sin embargo, cuando se hace bajo del nivel freático. Si se permite que el nivel del agua en el sondeo sea inferior al freático, lo que fácilmente puede ocurrir, por ejemplo, cuando se sacan rápidamente las barras de perforación, se crea un gradiente hidráulico ascendente en la arena que está debajo del sondeo. En consecuencia, la arena puede convertirse en movediza y su compacidad relativa puede reducirse bastante. Por lo tanto, el valor de N puede ser muy inferior al correspondiente a la compacidad relativa de la arena inalterada. Se necesita cuidar que el nivel del agua se mantenga siempre en el nivel piezométrico del fondo del sondeo o ligeramente arriba. Por las razones anotadas en el art. 5.2, el uso de barras de vástago hueco con tapón como medio para perforar en los suelos sin cohesión abajo del nivel de agua freática, casi inevitablemente conduce a la alteración de la compacidad relativa; por lo tanto, los valores de N determinados bajo estas circunstancias no son confiables. En los depósitos que contienen mucho boleo, los resultados de las pruebas de penetración estándar pueden ser inseguros, debido al pequeño tamaño del muestreador en comparación al de los boleos.

En las arcillas muy sensibles, la prueba de penetración estándar puede conducir a la adquisición de un concepto falso de la consistencia. Además, es una prueba demasiado cruda para que se justifique su uso, ni siquiera para obtener valores numéricos aproximados que representen la resistencia de las arcillas saturadas blandas o muy blandas. La facilidad de penetración del muestreador no sólo depende de la resistencia del suelo, sino también de su compresibilidad. Así, un suelo cohesivo resistente con una elevada proporción de aire, puede tener un valor de N sustancialmente inferior al de un suelo igualmente resistente, pero saturado, en el que los vacíos no puedan sufrir colapso al avanzar el muestreador.

Aunque la prueba de penetración estándar no puede considerarse como método refinado y completamente seguro de investigación, los valores de N dan útiles indicaciones preliminares de la consistencia o de la compacidad relativa de la mayor parte de los depósitos de suelo. La información es en algunos casos inclusive suficiente para el proyecto final. En cualquier caso, proporciona datos para hacer una planificación más racional de las exploraciones adicionales más convenientes para el lugar.

Penetrómetro holandés de cono. El penetrómetro estático de mayor uso es el cono holandés, desarrollado en el laboratorio de mecánica de suelos de Delft, en los Países Bajos. En su forma más sencilla, el aparato consiste en un cono a 60° que tiene un área en la base de 10 cm^2, unido al extremo de una varilla protegida por ademe (fig. 5.10a). El cono se empuja con la varilla a razón de 2 cm/seg; la resistencia al cono q_p es la fuerza necesaria para que el cono avance dividida por el área de la base. Una forma refinada del aparato, que se considera como estándar en muchos lugares, se muestra en la fig. 5.10b. En este equipo, la resistencia en la punta y la fricción en el exterior del ademe pueden medirse separadamente. En otra modificación, se mide la fricción en un mango separado de

longitud limitada, situado precisamente encima de la punta.

En las regiones donde se ha adquirido mucha experiencia con el cono holandés, los valores de la resistencia a la penetración se han relacionado con propiedades como el ángulo de resistencia al corte de la arena ϕ o con la consistencia de las arcillas. En los Estados Unidos estas correlaciones de detalle todavía no se han realizado, pero se han encontrado toscas relaciones estadísticas útiles, entre la resistencia a la penetración del cono y los valores N obtenidos con las pruebas de penetración estándar en materiales granulares. Esta información se resume en la tabla 5.4 (Sanglerat, 1972).

Tabla 5.4 Correlación Aproximada Entre el Cono Holandés y la Resistencia a la Penetración Estándar

Tipo de Suelo	$\frac{q_p}{N}$[a]
Limos, limos arenosos, mezclas limo arenosas ligeramente cohesivas	2.0
Arenas limpias de finas a medias y arenas ligeramente limosas	de 3 a 4
Arenas gruesas y arenas con poca grava	de 5 a 6
Gravas arenosas y gravas	de 8 a 10

[a] q_p = Resistencia al cono holandés, kg/cm^2, N = resistencia a la penetración estándar.

Penetrómetros improvisados o para fines especiales. En la fig. 5.10c, se muestra un penetrómetro sencillo que puede usarse para investigar la compacidad relativa de los depósitos de grava y arena, sin usar ademe. Consiste en un cono que se ajusta flojo en el extremo inferior de una serie de tubos hincados en el terreno por medio de un martinete de gravedad, de altura de caída constante. Se hace un registro continuo del número de golpes necesarios para que avance la punta 30 cm de profundidad. Cuando ha llegado la punta a su elevación final, se saca el tubo y se deja el cono en el fondo del agujero. La fricción en el tubo se reduce al mínimo haciendo el diámetro del cono algo mayor que el diámetro exterior del tubo. Las pruebas de este tipo pueden hacerse rápida y económicamente. En un lugar se vio que podían hacerse dos sondeos de 15 m cada uno en un día. Por otra parte, se necesitaron casi tres días para llegar a la misma profundidad haciendo el sondeo por lavado con el muestreador de media caña. Los resultados de los sondeos con el cono pueden adquirir un mayor significado, ejecutando varias series de pruebas de penetración estándar en sondeos adyacentes a los lugares en los que se hagan pruebas de penetración con el cono. La resistencia al hincado del cono puede correlacionarse con los valores de N, pudiéndose entonces usar la tabla 5.3 como guía para el proyecto de cimentaciones. La figura 6.12 muestra una comparación obtenida durante la exploración de un depósito de grava en Denver, Colorado.

Medida directa de la resistencia al corte. Se han ideado varios aparatos para hacer la medida directa de la resistencia al corte de los suelos cohesivos, especialmente en condiciones no drenadas, análogas a las de la prueba Q. Uno de los más usados se conoce con el nombre de *veleta* (fig. 5.10*d*). En su forma más sencilla, consiste en una veleta de cuatro aspas, sujeta al extremo de una varilla vertical. La veleta y la varilla pueden hincarse en el suelo sin alterar apreciablemente el material. El conjunto se hace girar y se mide el par necesario para hacerlo. Como el suelo falla a lo largo de una superficie cilíndrica que pasa por los bordes exteriores de la veleta, puede calcularse la resistencia al esfuerzo cortante si se conocen las dimensiones de la veleta y el par de torsión. Si se hace girar la veleta rápidamente varias vueltas, el suelo se remoldea y puede determinarse otra vez la resistencia al corte. Por lo tanto, es posible medir no solamente la resistencia al esfuerzo cortante, sino también la sensibilidad de la arcilla. En los modelos más refinados para la prueba de la veleta, se usa un ademe para eliminar la fricción en la varilla; en algunos equipos, una cubierta especial protege la veleta mientras el aparato se encaja en el suelo. A pesar de estos refinamientos, la veleta no puede usarse con éxito en arcillas que tengan resistencias

a la compresión simple mucho mayores que 10 tons/m^2, que contengan capas de arena o muchas piedras, o que tengan estructura secundaria.

Una modificación llamada *torcómetro* (fig. 5.11), permite la ejecución rápida de muchas pruebas de veleta en la superficie recién cortada de una muestra de arcilla rebanada longitudinalmente, o en la pared recién cortada de un pozo a cielo abierto. Por medio de adaptadores, pueden hacerse determinaciones confiables de resistencias al esfuerzo cortante que oscilen entre 1 y 50 ton/m^2.

5.5 Otros métodos para explorar el suelo

Pozos a cielo abierto y socavones. En algunas circunstancias es ventajoso inspeccionar las formaciones subterráneas en su estado natural, lo que puede realizarse haciendo excavaciones a cielo abierto y socavones de diámetro grande o perforando

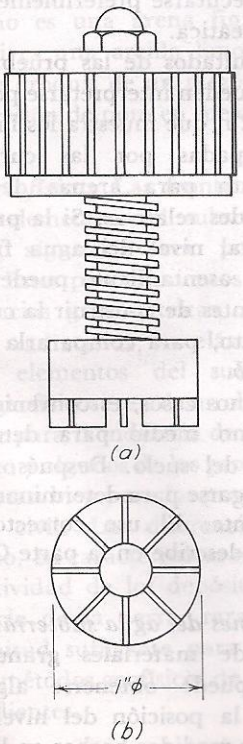


Figura 5.11. Torcómetro para determinar la resistencia al corte de los materiales para los que $s = c$. *a)* Vista lateral. *b)* Vista interior de las aspas.

túneles a través de los materiales. La sección expuesta en estas aberturas debe ser examinada, no sólo por ingenieros, sino también por geólogos competentes. Ordinariamente no es económico efectuar un programa completo de exploración por estos medios, pero la inspección directa de un depósito extremadamente variable, puede proporcionar una impresión más válida de su naturaleza, que la que puede obtenerse de muchos sondeos. Estas aberturas proporcionan un medio de obtener muestras inalteradas labradas a mano que son esenciales para ejecutar pruebas de carga en suelos y rocas.

Pueden perforarse barrenos de inspección relativamente baratos, con diámetros comprendidos entre 0.9 y 1.2 m en roca, utilizando brocas con balines de acero. Las perforaciones de este tipo se han usado principalmente para exploración en cimentaciones de presas, pero bajo ciertas circunstancias han resultado útiles en otros tipos de estructuras. Existen grandes barrenos con diámetros hasta de 2 m, que se usan comúnmente para explorar los depósitos de suelo a profundidades mayores de 15 m, siempre que las perforaciones puedan sostenerse cuando menos brevemente (art. 13.3). Para protección se usan algunas veces ademes de gran diámetro con compuertas que pueden cerrarse.

La inspección directa de formaciones de roca puede hacerse en perforaciones tan pequeñas como 5 o 10 cm, gracias al desarrollo de las cámaras de cine o televisión, que permiten inspeccionar la roca u obtener filmaciones para su posterior estudio.

Pruebas de carga. Algunas veces, las características de esfuerzo-deformación de los suelos y de las rocas blandas se investigan mediante pruebas de carga en el campo. Se dispone una placa de apoyo cuadrada o circular a una elevación conveniente en el fondo de un pozo a cielo abierto o tiro. Se aplica la carga vertical por incrementos, y se observa el asentamiento después de cada aplicación de carga. Los resultados se dibujan en un diagrama carga-asentamiento (fig. 5.12*a*).

Los resultados de las pruebas de carga requieren una interpretación cuidadosa y

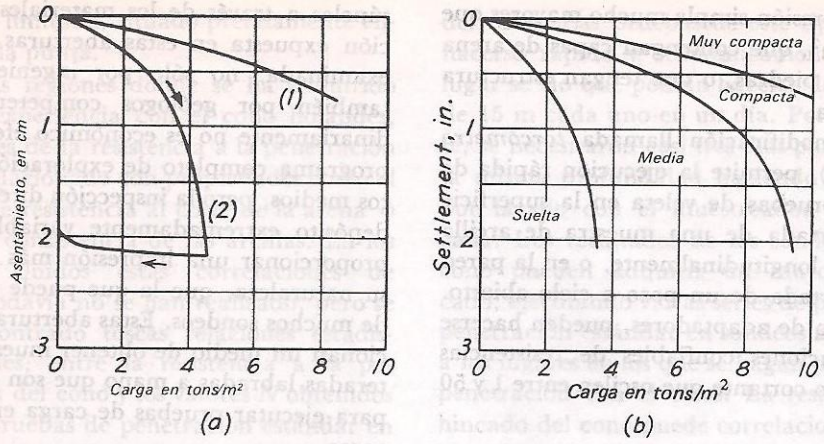


Figura 5.12. *a)* Diagramas carga asentamiento para (1) arena limpia y compacta en un cajón a 7.9 m abajo del fondo de un río y (2) arena de compacidad media en el fondo de un sondeo de 9.15 m. *b)* Diagrama para estimar la compacidad relativa de arena seca, tomando como base los resultados de una prueba estándar de carga sobre una placa de apoyo de 30 cm de lado.

en muchos casos pueden confundir al investigador. A menos que el subsuelo sea uniforme en un espesor considerable abajo de la base de una cimentación propuesta, es probable que los resultados de las pruebas de carga den un falso concepto de la capacidad de carga del material inferior. Las limitaciones de estas pruebas se estudiarán en conexión con los diferentes tipos de cimentaciones (parte C).

Sin embargo, las pruebas de carga pueden representar un método conveniente para investigar la compacidad relativa de los depósitos de arena, especialmente para la calibración de los resultados de las pruebas de penetración. Las pruebas de carga hechas para este objeto, que se efectúan como se describe a continuación, se llaman *pruebas estándar de carga.* El pozo para la prueba debe tener cuando menos una sección cuadrada de 1.5 m de lado. La placa de carga debe ser cuadrada y de 30 cm de lado, y no se colocará sobrecarga en el terreno dentro de una distancia de 60 cm de los lados de la placa. Como la humedad capilar produce una cohesión aparente que tiene influencia en los resultados de la prueba, las pruebas estándar de carga no deben ejecutarse dentro de la zona capilar. En las arenas gruesas, el efecto de la capilaridad es despreciable, pero en las arenas medias o finas puede ser causa de que se sobrestime en mucho la compacidad relativa. En estas circunstancias, las pruebas deberán ejecutarse preferiblemente al nivel del agua freática.

Los resultados de las pruebas estándar de carga pueden interpretarse por medio de la fig. 5.12b, que muestra los límites de las áreas ocupadas por las curvas carga-asentamiento para arenas de diferentes compacidades relativas. Si la prueba se ha efectuado al nivel del agua freática, los valores del asentamiento pueden reducirse en 50%, antes de construir la curva carga-asentamiento, para compararla con las de la fig. 5.12*b*.

En algunos casos, es conveniente hincar pilotes como medio para determinar la resistencia del suelo. Después, los pilotes pueden cargarse para determinar su capacidad portante. El uso correcto de estas pruebas se describe en la parte C.

Observaciones del agua subterránea. En los depósitos de materiales granulares permeables, puede obtenerse alguna indicación de la posición del nivel del agua freática por medidas hechas en los sondeos, dentro de las 24 horas posteriores a su terminación. Sin embargo, en suelos finos, la permeabilidad del terreno circunvecino

puede ser tan baja, que la verdadera posición del nivel del agua freática deba determinarse instalando piezómetros construidos especialmente que sólo requieren el paso de cantidades diminutas de agua para su correcta operación. Los instrumentos de este tipo mejor conocidos constan de una piedra porosa conectada a un tubo vertical hecho de preferencia de plástico. La piedra porosa, o embocadura del piezómetro, está cuidadosamente colocada en un cojín de arena en el fondo de un sondeo ademado. Luego se rodea de arena y se saca el ademe unos cuantos decímetros, y se forma un tapón estanco entre éste y el tubo por medio de una capa casi impermeable de arcilla bentonítica. Durante y después de la instalación, se satura el piezómetro y la arena que lo rodea. Como la introducción del piezómetro también produce cambios en las presiones de poro dentro de los estratos, existe un retraso antes de que la presión en el agua del piezómetro se equilibre con la del suelo. El retraso puede variar desde unos cuantos minutos, si el suelo vecino es una arena fina, a varias semanas, si es una arcilla limosa. La fig. 5.13, es un cróquis de un piezómetro para medir la presión de poro en suelos finos.

Métodos geofísicos. Las fronteras entre los diferentes elementos del subsuelo pueden localizarse algunas veces por métodos geofísicos. Estos procedimientos se basan en las diferencias gravimétricas, magnéticas, eléctricas, radiactivas, o elásticas de los diferentes elementos del subsuelo. Los métodos geofísicos se desarrollaron principalmente para la industria de la minería y del petróleo y algunos de los procedimientos no se adaptan bien para los propósitos de la ingeniería civil. Las diferencias en peso volumétrico, en características magnéticas y en radiactividad de los depósitos cerca de la superficie de la tierra, rara vez tienen una magnitud suficiente para permitir el uso de los métodos geofísicos de exploración correspondientes.

Exploración Geosísmica. Para la exploración sísmica se requiere: (1) equipo que produzca una onda elástica, como una pequeña carga de explosivo y detonador o incluso, un marro para golpear una placa colocada en la superficie; (2) una serie de sensores, o geófonos, colocados a intervalos a lo largo de una línea que parte del punto de origen de la onda; y (3) un mecanismo registrador de tiempo, como un oscilógrafo, para registrar el momento en que se origina la onda y el lapso de llegada a cada sensor (fig. 5.14). Si la estratigrafía es sencilla, puede determinarse la profundidad de cada uno de los mantos con los datos obtenidos. Además, puede conocerse algo de la naturaleza de los estratos, analizando las velocidades con las que avanzan las ondas sísmicas a través de ellos. Sin embargo, en las áreas que no se hayan explorado antes, deberán hacerse uno o más sondeos para correlacionar los datos sísmicos con el perfil del suelo y de la roca. Los métodos sísmicos son especialmente útiles para determinar la profundidad a la que se encuentra la roca sana, sobreyacida por estratos blandos o sueltos. Cuando la roca sana está cubierta por boleo o roca fracturada, los datos sísmicos pueden dar una indicación algo mejor de la superficie de la roca sana, que la que puede obtenerse con sondeos. Por otra parte, la presencia de un material blando debajo de uno duro, no puede detectarse. La tabla 5.5 da las velocidades sísmicas típicas de varios materiales.

Exploración geoeléctrica. Los resultados de un levantamiento por resistividad eléctrica pueden delinear una frontera bien definida entre un material de baja resistencia eléctrica, como un suelo fino, y un material de resistencia eléctrica elevada, como una roca sana, sin importar cuál esté arriba. Los métodos de resistividad son especialmente útiles para localizar bolsas de grava limpia (de alta resistencia eléctrica) dentro de depósitos glaciales heterogéneos o suelos finos (baja resistencia eléctrica). Un procedimiento común utiliza cuatro electrodos que se hincan en el terreno a distancias iguales a lo largo de una línea recta. Se aplica al terreno una corriente eléctrica I, usualmente continua, a través de los dos electrodos exteriores y se mide el potencial inducido E entre los dos electrodos interiores. Se calcula la resistividad de la tierra

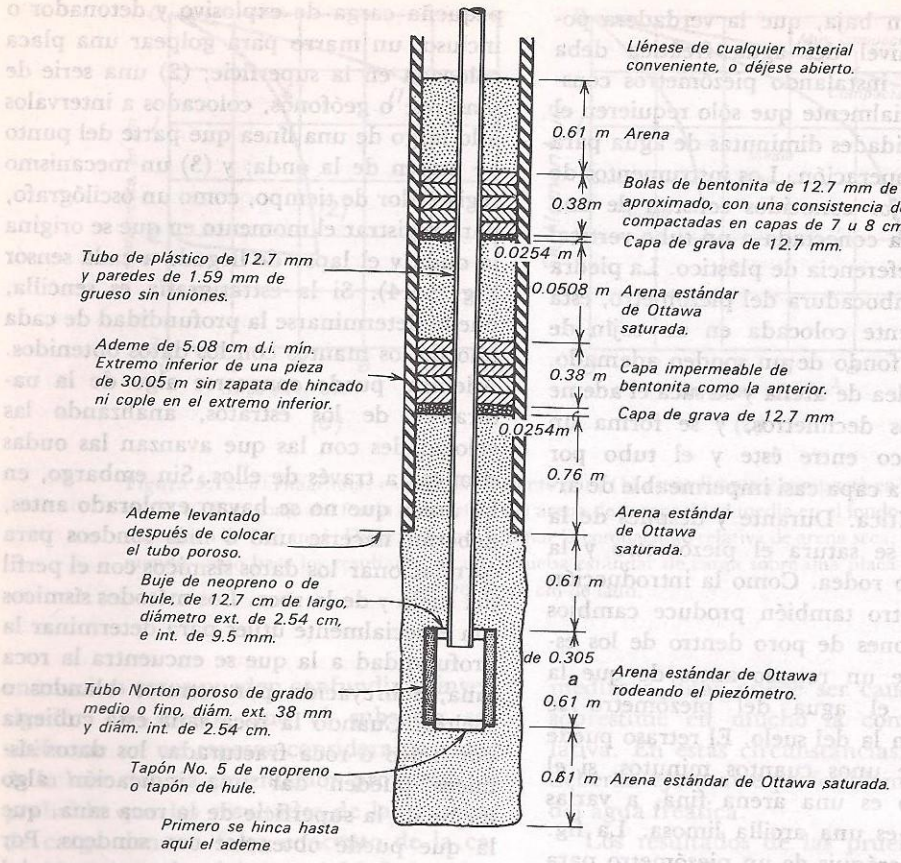


Figura 5.13. Piezómetro de Casagrande (según A. Casagrande, 1949).

para una separación dada A con la fórmula:

$$\rho = 2\pi A \frac{E}{I} \qquad 5.4$$

Se acostumbra expresar A en cm, E en voltios, I en amperios, y ρ en ohmios-cm y suponer que ρ representa el promedio de resistividad a la profundidad A. Como en el caso de los levantamientos sísmicos, se

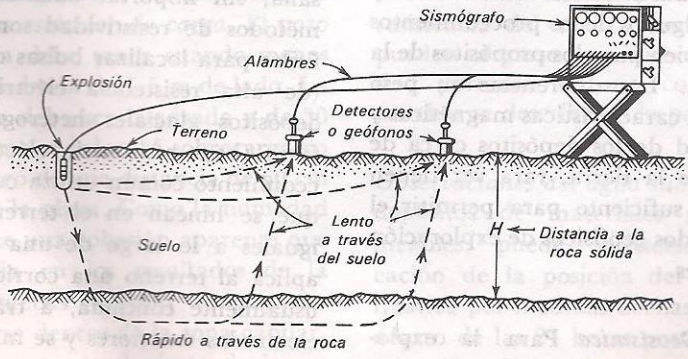


Figura 5.14. Diagrama simplificado de una prueba de refracción sísmica (según Moore, 1961).

Tabla 5.5 Velocidades Sísmicas Típicas de los Materiales Térreos

Material	Velocidad (m/seg)
Limo seco, arena, grava suelta, lama, roca suelta, argayos y tierra vegetal húmeda	180-750
Morrena compacta; arcillas endurecidas; grava bajo el nivel freático, [a] grava arcillosa compacta, arena cementada, y mezclas de arcilla y arena.	750-2300
Roca meteorizada, fracturada o parcialmente descompuesta	600-3000
Lutitas, sanas	750-3300
Arenisca, sana	1500-4200
Caliza y creta, sanas	1800-6100
Roca ígnea, sana	3600-6100
Roca metamórfica, sana	3000-4800

[a]La velocidad del sonido en el agua es aproximadamente de 1433 m/seg y los materiales completamente saturados deben tener velocidades iguales o mayores que ésta.

requieren sondeos ocasionales para confirmar las interpretaciones o para investigar anomalías; sin embargo, el método permite reconocer rápidamente una cierta área. La tabla 5.6 da algunos valores representativos de la resistividad de materiales térreos.

Información geológica. Los mapas e informes geológicos y pedológicos constituyen un resumen de datos, que provienen de investigaciones anteriores de los materiales de la tierra en una zona dada. Muchas de las publicaciones más recientes de ambos tipos contienen datos específicos sobre las propiedades técnicas y correlaciones de valor directo en ingeniería. Sin embargo, aun cuando no sea así, las descripciones generales de la geología y características de los diferentes estratos, frecuentemente proporcionan una base para planificar una detallada investigación del subsuelo y aun para hacer un proyecto preliminar. En los capítulos 6 y 7 se resaltará la importancia de esta información preliminar y su valor como base para correlaciones en ingeniería.

Tabla 5.6 Valores Representativos de Resistividad

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

5.6 Registros de la exploración de campo

Los registros de las exploraciones del subsuelo y de las operaciones de muestreo, deben ser claros y precisos. Las notas de campo deben contener la fecha en que se hizo el trabajo; la localización con respecto a un sistema permanente de coordenadas; la elevación de la superficie del terreno con respecto a un banco de nivel permanente; la elevación del nivel del agua freática; la elevación de la frontera superior de cada estrato sucesivo de suelo o roca; una clasificación de campo de los estratos encontrados; los valores, cualesquiera que sean los que se hayan obtenido, de la resistencia a la penetración u otras medidas de consistencia. Los registros de investigaciones especiales que se hayan hecho con muestras grandes, inalteradas o extraídas a mano, deben ser tan completos como sea posible.

El ingeniero o perforista que esté a cargo de cualquier exploración debe tener siempre presente qué detalles aparentemente insignificantes del procedimiento necesario para perforar un barreno y mantenerlo abierto, pueden dar una información tan valiosa como la obtenida de las muestras. Por esta razón, los registros deben incluir los tipos de equipo y herramientas usadas en la investigación, incluyendo los cambios hechos. Debe anotarse también la profundidad a la que se hizo el cambio y las razones por las que se hizo. Además, deben registrarse los métodos usados para estabilizar las paredes del barreno o para ademar el pozo a cielo abierto. Toda esta información debe condensarse y presentarse en cada sondeo de exploración, ya sea que se complete con éxito o no.

Después de examinar las muestras y de probarlas en el laboratorio, los materiales deben clasificarse de acuerdo con el método más adecuado, y las notas de campo, combinadas con los resultados de laboratorio, deben unirse en tal forma que se marquen las fronteras de los diferentes materiales con sus elevaciones correctas, a una escala vertical adecuada.

LECTURAS RECOMENDADAS

La referencia más importante sobre las técnicas para investigar el subsuelo es el informe de M. J. Hvorslev (1948), "Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes", Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 465 págs. El autor describe prácticamente todos los métodos de exploración y da detalles del equipo de muestreo y de las técnicas usadas. La bibliografía contiene casi 1000 referencias.

Varios artículos excelentes tratan de los usos y abusos de la prueba de penetración estándar:

H. A. Mohr (1943), Exploration of Soil Conditions and Sampling Operations, Soil Mechanics Series No. 21, 3ª Ed., Graduate School of Engineering, Harvard University, 63 págs.

H. J. Gibbs y W. G. Holtz (1957), "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing", *Proc. 4 Int. Conf. Soil Mech., Londres, 1,* 35-39.

G. F. A. Fletcher (1965), "Standard Penetration Test: Its Uses and Abuses", *ASCE J. Soil Mech., 91,* SM4, 67-75.

H. O. Ireland, O. Moretto, y M. Vargas (1970), "The Dynamic Penetration Test: a Standard that is not Standardized", *Géotechnique, 20,* 2, 185-192.

Un ejemplo del uso de las pruebas hechas con el cono estático está dado en:

J. H. Schmertmann (1970), "Static Cone to Compute Static Settlement Over Sand", *ASCE J. Soil Mech., 96,* SM3, 1011-1043.

Un excelente repaso y análisis de todos los tipos de pruebas de penetración viene en G. Sanglerat (1972), *The Penetrometer and Soil Exploration,* Elsevier Publ. Co., Amsterdam, 464 págs.

Varios artículos útiles tratan los procedimientos de muestreo con pistón para suelos de grano fino y las adaptaciones proyectadas para muestrear arenas bajo el nivel freático:

A. W. Bishop (1948), "A New Sampling Tool for Use in Cohesionless Sand Below Ground Water Level", *Géotechnique, 1,* 2, 125-131.

"Undisturbed Sand Sampling Below the Water Table" (1950), Bull. 35 Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 19 págs.

J. O. Osterberg (1952), "New Piston Type Soil Sampler", *Eng. News-Rec.,* 148, págs. 77-78.

T. Kallstenius (1963), "Studies on Clay Samples Taken with Standard Piston Sampler", *Proc. Swedish Geotechnical Inst.,* No. 21, Estocolmo, 210 págs.

La información publicada sobre las técnicas de extracción de corazones de roca es relativamente escasa; sin embargo, puede obtenerse mucha información pertinente en los catálogos de abastecedores como Sprague and Henwood, Inc., Scranton Pa.; Acker Drill Co., Inc., Scranton, Pa.; y Long Year Co., Minneapolis, Minn. La siguiente referencia, enfocada principalmente a la ingeniería de minas, es útil:

L. W. Leroy y H. M. Crain (eds.) (1949). "Subsurface Geologic Methods, a Symposium", *Colorado School of Mines Quaterly, 44,* 3, Golden, 826 págs.

Numerosos artículos estudian los usos de las veletas para determinar la resistencia al corte, para la exploración de los depósitos de suelos blandos. Algunos de los más importantes son los siguientes:

L. Cadling y S. Odenstad (1950), "The Vane Borer", *Proc. Swedish Geotechnical Inst.,* No. 2, Estocolmo, 88 págs.

"Vane Shear Testing of Soils" (1957). *ASTM Spec. Tech. Publ. 193,* 70 págs.

G. Aas, (1965). "A Study of the Effect of Vane Shape and Rate of Strain on the Measured Values of in-situ Shear Strength of Clays", *Proc. 6 Int. Conf. Soil Mech.,* Montreal, 1, 141-145.

Un excelente estudio y una buena bibliografía sobre instalaciones para medir los varios tipos de comportamiento del suelo en el campo se encuentran en:

W. L. Shannon, S. D. Wilson, y R. H. Meese (1962). "Field Problems: Field Measurements", *Foundation Engineering,* G. A. Leonards (ed.), McGraw-Hill, Nueva York, págs. 1025-1080.

Aplicaciones de los métodos de exploración geofísicos se encuentran en varias publicaciones del Highway Research Board y de la American Society for Testing and Materials. Una fuente básica de información es el texto:

C. A. Heiland (1940), *Geophysical Exploration,* Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J., 1013 págs.

Ejemplos específicos del uso de los procedimientos en la ingeniería civil se dan en:

"Symposium on Surface and Subsurface Reconaissance" (1952). *ASTM Spec. Tech. Publ. 122,* 228 págs.

"Geophysical Methods and Statistical Soil Surveys in Highway Engineering, 6 Reports" (1965). *Hwy. Res. Rec.* No. 81, 60 págs.

Comentario completo y bibliografía sobre las aplicaciones de los datos geológicos y pedológicos se incluyen en:

T. H. Thornburn (1969). "Geology and Pedology in Highway Soil Engineering", *Reviews in Engineering Geology, II,* D. J. Varnes and G. Kiersch (eds.), Geological Society of America, Boulder, Colo., págs. 17-57.

Varias publicaciones de la American Society for Testing and Materials contienen información sobre el muestreo, así, como sobre pruebas de campo y de laboratorio para suelos y rocas. Especialmente útiles son los siguientes:

Annual Book of ASTM Standards, Parte 11. "Testing Techniques for Rock Mechanics" (1966). *ASTM Spec. Tech. Publ. 402,* 297 págs.

"Special Procedures for Testing Soil and Rock for Engineering Purposes" (1970). *ASTM Spec. Tech. Publ. 479,* 630 págs.

"Sampling of Soil and Rock" (1971). *ASTM Spec. Tech. Publ. 483,* 193 págs.



Depósitos de tierra en los Estados Unidos y Canadá (según Belcher y cols., 1946; Flint, 1945).

CAPITULO 6

Carácter de los depósitos naturales

6.1. Origen de los depósitos naturales

Significado de los procesos geológicos desde el punto de vista de la ingeniería. El programa de exploración del subsuelo para cualquier cimentación debe ser el adecuado para poder apreciar el carácter esencial del depósito y especialmente sus posibles variaciones de punto a punto. Sin embargo, las limitaciones impuestas por la economía y el tiempo, exigen que no debe hacerse mayor gasto que el necesario para producir los resultados deseados. Este objetivo no puede alcanzarse si el ingeniero no tiene cuando menos un conocimiento rudimentario de la anatomía de las diferentes clases de depósitos. Este conocimiento le ayudará a interpretar la información que se obtiene en el campo y en el laboratorio, y a reconocer la etapa en la que ya no se justifica hacer más gastos para obtener una información mayor.

Las dificultades de los problemas que tiene que resolver el especialista en cimentaciones, aumentan al disminuir la resistencia y aumentar la compresibilidad de los materiales de apoyo y, en los materiales de resistencia y compresibilidad dadas, al aumentar la variabilidad. Por lo tanto, puede decirse, que la roca maciza, aunque fuera posible alterar su estructura por plegamientos, fallas o metamorfismo, generalmente es un material de cimentación satisfactorio. Los aspectos problemáticos de las cimentaciones en roca están asociados usualmente a los defectos como juntas, canales de solución y zonas alteradas por meteorización química o física.

Probablemente, los depósitos más variables son los de origen glacial. En muchas partes del mundo, la topografía es el resultado directo de la acción de los glaciares, que hicieron surcos en los suelos viejos, molieron rocas, y depositaron los materiales en forma aleatoria, parcialmente sobre la tierra y parcialmente sobre el agua. Indirectamente, los sucesos de la edad glacial, influyeron en las condiciones de cimentación mucho más allá de los límites de la misma glaciación. Durante la época glaciar, el clima era más frío y las lluvias mas abundantes que ahora; en consecuencia, había grandes lagos interiores, y el caudal de los ríos era anormalmente grande. Cuando la actividad glaciar era más intensa, gran parte del agua de la tierra estaba en la forma de hielo; por lo tanto, el nivel del mar descendió hasta 90 m. Las fluctuaciones del nivel del mar propiciaron la erosión de los lechos de los ríos cerca de la costa, modificando frecuentemente las líneas de la misma, y condujeron a la formación de depósitos costeros, especialmente en las bahías y estuarios.

Debido a la extraordinaria influencia de los sucesos ocurridos en esas épocas en el

Depósitos de tierra en los Estados Unidos y Canadá (según Belcher y cols., 1946; Flint, 1945).

trabajo del especialista en cimentaciones, se tratarán en primer lugar los depósitos que resultaron de ellos. Esos depósitos enseñan que el ingeniero no debe suponer uniformidad en las condiciones del subsuelo. Debe conocer el carácter del depósito en cada lugar, con objeto de prevér las condiciones más desfavorables que pueda encontrar.

Terminología geológica. El conocimiento del origen geológico de un depósito de suelo permite a menudo comprender sus características físicas. Por lo tanto, el ingeniero debe consultar todos los datos geológicos que pueda conseguir. En los siguientes artículos se describen los tipos más comunes de depósitos naturales, y se exponen ejemplos representativos de los resultados de los programas de exploración para determinar sus características.

Desde el punto de vista de la geología, los suelos pueden dividirse en dos grupos principales: transportados y residuales. Los *transportados* ya no cubren el material rocoso que les dio origen. Pueden también clasificarse de acuerdo con el modo en que se transportan y depositan como sigue: suelos *aluviales,* transportados por el agua corriente; suelos *lacustres,* depositados en lagos quietos; suelos *marinos,* depositados en el agua del mar; suelos *eólicos,* transportados por el viento; suelos *coluviales,* depositados principalmente por efecto de derrumbes y deslaves de las laderas; y los suelos *glaciales.* Los suelos *residuales* son los que se han formado de la roca madre sobre la cual se encuentran ahora. Son comunes los depósitos profundos de suelos residuales en el sudeste de los Estados Unidos, Hawai, Puerto Rico, y generalmente en los trópicos húmedos. Son raros en la mitad norte de los Estados Unidos y Canadá, debido a que los glaciares continentales eliminaron la mayor parte de los productos de la intemperización que se habían formado sobre los afloramientos de roca.

Hablando en forma muy general, los suelos tienden a disponerse en *perfiles* o sistemas de capas. Los más importantes de estos son los de meteorización y de deposición. En muchos casos, uno de los primeros se encuentra superpuesto a uno posterior y puede encontrarse un sistema relativamente complejo cerca de la superficie.

Procesos de la meteorización. Parece ser que las rocas más viejas que aparecen en la superficie de la tierra son los sedimientos metamórficos, que se han deformado mucho por el calor y la presión, y en algunos lugares han recristalizado, convirtiéndose en granito y en otras rocas ígneas típicas, lo que hace patente la eficacia de los agentes de la meteorización a través de las épocas geológicas, ya que estas rocas antiguas están compuestas de los productos de meteorización de otras todavía más antiguas.

Algunos agentes de la meteorización son puramente físicos. Entre los más importantes están *la dilatación* y la *contracción diferenciales,* que se originan por el calentamiento y enfriamiento de masas de roca que contienen minerales de diferentes propiedades térmicas. Otros son el *efecto abrasivo* del viento y del agua, especialmente cuando estos agentes transportan sedimentos que ayudan en su acción demoledora; la fuerza expansiva del agua al congelarse y en muchos lugares, especialmente en el pasado, la acción de los glaciares. Sin embargo, con todo lo importante que son estos agentes físicos, no son capaces de reducir el tamaño de los fragmentos individuales a menos que 0.01 mm. La desintegración más completa sólo puede efectuarse mediante procesos químicos.

Los principales agentes de la meteorización química son la oxidación, la hidratación, la carbonatación y la solución. Casi todos los materiales se combinan con el oxígeno, especialmente en los climas húmedos, pero los compuestos de hierro son especialmente susceptibles. La combinación con oxígeno se asocia usualmente a un aumento de volumen, con lo que es probable que la porción oxidada se separe por exfoliación del material inalterado. Similarmente, el aumento de volumen se acompaña de la formación de nuevos minerales por hidratación, y coopera en la desintegración de los minerales originales. El agua de la lluvia disuelve pequeñas cantidades de bióxido de carbono de la atmós-

fera, convirtiéndose en una solución débil de ácido carbónico. La combinación química de algunos minerales con el ácido carbónico conduce a la formación de minerales más blandos y más débiles; sin embargo, lo que es más importante es que el ácido carbónico débil es mejor solvente que el agua pura. Ataca no sólo materiales que contienen carbonato de calcio, sino también los que contienen silicatos.

Como regla, la meteorización física predomina en los climas fríos o secos, mientras que la meteorización química es más importante en los climas húmedos y calientes. Las plantas y la vida animal contribuyen a ambos procesos. Sin embargo, las rocas pueden también estar sujetas a descomposición química cuando se encuentran muy lejos de la superficie, debido a la circulación de las aguas magmáticas cargadas de sustancias químicas. De esta manera, pueden haberse transformado los granitos y gneisses localmente en rocas blandas de carácter arcillosos, y las cuarcitas duras en arena sin cohesión.

Después que los procesos de la meteorización han eliminado los nexos de cohesión entre la mayor parte de los componentes de la roca, la meteorización química conduce a la formación de minerales arcillosos. Sin embargo, la meteorización todavía continúa. Finalmente, bajo condiciones tropicales humedas, la desintegración puede ser tan completa, que hasta los minerales arcillosos se descomponen.

Terminología pedológica. Pedología es la rama de la geología que estudia la capa superficial de la tierra, en un espesor de 1 ó 2 m. Dentro de esta zona, el material rocoso o formado por roca descompuesta se ha alterado por la meteorización a un grado que depende del clima, de la presencia de organismos, de la topografía, del carácter del material original, y del tiempo que hayan actuado los procesos de la meteorización. Para el pedólogo, solamente esta zona alterada se llama *suelo.,* Por lo tanto, la definición del pedólogo está mucho más restringida que la del ingeniero.

Cualquiera que sea la naturaleza de los suelos que se hayan formado, en un espesor de unos cuantos metros a partir de la superficie, se encuentra una sucesión de varias capas distintas. A estas capas se les llama *horizontes del suelo,* y al sistema completo de horizontes se le llama *perfil de suelos.* Usualmente, el horizonte más alto ha perdido por lixiviación una cantidad importante de materia mineral fina, aunque puede contener una cantidad relativamente grande de materia orgánica finamente dividida que proviene de la descomposición de la vegetación. A esta zona se le llama algunas veces *zona de agotamiento.* El segundo horizonte es la zona en que se acumula la materia mineral fina; en la mayor parte de los perfiles es más plástica que en los horizontes que quedan arriba o abajo de la misma. En muchos casos, puede reconocerse mejor por la agrupación de las partículas en un arreglo estructural bien desarrollado, al que se llama de bloques o prismático. Los dos horizontes superiores juntos constituyen el solum, que es la zona en que los procesos de formación de los suelos son más activos. Abajo del solum está un tercer horizonte compuesto de material original relativamente inalterado. El material original puede ser un meterial rocoso parcialmente descompuesto y desintegrado, o puede ser un material de suelo o roca que ha sido transportado y depositado a un nuevo lugar. En la fig. 6.1, se muestra un perfil hipotético de la meteorización del suelo. Los horizontes principales se designan por A, B y C. Estos horizontes se subdividen usualmente tomando como base las variaciones menores que ocurren en las zonas de transición entre horizontes, o sobre la base de características físicas o químicas especiales. En ningún perfil aparecerían todos los horizontes mostrados; desde el punto de vista de la ingeniería, usualmente es suficiente tratar sólo en términos de los horizontes principales. Cuando se están depositando todavía materiales frescos como en el caso de las llanuras de inundación de los ríos, no existe la oportunidad de que se forme un perfil pedológico típico.

La clasificación pedológica de un suelo se determina principalmente sobre la base de la geología del material de origen y de ciertas características inherentes al perfil,

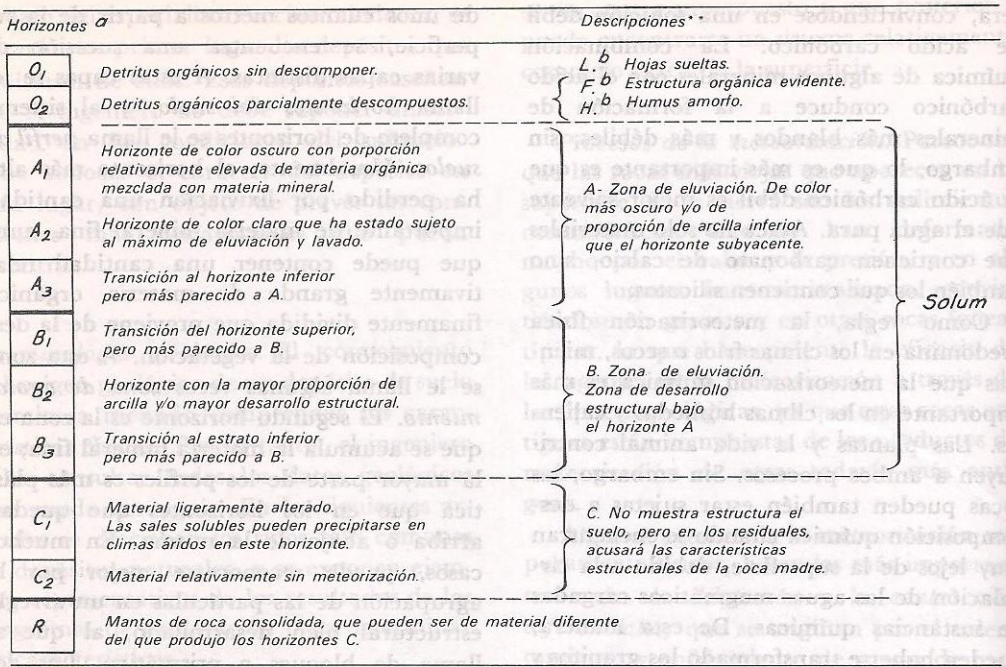


Figura 6.1. Perfil de suelos hipotético, mostrando las principales características y las interrelaciones de los horizontes.

entre las que están incluidas el número, color, textura y estructura; espesor, composición química y disposición relativa de los horizontes.

Todos los suelos que tienen perfiles semejantes, excepto por la textura del horizonte superficial, se agrupan reuniéndolos en una *serie de suelos,* dándole un nombre. Estos nombres se toman usualmente de la localidad donde se encontró por primera vez el suelo. Ordinariamente, el nombre de la serie se modifica después con términos que indican la textura de la superficie del suelo determinada con un diagrama de clasificación triangular (fig. 1.14). Las características ingenieriles de un perfil de suelos, se determinan principalmente por la textura, plasticidad, espesor, y características de drenaje de los horizontes. Varias series pedológicas diferentes pueden tener propiedades ingenieriles semejantes.

La pedología ha sido muy utilizada por agrónomos y en grado considerable por los ingenieros de caminos y de aeropuertos. Debido a las correlaciones de la pedología con el comportamiento de las cimentaciones poco profundas, con la posición del agua freática, y con el funcionamiento de fosas sépticas, la pedología también entra cada vez más en la planificación del uso de la tierra; además, como la clasificación pedológica de un suelo incluye una descripción del material original, el ingeniero especialista en cimentaciones puede obtener de esa descripción, información general útil respecto a la naturaleza de los suelos en una localidad con la que no esté familiarizado.

En los Estados Unidos, la mayor parte de la información pedológica está contenida en los informes de levantamientos de suelos de los condados, que han sido publicados por el Departamento de Agricultura de los E. U., desde principios de siglo. Sin embargo, solamente los informes publicados desde 1940, pueden tomarse como información muy precisa. En estos in-

formes se incluyen descripciones detalladas del perfil del suelo y de la geología de cada serie de suelos en el condado, y un mapa a la escala de 1 pulgada = 1 milla, o mayor, indicando las fronteras de cada serie de suelos. La mayor parte de los informes publicados desde 1960, contienen una sección sobre ingeniería y un mapa de suelos a una escala de aproximadamente 3 plg = 1 milla. También incluyen usualmente una tabulación de información de pruebas y clasificaciones técnicas, de acuerdo con los sistemas de la AASHO y el Unificado, utilizando muestras tomadas de perfiles típicos de las series de suelos más prominentes.

En la preparación de los mapas pedológicos más modernos, se utilizan fotografías aéreas para hacer los levantamientos de suelos; todos los mapas recientes hacen uso de esta metodología. La información de las fotografías, con frecuencia permite hacer una demarcación más precisa de las fronteras de las formaciones, que la que puede obtenerse con levantamientos terrestres únicamente. Además, bajo ciertas condiciones climáticas, el carácter del material de origen se revela por elementos del patrón fotográfico, que se conocen como formas geológicas, color del suelo, erosión, drenaje superficial, cubierta vegetal, pendiente, uso de la tierra y microrelieve. Con frecuencia, los elementos principales del patrón son afectados por la textura del suelo y las condiciones de humedad. Por lo tanto, cada patrón debe correlacionarse con el perfil de suelos correspondiente que se haya determinado por levantamientos en el campo, pero después de ésto, pueden hacerse estudios rápidos de áreas muy grandes empleando la interpretación de fotografías aéreas.

En los E.E.U.U. pueden obtenerse fotografías aéreas verticales en dependencias gubernamentales tales como, el Departamento de Agricultura, el Servicio Geológico Nacional y el Servicio Forestal. La habilidad para interpretar fotografías desde el punto de vista de la ingeniería depende de la preparación que se tenga en geología, pedología y ecología botánica, así como del conocimiento que se tenga de las características de los depósitos de suelos naturales. En las zonas en que no se disponga de informes geológicos ni pedológicos, la interpretación de las fotografías aéreas proporciona un recurso para la localización de las fronteras de los suelos, para predecir las características técnicas de ciertas áreas, y para programar racionalmente la exploración de suelos y determinar los detalles de la estratigrafía.

6.2 Depósitos asociados a la glaciación

Introducción. Grandes glaciares cubrieron gran parte de la superficie de la tierra al norte del paralelo 40. En otras regiones, la mayor parte de las montañas fueron sepultadas ó parcialmente cubiertas por glaciares alpinos, aun en los trópicos. El hielo excavó, transportó y redepositó rocas sueltas y suelos. Todos los materiales depositados por los glaciares reciben el nombre de *arrastres.* Los depositados fuera del hielo se llaman *detritus.* En agua del hielo fundido que también lleva sedimentos da lugar a *derrames.* La concentración del agua del hielo fundido en corrientes torrenciales de caudales variables que dependían de las temperaturas, originaron los depósitos *glaciofluviales.* En algunos casos, el agua de deshielo se embalsó entre terrenos altos y el mismo glaciar. De esta manera, se formaron lagos en los que se depositaron sedimentos conocidos como depósitos glacio lacustres.

Morrenas. El hielo cargado de arrastres corre contínuamente hacia los bordes de todo glaciar activo. Cerca de los bordes se produce la fusión, y el arrastre se concentra, y parte del mismo se fija en el terreno congelado. Esta parte constituye la *morrena de fondo.* Está formada por detritus de composición errática. Se deposita una pequeña cantidad de material en forma de morrena de fondo cuando está aumentando el espesor de la lámina de hielo, y una cantidad mayor cuando está disminuyendo. Cuando el espesor del glaciar ha sufrido alternativas de crecimiento y contracción, puede haber varios mantos diferentes de detritus. La fig. 6.2 representa una sección transversal en una parte del centro de Chicago, en el que cuando menos hay tres morrenas de fondo sucesivas.

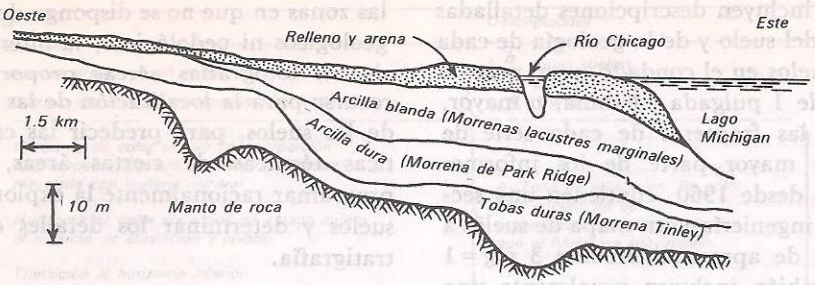
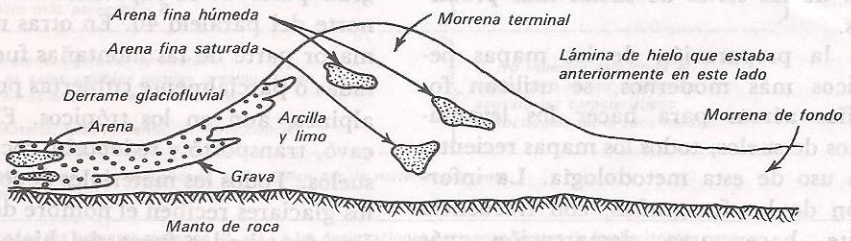


Figura 6.2. Sección transversal simplificada a través de los depósitos glaciales que subyacen a la Calle Lake en Chicago, mostrando morrenas de fondo sucesivas.



Figuras 6.3. Sección transversal idealizada en una morrena terminal típica.

Si el borde de hielo permanece estacionario cuando menos unos cuantos años, el arrastre se acumula formando un bordo a la orilla del glaciar. A estas acumulaciones se les conoce como *morrenas terminales*. Consisten principalmente de arrastres, pero pueden estratificarse en los lugares ocupados por charcas formadas por agua de deshielo, y pueden contener depósitos de derrames glaciales de forma irregular. Comúnmente, existen grandes derrames de arena, grava, o limo al lado de las morrenas que forman un declive al alejarse del hielo. La fig. 6.3 muestra una sección transversal a través de una de estas morrenas.

La fig. 6.4 es una fotografía aérea del frente o borde sur de una porción de La Morrena Iroqués de la Edad Wisconsin en el Illinois oriental. El aspecto moteado, de tonos claros y oscuros que se ve en el área 3, es típico de gran parte de la región morrénica joven en el centro de los Estados Unidos. La variación de tono del mosaico, que tiene una apariencia brumosa o nebulosa, en el área 5, es un depósito de detritus fino, en contraste con el de textura media del área 3. El examen detallado de la figura revela una serie de canales paralelos que conducen al derrame, área 8; su paralelismo indica que están situados en el frente inclinado de la morrena terminal. Los tonos más uniformes del área 8, interrumpidos principalmente por la presen-

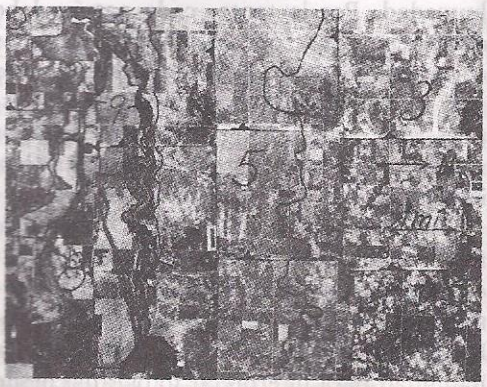


Figura 6.4. Mosaico fotográfico de una región de morrenas jóvenes mostando zonas de morrenas de textura media (3), morrena de textura fina (5), derrame glacial (8), y aluviones recientes (9) (Fotografías del U.S. Dept. Agr.).

cia de las marcas de viejos canales y aluviones (área 9) a lo largo de la corriente actual, contrastan fuertemente con los materiales de la morrena.

En la parte central de los Estados Unidos existen vastas superficies de morrena de fondo que están casi a nivel. A éstas se les conoce con el nombre de *llanuras morrénicas*. Las diferentes capas de morrenas que están debajo de estas llanuras están separadas algunas veces por mantillos viejos y canales enterrados. El mosaico fotográfico de las llanuras morrénicas jóvenes es semejante al del área 3 de la fig. 6.4, excepto porque el moteado es de tamaño mayor. Por otra parte, gran parte del material glacial expuesto en la parte del extremo sur de la región afectada por el glaciar se estima que es 200,000 años más viejo que la morrena de Wisconsin. Por lo tanto, ha sido meteorizada más profundamente, a profundidades de 2 m o más; mientras que el perfil en la región de arrastres jóvenes, rara vez excede de 1 ó 2 m. El mosaico fotográfico de la fig. 6.5 es el típico de las regiones de arrastres más viejas (de Illinois) al sur del estado del mismo nombre. Aquí, lo moteado de los arrastres ha sido casi borrado por la meteorización superficial y, además, se ha desarrollado un sistema de drenaje bastante completo, aun en las zonas casi planas.

Los depósitos glaciales varían mucho en textura, plasticidad, y propiedades ingenieriles. En la tabla 6.1 se muestran datos de siete depósitos glaciales típicos, elegidos para poner de manifiesto las variaciones de tamaño de grueso a fino; sus curvas granulométricas se muestran en la fig. 6.6. Los nombres de los primeros cinco se refieren a los tipos pedológicos de suelos desarrollados en los materiales originales, a los que corresponden las propiedades tabuladas.

Los depósitos 6 y 7 representan suelos que han mostrado un comportamiento excelente en presas de tierra de Canadá (MacDonald y colaboradores, 1961). Las siete curvas son semejantes e indican que son materiales bien graduados (fig. 6.6), aun cuando la proporción de arcilla varíe de 2 a más de 60 por ciento. La resistencia de estos suelos puede variar tanto vertical como horizontalmente, como se muestra en la sección transversal general (fig. 6.2) y en el perfil más detallado (fig. 6.7), que pertenece a los subsuelos del centro de Chicago.

Todos los tipos de morrenas pueden contener algo de arcillas y limos, que se depositaron en charcas temporales. Pueden contener también arenas y gravas uniformes que se precipitaron en los canales y tubos del hielo. Estos materiales aparecen como inclusiones de forma irregular, como las mostradas en la fig. 6.8. Algunas morrenas están compuestas de arcillas de arrastre con humedad excepcionalmente uniforme,



Figura 6.5. Mosaico de fotografías aéreas de una vieja llanura de acarreos (Fotografías del U. S. Dept. Agr.).

Tabla 6.1 Propiedades índice y Clasificación ingenieril de Siete Típicos Morrenas Glaciales Jóvenes

Tipo de Suelo y Localización.	w_L	I_P	$\gamma_{máx}$ (kg/m³)	w_{opt} (%)	Clasificación AASHO	Clasificación Sistema Unif.
1. Lama arenosa con piedras, de Rockingham Co., N. H.	—	NP[a]	1940	9	*A*–1–*b*(0)	*GM*
2. Lama arenosa gogébica, Bayfield Co., Wis.	—	NP	2020	8	*A*–2–4(0)	*SM*
3. Lama limosa de Miami, Fairfield Co 30 Minn.	30	13	1940	12	*A*–6(5)	*CL*
4. Lama limosa de Le Sueur, Scott Co., Minn.	54	29	1540	24	*A*–7–6(24)	*CH*
5. Lama limosa de Clarence, Livinston Co., Ill.	67	43	1590	21	*A*–7–6(49)	*CH*
6. Morrena del Río Ash, Vancouver Island, B.C., Canadá	25	10	2160	10	*A*–2–4(0)	*SM*
7. Morrena del Lago St. Anne, Quebec, Canadá	—	NP	2050	8	*A*–2–4(0)	*SM*

[a]NP = No plástico.

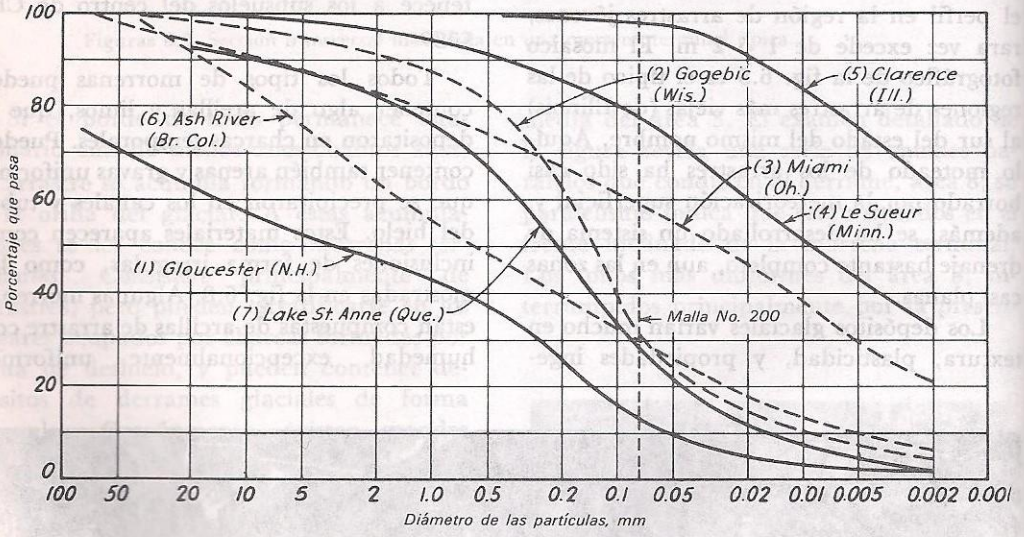


Figura 6.6. Curvas granulométricas de depósitos glaciales típicos. (1) Arena y grava de New Hampshire. (2) Arena de Wisconsin. (3) Limo de Ohio. (4) Arcilla limosa de Minnesota. (5) Arcilla de Illinois. (6) Grava de la Columbia Británica. (7) Arena de Quebec.

mientras que otras, formadas en condiciones casi iguales, pueden presentar variaciones extremadamente erráticas. El contraste entre dos depósitos de éstos, uno sobreyaciente al otro, se muestra en la fig. 6.9.

Es probable que las áreas morrénicas estén mal drenadas, especialmente si su material fue depositado durante uno de los avances glaciales más recientes. En las depresiones mal drenadas, se han encontrado frecuentemente mantos de turba.

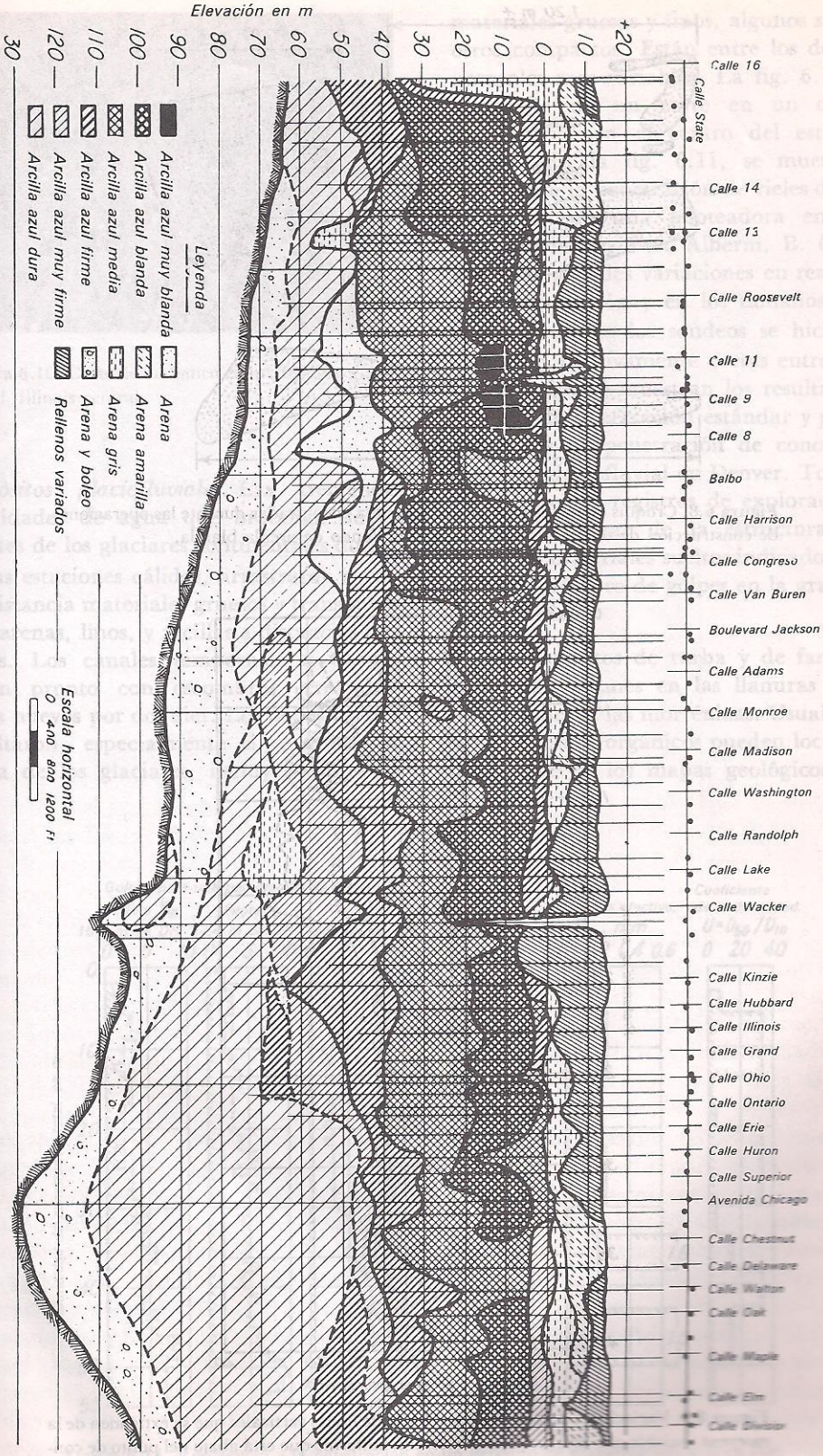


Figura 6.7. Sección transversal de depósitos glaciales a lo largo de la Calle State en Chicago mostrando las variaciones de consistencia de la morrena (según Peck y Reed, 1954).

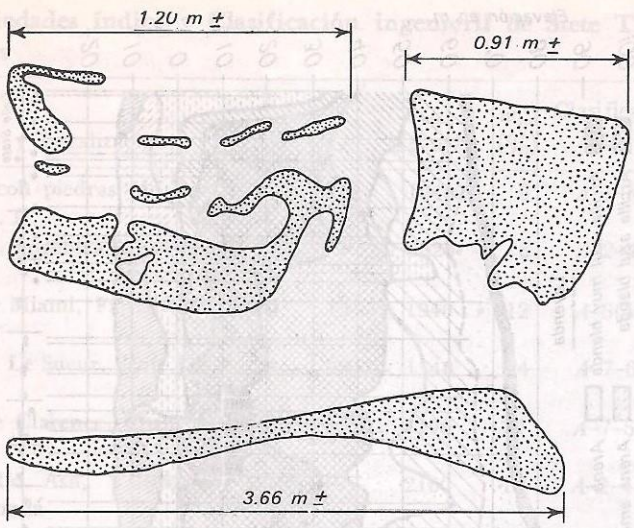


Figura 6.8. Croquis de inclusiones de arena gruesa encontradas durante las operaciones de construcción de túneles en una morrena de fondo de arcilla blanda.

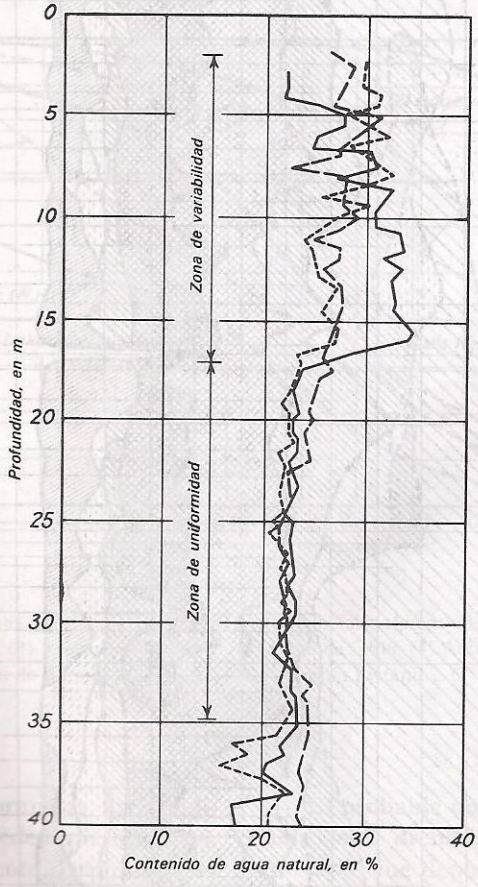


Figura 6.9. Variaciones de humedad a lo largo de líneas verticales que se extienden de la morrena variable que está arriba a la morrena uniforme que está abajo del punto de contacto. Las dos morrenas no se distinguen a simple vista.

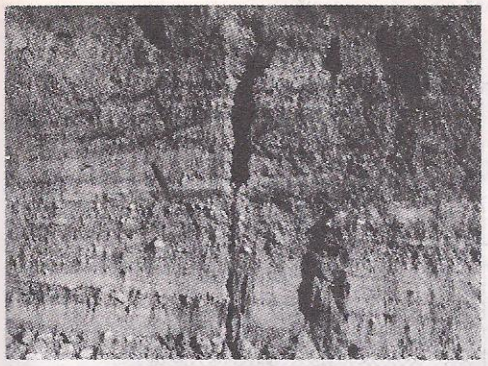


Figura 6.10. Corte de un banco en un depósito glaciofluvial, Illinois central.

Depósitos glaciofluviales. Las tremendas cantidades de agua que brotaban de los frentes de los glaciares continentales durante las estaciones cálidas, arrastraron a corta distancia materiales gruesos y transportaron arenas, linos, y arcillas a distancias mayores. Los canales temporales se obstruyeron pronto con escombros, creándose otros nuevos por doquier. Los depósitos que resultaron, especialmente si se formaron cerca de los glaciares, incluyen lentes de materiales gruesos y finos, algunos sueltos y otros compactos. Están entre los depósitos naturales mas variables. La fig. 6.10 es la fotografía de un corte en un depósito glaciofluvial en el centro del estado de Illinois. En la fig. 6.11, se muestra un registro de la penetración de rieles de acero hincados con una piloteadora en grava glaciofluvial en Port Alberni, B. C., Son evidentes grandes variaciones en resistencia a la penetración y en los tamaños de los granos, aunque los sondeos se hicieron a distancias relativamente cortas entre sí. En la fig. 6.12, se muestran los resultados de pruebas de penetración estándar y pruebas dinámicas de penetración de cono en un depósito glaciofluvial en Denver. Tomando como base los registros de exploración, se cambió el lugar de la estructura, para evitar los materiales sueltos indicados por el pequeño número de golpes en la grafica de la izquierda.

Los depósitos de turba y de fango son aun más comunes en las llanuras de derrames que en las morrénicas. Usualmente, estos depósitos orgánicos pueden localizarse fácilmente en los mapas geológicos o pe-

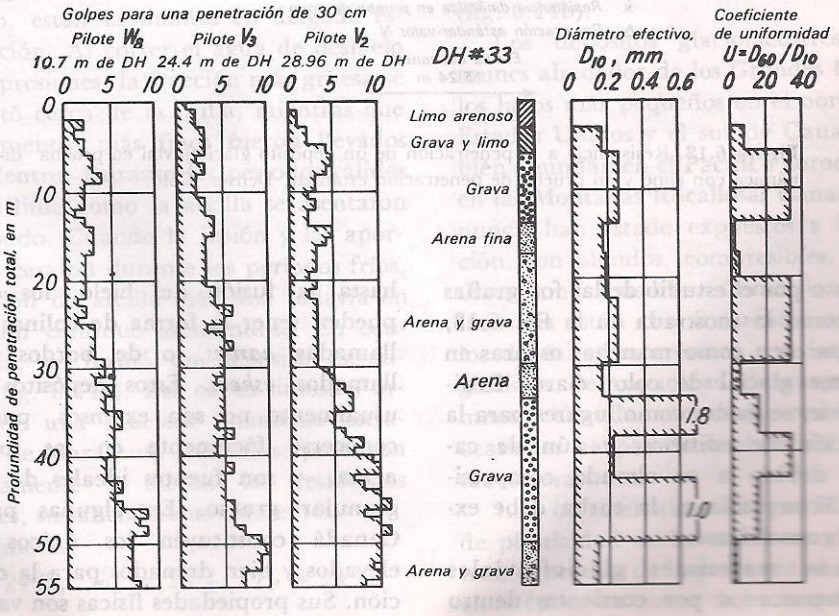


Figura 6.11. Resistencia a la penetración en un depósito de grava glaciofluvial en Port Alberni, B. C. (Cortesía de K. Terzaghi).

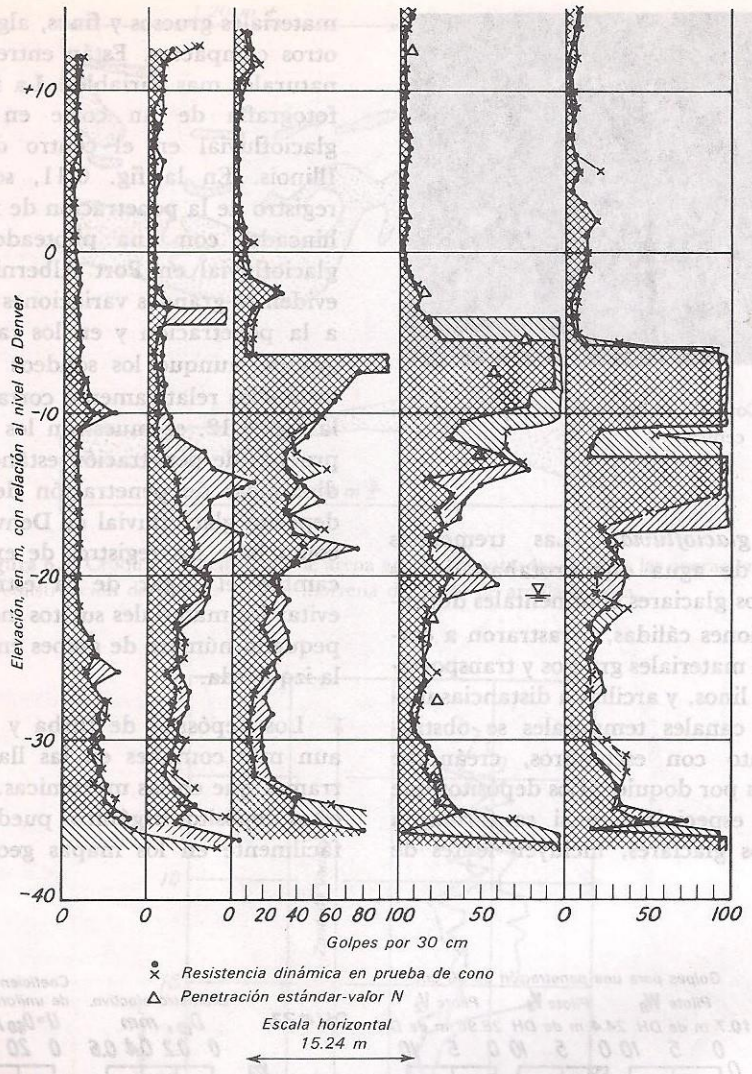


Figura 6.12. Resistencia a la penetración de un depósito glaciofluvial en prueba dinámica con cono y en prueba de penetración estándar, Denver, Colo.

dológicos o por el estudio de las fotografías aéreas, como la mostrada en la fig. 6.13, donde aparecen como manchas oscuras en el derrame glacial de color claro. Ordinariamente, se evitan como lugares para la construcción de edificios, y aún de carreteras, debido a su elevada compresibilidad. Si se utilizan, la turba debe excavarse o consolidarse.

Algunos materiales glaciofluviales fueron depositados por corrientes dentro del cuerpo de hielo o en grietas cerca del frente de hielo. Debido a su confinamiento hasta la fusión del hielo, los depósitos pueden tener la forma de colinas cónicas, llamadas *kames,* o de bordos sinuosos, llamados *eskers.* Estos depósitos aunque usualmente no son extensos, pueden reconocerse fácilmente en las fotografías aéreas y son fuentes ideales de material granular grueso. En algunas partes de Canadá constituyen los únicos lugares elevados y bien drenados para la construcción. Sus propiedades físicas son variables y con semejantes a las de los depósitos de los derrames glaciales.

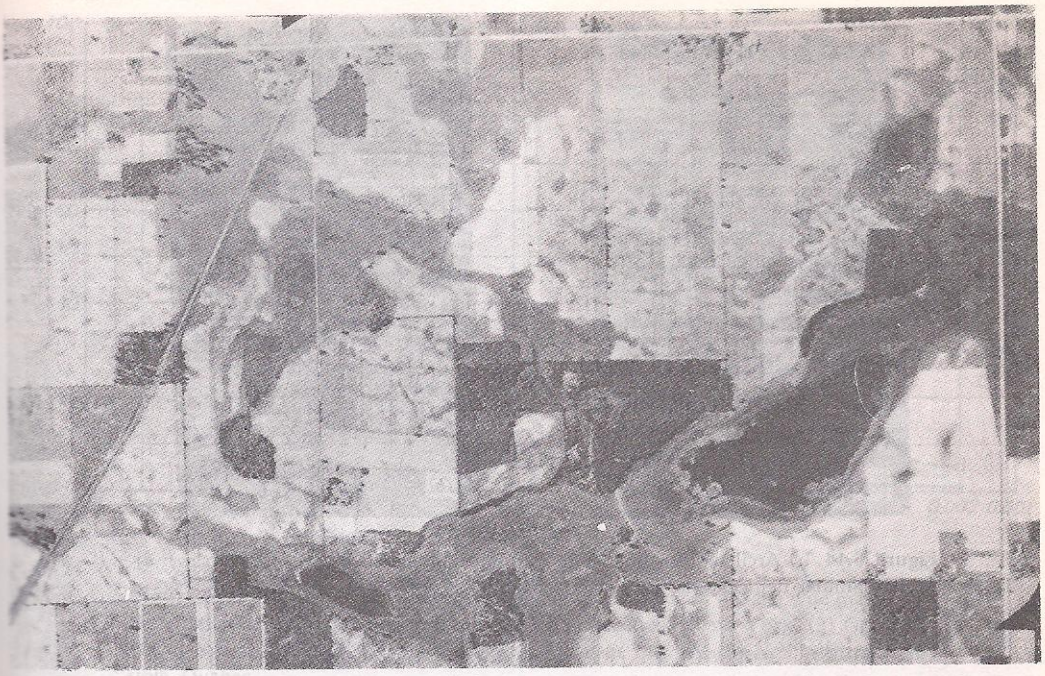


Figura 6.13. Fotografía aérea de un derrame glacial con turba, Indiana del norte (Fotografías del U.S. Dept de Agr.)

Depósitos glaciolacustres y marinos. En contraste con los depósitos glaciofluviales, los formados en las aguas relativamente quietas de los lagos glaciales muestran un elevado grado de uniformidad. Muchos, sin embargo, están laminados en delgada estratificación. Al correr el agua de deshielo a las depresiones, la fracción más gruesa se sedimentó cerca de la orilla, mientras que los sedimentos más finos fueron llevados agua adentro. Durante los periodos cálidos tanto el limo como la arcilla se asentaron en el fondo. Cuando la fusión y las aportaciones cesaron durante los periodos fríos, la fracción de arcilla más fina todavía en suspensión continuó asentándose. En consecuencia, se formó un depósito estratificado (fig. 6.14a). Las capas limosa y arcillosa de una muestra finamente estratificada de Marathon, Canadá se probaron separadamente y dieron los resultados siguientes, sustancialmente diferentes:

Capas limosas:

$$w = 24\%; \quad w_L = 28\%; \quad I_P = 24\%$$

Capas arcillosas:

$$w = 35\%; \quad w_L = 42\%; \quad I_P = 35\%$$

Cuando el fondo se encontraba a poca profundidad de manera que influían en él las corrientes, los detalles de las laminaciones se hicieron muy intrincados, como lo ilustra una muestra del lago glacial Agassiz (fig. 6.14b).

Los depósitos glaciolacustres son comunes alrededor de los Grandes Lagos y de los lagos más pequeños en el noreste de los Estados Unidos y el sur de Canadá. También abundan en el Pacífico noroccidental y en las Montañas Rocallosas Canadienses. Si nunca han estado expuestos a la desecación, son blandos, compresibles, y algunas veces muy sensibles. Como los depósitos lacustres están con frecuencia asociados a los depósitos morrénicos o a los derrames glaciales de capacidad de carga relativamente elevada, su baja resistencia en ocasiones ha pasado inadvertida con resultados desastrosos.

Las características de granulometría y de plasticidad de las muestras glaciolacustres, dependen de la proximidad de la orilla en la época en que se depositaron, así como de la fuente de los sedimentos. En la tabla 6.2 y en la fig. 6.15, se dan datos de tres

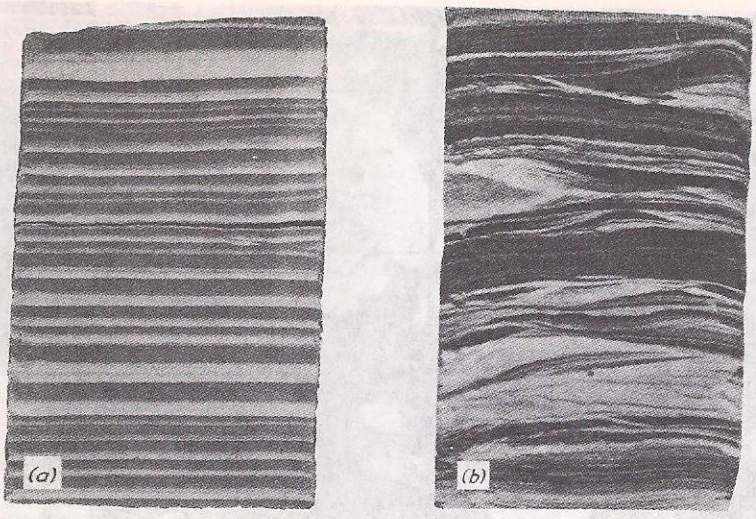


Figura 6.14. *a)* Arcilla típica finamente estratificada cortesía de M. J. Hvorslev). *b)* Arcilla laminar del lecho del lago glacia Agassiz.

materiales representativos, poco profundos, de origen glaciolacustre, identificados por sus nombres pedológicos. La arcilla Paulding es un depósito acuático profundo que proviene de arrastres compuestos principalmente de lutitas laminares. Los suelos del Río del Salmón y de la Trucha representan, respectivamente, depósitos costeros y de playa, formados donde el arrastre provenía de mantos de roca más resistentes.

Cuando las aguas glaciales de deshielo llegaron a las ensenadas del mar, las aguas salinas tendieron a flocular los limos y arcillas, de manera que se precipitaron simultáneamente y no se formaron estratificaciones delgadas. Muchos de estos depósitos sufrieron levantamientos isostáticos con respecto al nivel del mar, debido a la disminución de peso por desaparición del hielo glacial. En consecuencia, el agua salada

Tabla 6.2 Propiedades índice y Clasificación ingenieril de Depósitos Glaciales Lacustres y Marinos

Tipo de Suelo y Localización	w_L	I_P	$\gamma_{máx}$ (kg/m³)	$w_{ópt}$ (%)	Clasificación AASHO	Clasificación Sistema Unif
1. Arcilla Paulding Co., Ohio	63	35	1620	23	*A*–7–6(41)	*CH*
2. Lama arenosa muy fina de Salmon, Franklin Co., N. Y.	—	NP[a]	1830	12	*A*–4(7)	*ML*
3. Lama arenosa y gravosa del Río Trucha, Franklin, Co., N. Y.	—	NP	1940	13	*A*–1–*b*(0)	*SP*
4. Arcilla de la Ciudad de México, profundidad 10.35 m, w natural = 300%	360	235	—	—	*A*–7–5(308)	*MH*
5. Arcilla de St. Thuribe, profundidad 4.57 m, w natural = 46%	33	12	—	—	*A*–6(7)	*CL*

[a]NP = No plástico.

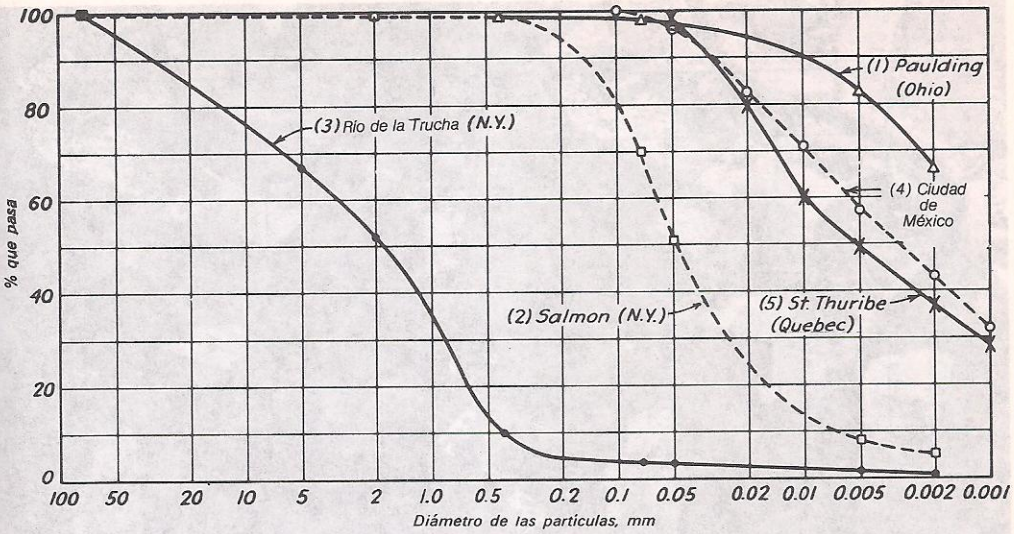


Figura 6.15 Curvas granulométricas de sedimentos de fondo de lago y de márgenes. (1) Arcilla Lacustre, Ohio. (2) Limo y Arena Lacustres, Nueva York. (3) Grava de Playa, Nueva York. (4) Arcilla Lacustre, Ciudad de México. (5) Arcilla Ultralucensible, Quebec.

que originalmente estaba en los poros del suelo, fue gradualmente reemplazada por agua dulce de la lluvia. Los cambios físico químicos asociados a la lixiviación dieron por resultado sensibilidades anormalmente elevadas. Estas arcillas ultra sensibles (art. 1.7) se licúan ocasionalmente y fluyen en taludes de muy poca inclinación. Un deslizamiento de este tipo se produjo cerca de St. Thuribe, Quebec en 1898. Las características de plasticidad dadas en la tabla 6.2 y la fig. 6.15, no sugieren características extraordinarias; sin embargo, la humedad natural excede el límite líquido y la sensibilidad pasa de 150. La fig. 6.16 es un estereograma de un área de deslizamiento por flujo en arcilla Leda, a lo largo del río Maskinongé, Quebec. Estas huellas de deslizamientos por flujo son comunes a lo largo del río San Lorenzo y sus tributarios y también a lo largo de algunos ríos principales y fiordos en Escandinavia.

Debido a las condiciones climáticas que prevalecieron en la época glacial, también se formaron grandes lagos en regiones no afectadas directamente por el hielo. El vaso interior en que está ahora situado el lago Salado, de Utah, estuvo alguna vez ocupado por el lago Bonneville, que tenía un volumen de agua mucho mayor. El valle de la ciudad de México es un vaso semejante en el que se depositaron sedimentos lacustres, pero los componentes principales eran de origen volcánico. En la tabla 6.2 y en la fig. 6.15 se incluyen datos de una muestra de arcilla de la ciudad de México. En la fig. 6.17, se muestra un registro de exploración representativo de las condiciones del centro de la ciudad. La humedad es notablemente elevada; además, está muy cerca y algunas veces supera al límite líquido. Aunque esta arcilla presenta una resistencia apreciable cuando está inalterada, es extremadamente compresible (lámina 3) y su sensibilidad puede alcanzar valores de 20 o 30.

Valles sepultados. Por varias razones, los niveles de los lagos glaciales fluctuaron mucho a través del tiempo. Cuando el nivel del agua bajaba, las corrientes tributarias erosionaban valles en los terrenos circunvecinos. Al subir lentamente el nivel de los lagos, las desembocaduras de las corrientes se desbordaron y se llenaron de sedimentos, con frecuencia mezclados con restos de vegetales. Toda el área pudo haber estado

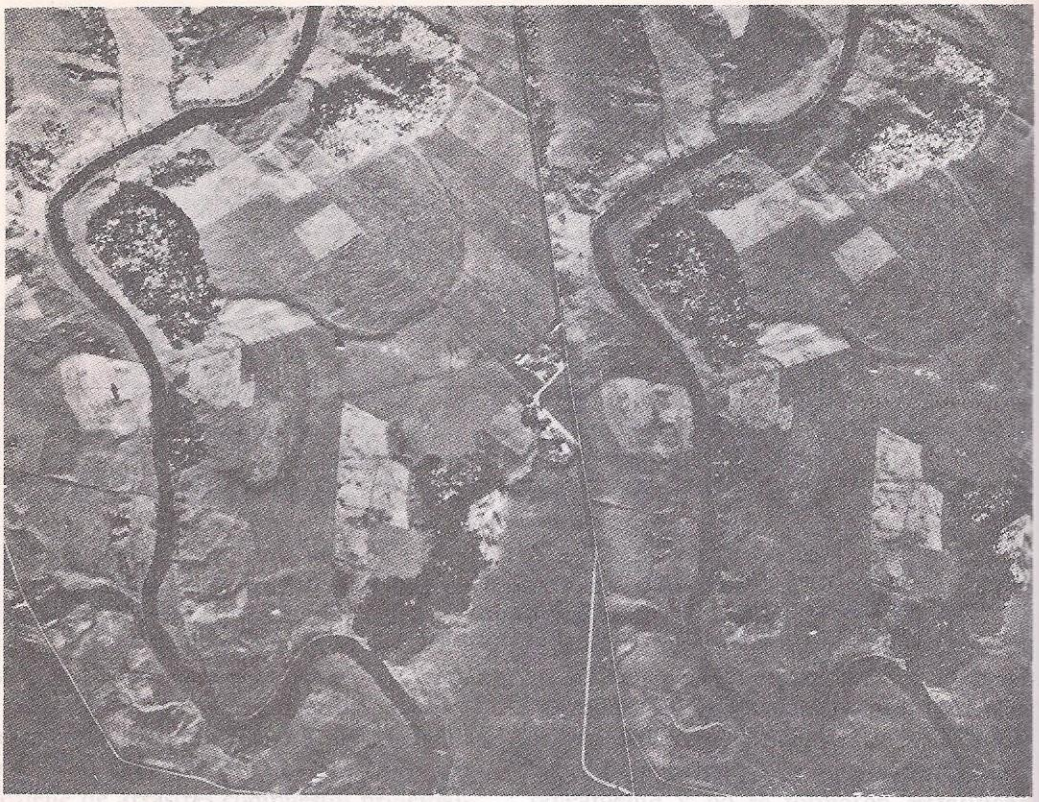


FIGURA 6.16. Par estereoscópico de un área de deslizamientos por flujo, Río Maskinongé, Quebec (preparado por el Comité de Fotografía Aérea de la Universidad de Illinois, con fotografías del Canadian Dept. of Energy, Mines and Resources).

cubierta por sedimentos lacustres y aún por morrenas en los últimos avances de los glaciales, y los canales con sus rellenos blandos pudieron haber sido completamente sepultados. Las corrientes actuales no necesariamente fluyen en los viejos valles, y sus relaciones subterráneas son con frecuencia complejas. En la fig. 6.18a. se muestra una sección transversal de un valle enterrado en el condado de Jackson, III. El viejo relleno está ahora cubierto por una formación muy escarpada y el valle actual del río está a considerable distancia de su predecesor. La mitad inferior del viejo valle está lleno de materiales que tienen las características de los depósitos del fondo del lago; esta condición indica que el extremo inferior del valle estuvo cuando menos parcialmente bloqueado por el llenado rápido del valle principal (el Mississippi) en el que la vieja corriente se vaciaba. Posiblemente, el bloqueo lo causaba la rápida deposición de los derrames glaciales acarreado, por el Mississippi cuando el hielo retrocedió.

El valle mostrado en la fig. 6.18b fue originalmente labrado en la roca, luego ampliado por el hielo glacial y cubierto por depósitos; después fue reexcavado en esos depósitos, se cubrió con sedimentos y finalmente con loes. La corriente que existe es muy pequeña y está erosionando el loes.

Estos canales enterrados son muy comunes cerca de los Grandes Lagos. También se encuentran en la orilla del mar, porque el nivel del océano estuvo durante varios periodos probablemente hasta 90 m abajo del actual en la época glacial. Una interpretación racional de los sondeos en la vecindad de valles enterrados, requiere cuando menos un conocimiento rudimentario de la historia geológica de la región.

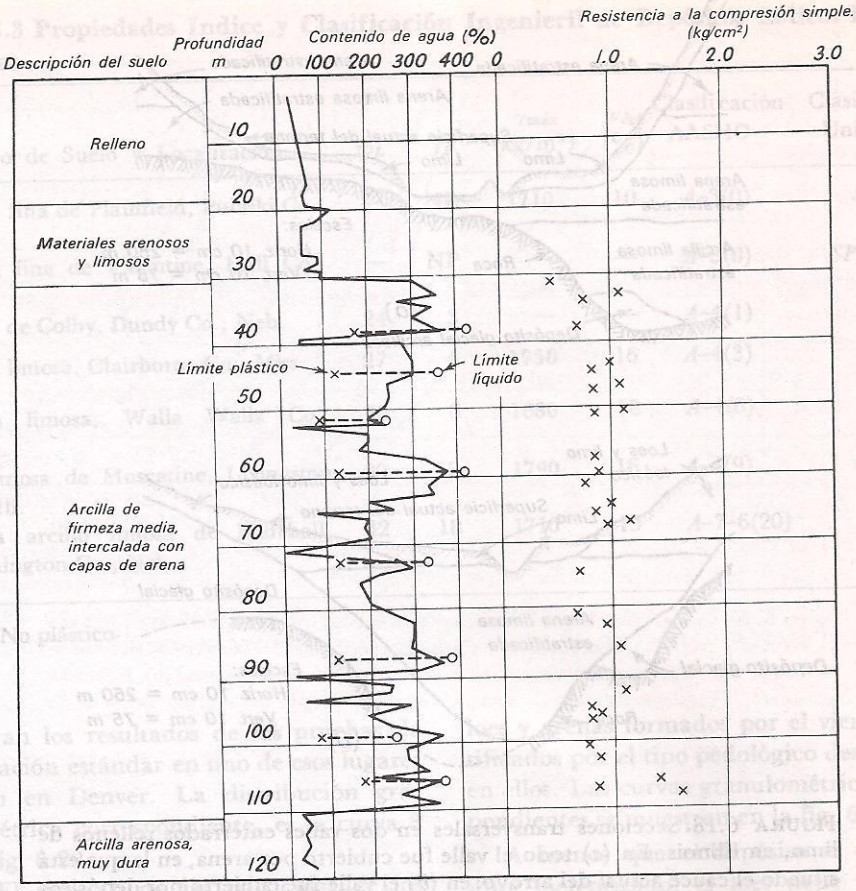


FIGURA 6.17. Variaciones de contenidos de agua, de los Límites de Atterberg, y de la resistencia a la compresión simple de muestras de un sondeo en el centro de la Ciudad de México (según Zeevaert, 1949).

6.3 Depósitos eólicos

Introducción. Intimamente relacionados con los depósitos glaciales, especialmente en las cercanías de las vías principales de los glaciares y zonas de derrames, están los depósitos de arena y limo clasificados por el viento. El arrastre del viento a través de las grandes áreas cubiertas de arena, ya sean llanuras de derrames, playas, llanuras de inundación de ríos anchos o aún llanuras de desierto, se lleva la arena y las partículas del tamaño del limo, pero deja la grava. Los granos de arena ruedan unos sobre otros o saltan pequeñas distancias en el aire y se amontonan para formar médanos, mientras que las partículas del tamaño del limo son llevadas lejos.

Arenas de médano. Las arenas de médano se encuentran clasificadas entre las formaciones naturales más homogéneas. El proceso de selección del viento clasifica la arena en conjuntos de tamaño muy uniforme. Generalmente, la arena se va haciendo más fina al aumentar la distancia desde su origen. Si proviene de un depósito formado en un valle glaciofluvial, la mayor parte de la arena permanece en el valle y los depósitos altos adyacentes se componen predominantemente de partículas de limo (loes). Las curvas granulométricas de varios suelos acarreados por el viento se muestran en la fig. 6.20. En la zona de transición de la arena muy fina, entre la arena de médano y el loes, se han encontrado depósitos extremadamente sueltos. En la fig. 6.19, se

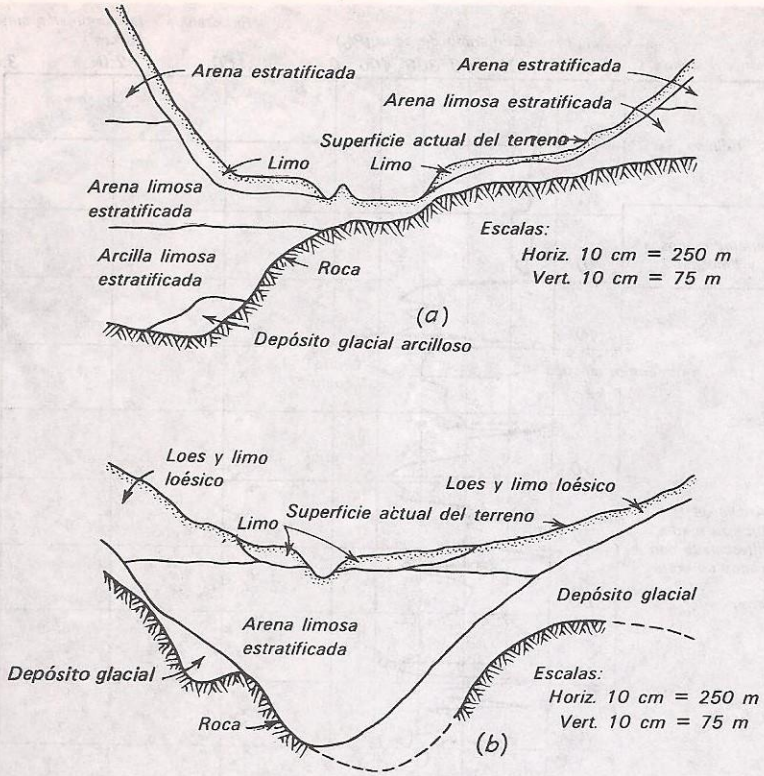


FIGURA 6.18. Secciones transversales en dos valles enterrados rellenos de limo, en Illinois. En (*a*) todo el valle fue cubierto por arena, en la que está situado el cauce actual del arroyo; en (*b*) el valle fue cubierto por depósitos glaciales que después fueron erosionados y reemplazados por aluvión, y luego cubiertos por loes.

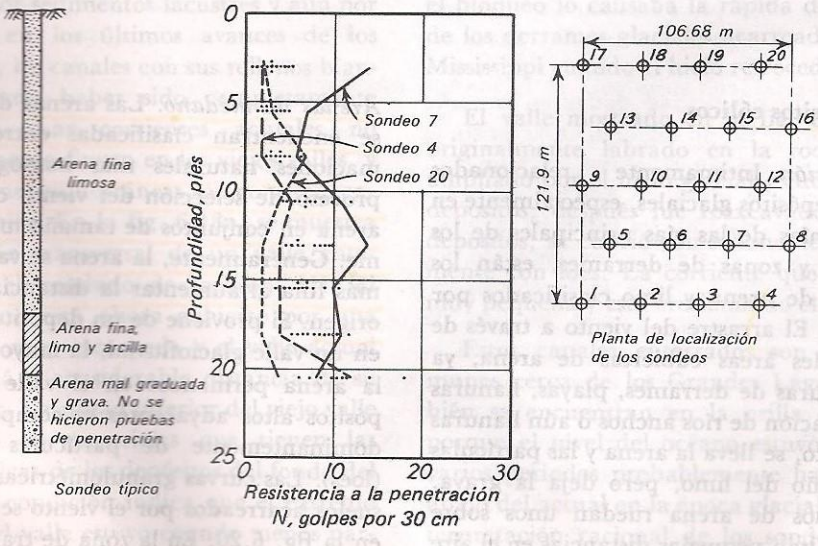


FIGURA 6.19. Resultados de las pruebas de penetración estándar en 20 sondeos en el lugar en que se va a construir un edificio, sobre arena extremadamente suelta, fina y parcialmente acarreada por el viento, en Denver, Colorado.

Tabla 6.3 Propiedades Indice y Clasificación Ingenieril de Depósitos Eólicos Representativos

Tipo de Suelo y Localización	w_L	I_P	$\gamma_{máx}$ (kg/m³)	$w_{ópt}$ (%)	Clasificación AASHO	Clasificación Unificada
1. Arena fina de Plainfield, Pulaski Co. Ind.	—	NP[a]	1710	10	*A*–3(0)	*SP*
2. Arena fina de Valentine, Hall Co. Neb.	—	NP	—	—	*A*–3(0)	*SP–SM*
3. Lama de Colby, Dundy Co., Neb.	24	3	—	—	*A*–4(1)	*ML*
4. Lama limosa, Clairborne Co., Miss.	27	4	1730	16	*A*–4(3)	*ML*
5. Lama limosa, Walla Walla Co. Wash.	30	6	1680	18	*A*–4(6)	*ML*
6. La limosa de Muscatine, Livingston Co., Ill.	30	10	1790	16	*A*–4(9)	*CL*
7. Lama arcillo limosa de Marshall, Washington Co., Neb.	42	18	1710	19	*A*–7–6(20)	*CL*

[a]NP = No plástico.

muestran los resultados de las pruebas de penetración estándar en uno de esos lugares situado en Denver. La distribución granulométrica correspondiente, es la curva 8 de la fig. 6.20.

Loes. El tamaño de las partículas de los limos arrastrados por el viento que forman un depósito de loes, disminuye de manera general al aumentar la distancia de su fuente de origen. Sin embargo, los depósitos de loes son usualmente bastante uniformes. Su cohesión se debe en parte a la precipitación de sustancias químicas o de coloides disueltos por el agua de las lluvias de la zona meteorizada superior y en parte a la presencia de los recubrimientos de arcilla de las partículas de limo. Por lo tanto, la cohesión puede variar mucho de lugar a lugar. Los depósitos tienden a ser más gruesos y menos meteorizados y contienen menos arcilla cuando están cerca de la fuente que cuando están más alejados de ella. Además, los depósitos en el occidente de los Estados Unidos, donde la lluvia es poca, usualmente contienen más arena y menos arcilla que los de las regiones más húmedas de los estados del Centro-Este. La tabla 6.3 proporciona las propiedades índice y clasificaciones ingenieriles, de siete depósitos superficiales representativos de loes y arenas formados por el viento, identificados por el tipo pedológico desarrollado en ellos. Las curvas granulométricas correspondientes se muestran en la fig. 6.20.

A menos que el depósito se encuentre muy meteorizado, el loes tiene una gran porosidad (de 50 a 60%) y un peso volumétrico natural muy bajo. También presenta la tendencia a tener planos de crucero verticales naturales y una estructura tubular formada por las que en otro tiempo fueron raíces. La estructura natural del loes puede alterarse mucho por el muestreo, y es difícil obtener por medio de sondeos muestras que no se hayan alterado. La estructura puede sufrir un colapso total o parcial al remojarse. Por lo tanto, los sondeos deben hacerse sin agua. Las curvas de carga-asentamiento de la fig. 6.21, muestran que la unión entre las partículas puede romperse bruscamente cuando se aplica una carga crítica. Muestran también el efecto del humedecimiento.

Las fotografías aéreas de áreas con capas gruesas de loes tienden a presentar coloridos claros, alterados solamente por la vegetación, y sistemas de drenaje con gargantas en forma de *U*, paralelas entre sí, que entran a los cauces principales en ángulo casi recto. Estas características se ilus-

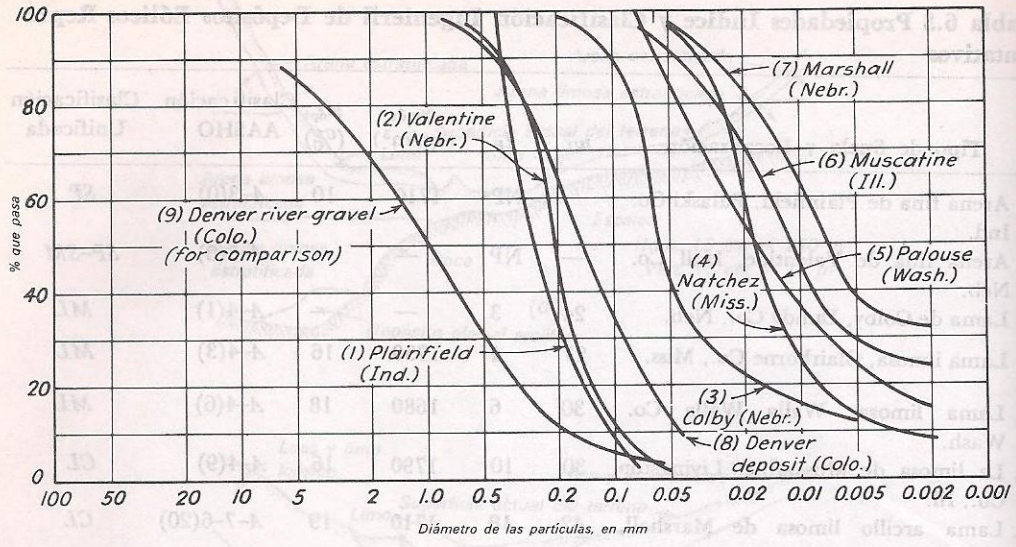


Figura 6. 20. Curvas granulométricas de depósitos eólicos. Arena de médano en Indiana (1). Nebraska central (2). Loes arenoso en Nebraska occidente (3). Loes limoso en oeste de Mississippi (4). Washigton sudoriental (5). Loes arcilloso en Illinois central (6), Nebraska oriental (7). Transición de arena de médano a loes en Colorado Oriental (8). Grava de río en Colorado oriental (9).

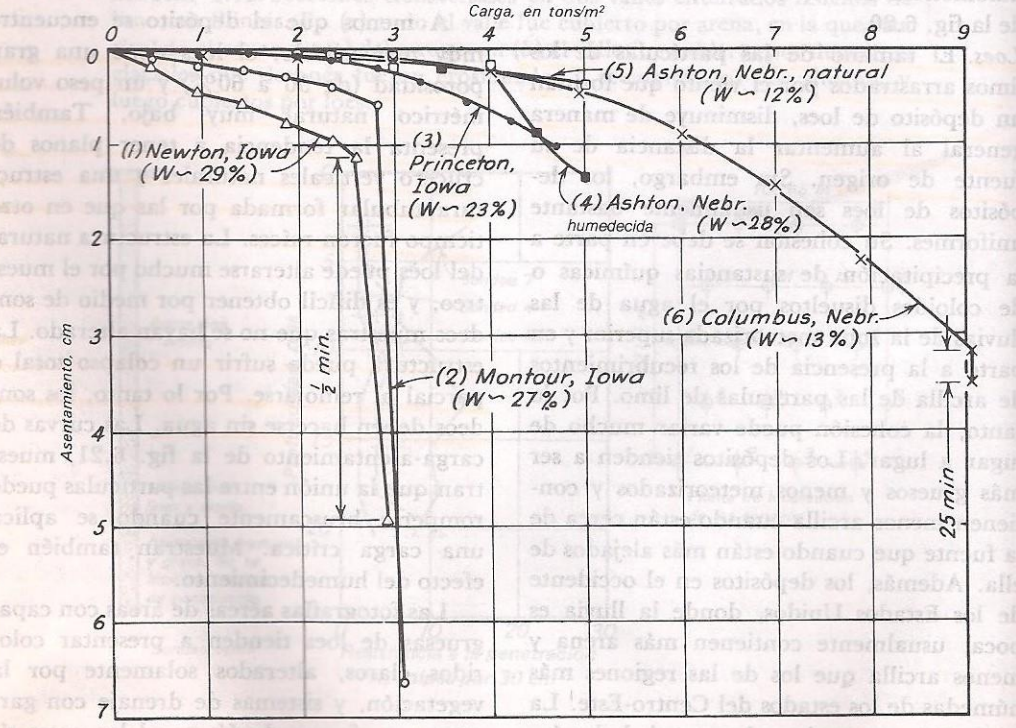


Figura 6.21. Resultados de la prueba de carga estándar en depósitos de loes en Nebraska y Iowa.

tran en la fig. 6.22. La facultad del loes de ser estable con taludes casi verticales es una consecuencia muy conocida de sus planos naturales de crucero.

6.4. Depósitos fluviales y continentales

Depósitos en el cauce. En los tramos inferiores, una corriente sobrecargada con materia suspendida deposita el material y eleva el fondo. El agua se derrama entonces en las depresiones adyacentes y establece un nuevo cauce. Se dice que tal corriente es entrelazada, porque consiste en una serie de arroyitos que se están juntando y separando continuamente. La posición de los arroyitos cambia constantemente. El relleno depositado en cada canal tiene una compacidad relativa y una granulometría que dependen de la velocidad del flujo y del carácter de los sedimentos que alimentan al río. Por lo tanto, la sección transversal de estos depósitos consiste en un agregado de elementos lenticulares, siendo las condiciones en cada uno de ellos bastante uniformes, pero cada uno difiere de su vecino en una forma casi imprevisible. La fig. 6.23 es una fotografía de una corriente entrelazada típica.

Los tramos superiores de las corrientes que suben por las regiones montañosas, con frecuencia descansan directamente en la roca. La superficie de la roca es probable que esté cubierta con boleo grande y fragmentos de roca algo más pequeños.

Los cambios en la elevación de las diferentes partes de la superficie de la tierra, combinados con los cambios en las condiciones climáticas, alteran el carácter del material depositado por una corriente en cualquier punto dado. En consecuencia, además de las pequeñas variaciones que se

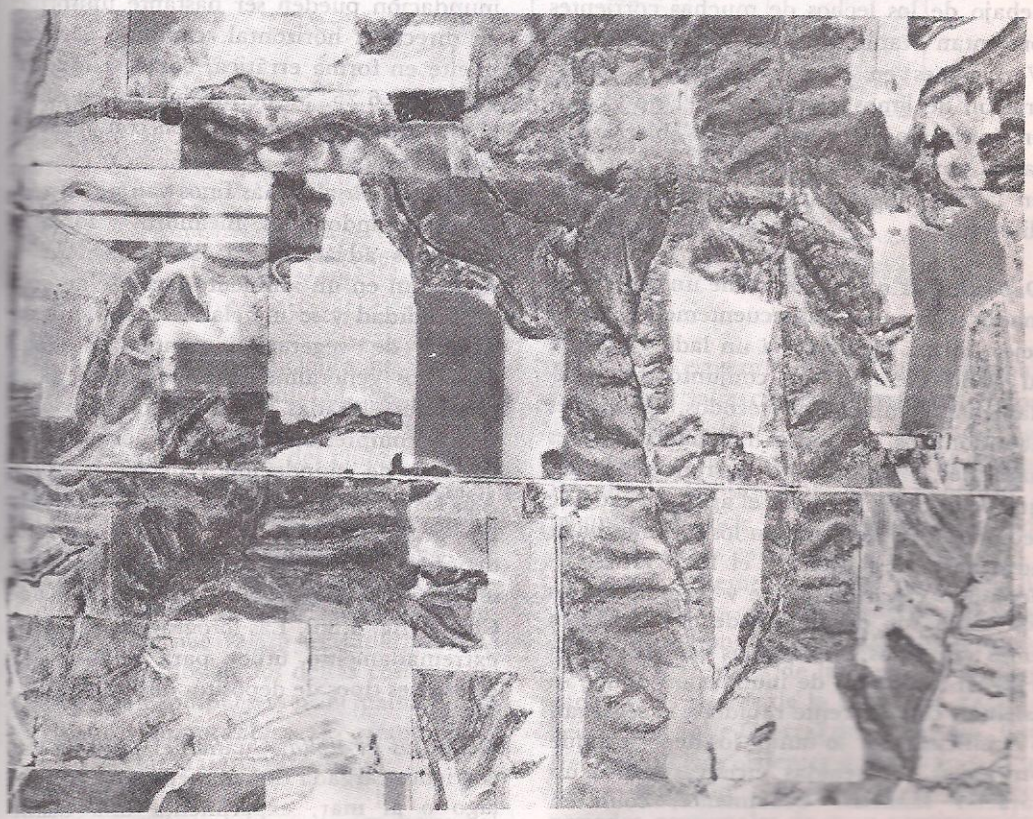


Figura 6.22. Fotografía aérea del Loes del valle de Missouri, Nebraska central (U.S. Dept. Of Agr.)

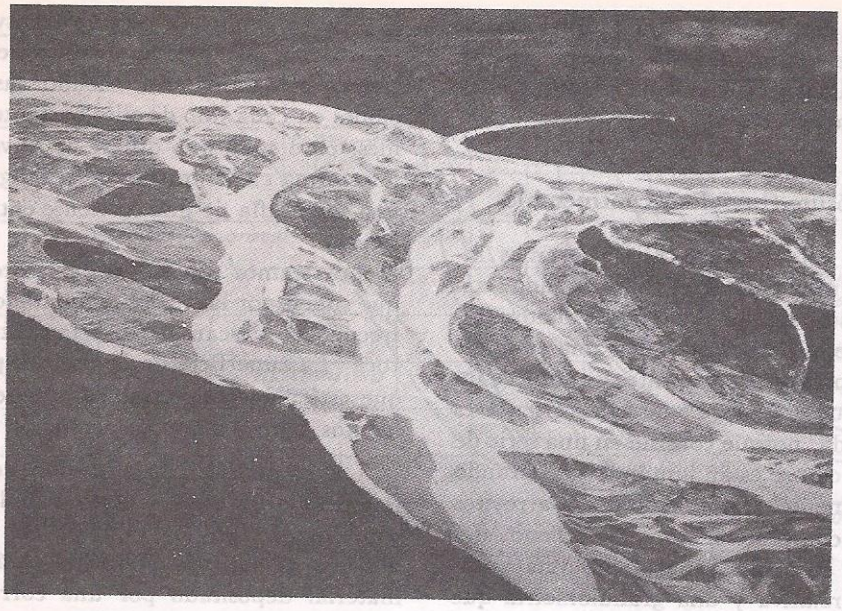


Figura 6.23. Curso de cauces entrelazados de un río.

acaban de describir, los depósitos situados debajo de los lechos de muchas corrientes presentan también grandes variaciones. Variaciones en la resistencia a la penetración de limos y arenas en el río Cedar, en Iowa, una vez que se ha abierto una salida para el agua de deshielo, se muestran en la fig. 6.24; indican los varios estratos diferentes.

Depósitos de valle. Conforme una corriente madura y entra subsecuentemente en la vejez, forma meandros a un lado y otro de su valle creando un conjunto extremadamente complejo de recodos, de cauces abandonados, meandros rellenados, bordes naturales, y depósitos de derrame. Siempre que ocurre una avenida, el agua cargada de sedimentos se derrama en los terrenos bajos adyacentes. La arena y el limo grueso se depositan cerca del cauce y forman bordos conocidos con el nombre de barrotes. Los limos más finos y las arcillas van a dar más lejos en la llanura de inundación donde se asientan con diferente rapidez y se segregan o clasifican. Por lo tanto, los depósitos que provienen de avenidas sucesivas tienen un carácter laminar. Usualmente, consisten predominantemente de arena muy fina y limo con capas delgadas de arena fina o arcilla. Aunque los depósitos de llanura de inundación pueden ser bastante uniformes en direccion horizontal, cambian verticalmente en forma errática, como se muestra en la fig. 6.25. Su permeabilidad en dirección horizontal es grande, en comparación con la vertical.

Los materiales más finos van a dar a los cauces abandonados, meandros y zonas de derrames adyacentes a las orillas; allí se depositan en un ambiente lacustre de poca profundidad y se mezclan con materia orgánica de vegetación pantanosa. Estos depósitos generalmente tienen humedades naturales elevadas y son mucho más plásticos y compresibles que los depósitos de las llanuras de inundación y de los barrotes. Así, las diferencias de asentamiento pueden ser grandes. La complejidad de estos depósitos en el valle inferior del Mississippi se ilustra en los croquis del área del lago Chicot (fig. 6.26). Las fotografías aéreas son extremadamente útiles para delinear los diferentes tipos de depósitos de valle.

Depósitos de delta. Cuando el agua de una corriente cargada de sedimentos entra a un lago o al mar, experimenta una disminución brusca de velocidad y arroja sus sedimentos. La estructura de un delta for-

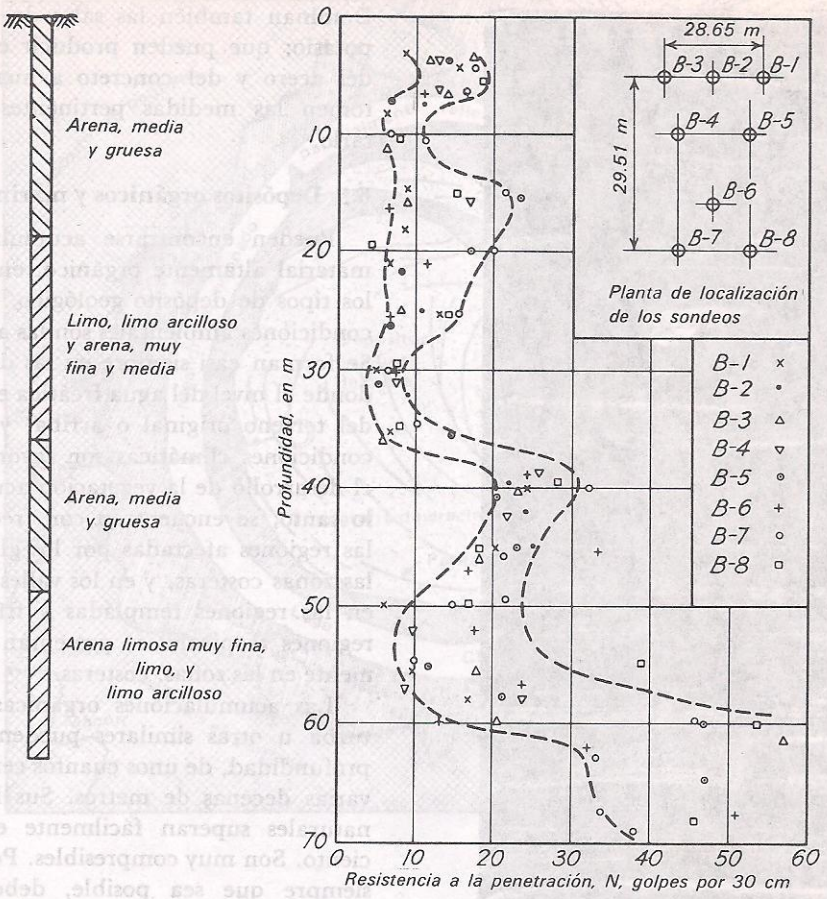


Figura 6.24. Variaciones en la resistencia a la penetración de arenas y limos en el valle del Río Cedar, Cedar Rapids, Iowa.

mado bajo estas condiciones es sencilla, pero existe la probabilidad de muchas variaciones locales, debido a que la carga de la corriente depende del clima, y a que las corrientes en la playa cambian continuamente. En la fig. 6.27, se muestran las variaciones de permeabilidad de un depósito de delta formado durante la época glacial, cerca de Chicopee, Mass. En contraste con la naturaleza granular de este depósito, muchos de los deltas costeros del mundo están compuestos principalmente de sedimentos compresibles de grano fino, mezclados con materia orgánica.

Depósitos continentales. Grandes áreas del oeste de los Estados Unidos están cubiertas por depósitos hasta de varios cientos de metros de espesor, acumulados principalmente por la acción de corrientes y ríos, Las Grandes Llanuras fueron formadas por ríos que corrían al este de las Montañas Rocallosas. La estructura de los depósitos, a menudo errática, refleja el carácter entrelazado de las corrientes.

Depósitos semejantes que provienen de las Rocallosas y de la sierra de las Cascadas llenan la región denominada Intermontane Basins y materiales de la Sierra de las Cascadas y las sierras de la Costa del Pacífico ocupan el Valle Central de California. Con frecuencia, las corrientes que entran a estos valles semiáridos llevan agua durante periodos ocasionales de gran precipitación. Al desembocar en los bolsones, sus aguas se extienden y se desprenden de su carga

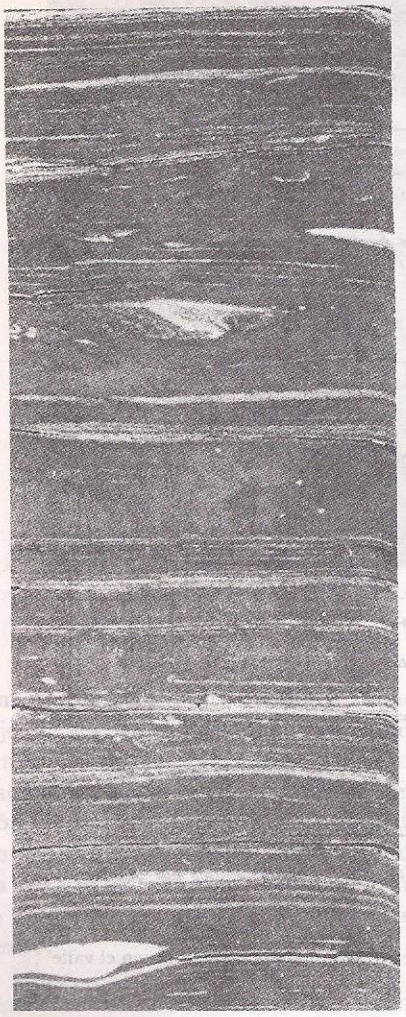


Figura 6.25. Muestra tomada con un tubo de dos pulgadas de un depósito de llanura de inundación del Río Mississippi, cerca de Baton Rouge, La.

rápidamente formando abanicos aluviales de estructura semejante a la de los depósitos de las corrientes entrelazadas, pero frecuentemente entremezclados con los detritos de los flujos de lodo producidos por las grandes precipitaciones. Es probable que se encuentren materiales muy gruesos cerca de las faldas de las montañas, pero al aumentar la distancia la finura aumenta. En los lagos temporales, cerca de los centros de los bolsones, se depositaron limos y arcillas de grano fino.

En las regiones áridas, los materiales granulares están con frecuencia parcialmente cementados con carbonato de calcio. Dominan también las sales de sodio y de potasio; que pueden producir el deterioro del acero y del concreto a menos que se tomen las medidas pertinentes para evitarlo.

6.5 Depósitos orgánicos y marinos.

Pueden encontrarse acumulaciones de material altamente orgánico, en casi todos los tipos de depósito geológico, cuando las condiciones ambientales son las apropiadas. Se forman casi siempre en las depresiones donde el nivel del agua freática está al nivel del terreno original o arriba, y donde las condiciones climáticas son favorables para el desarrollo de la vegetación acuática. Por lo tanto, se encuentran con frecuencia en las regiones afectadas por los glaciares, en las zonas costeras, y en los valles de los ríos en las regiones templadas y frías. En las regiones tropicales se presentan principalmente en las zonas. costeras.

Las acumulaciones orgánicas, como la turba u otras similares pueden variar en profundidad, de unos cuantos centímetros a varias decenas de metros. Sus humedades naturales superan fácilmente el 100 por ciento. Son muy compresibles. Por lo tanto, siempre que sea posible, deben evitarse como materiales de cimentación.

El efecto de las olas y de las corrientes costeras en los lagos y océanos forma depósitos de playa y de costa, principalmente de arena y de grava. Estos depósitos pueden ser de granos de tamaño relativamente uniforme y de compacidad moderada a alta. Resultados de pruebas de penetración estándar en los depósitos arenosos de las costas en el extremo sur del Lago Michigan se muestran en la fig. 6.28

Por otra parte, si las líneas de la costa han fluctuado debido a los cambios en el nivel del agua, los depósitos de arena pueden alternar en forma errática con limos orgánicos y turbas. Estas formaciones se conocen con el nombre de depósitos costeros compuestos. El que se ilustra en la fig. 6.29, está situado cerca de la desembocadura del río Milwaukee, en Wisconsin.

6.6. Mantos de roca sin meteorizar

Defectos de las rocas. Los mantos de roca sin meteorizar rara vez presentan dificul-

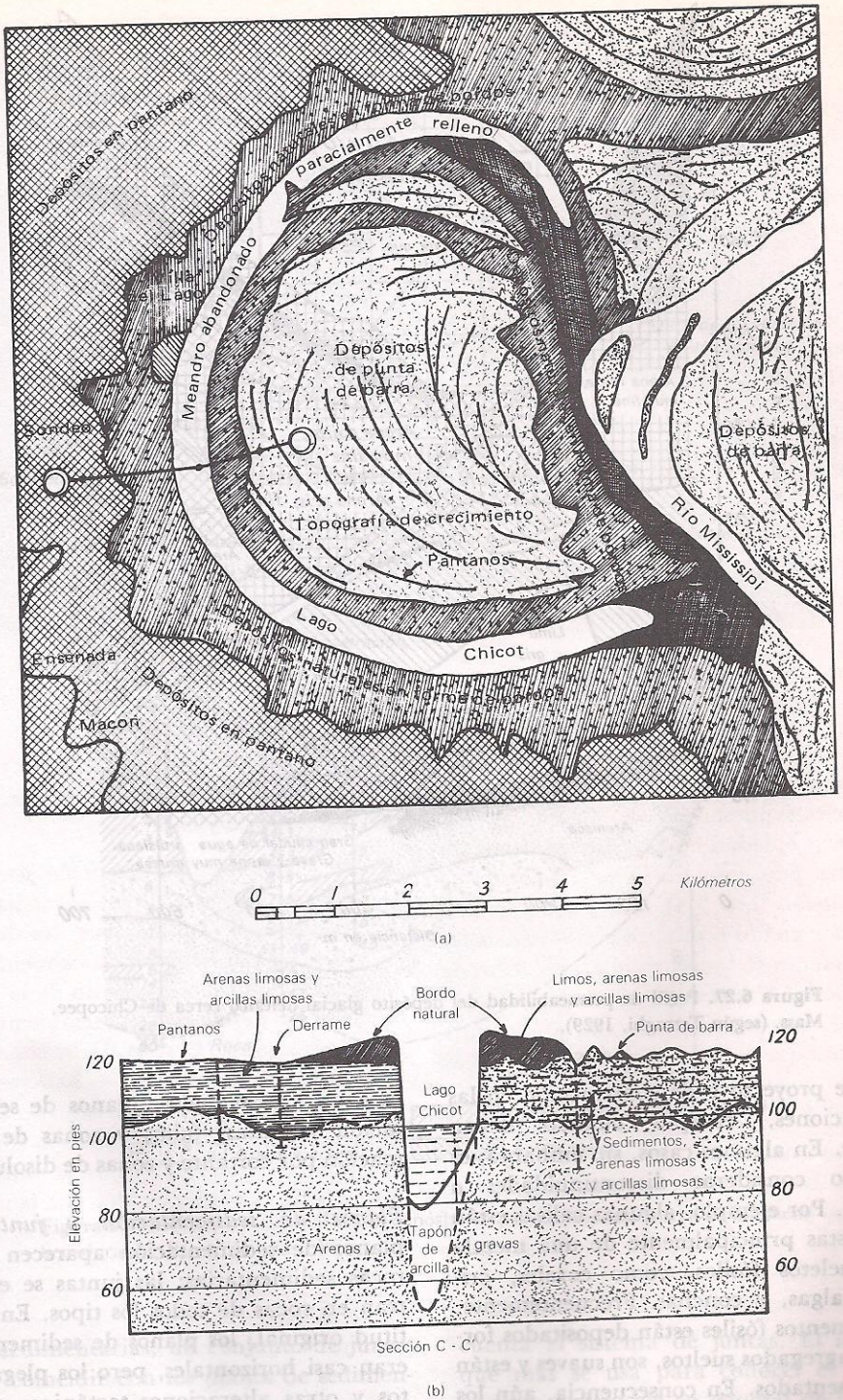


Figura 6.26. Porción de una zona de meandros en el valle inferior del Mississippi (Lago chicot) mostrando: *a*) distribución de depósitos en la superficie; *b*) sección en una porción del depósito (según Fisk, 1947).

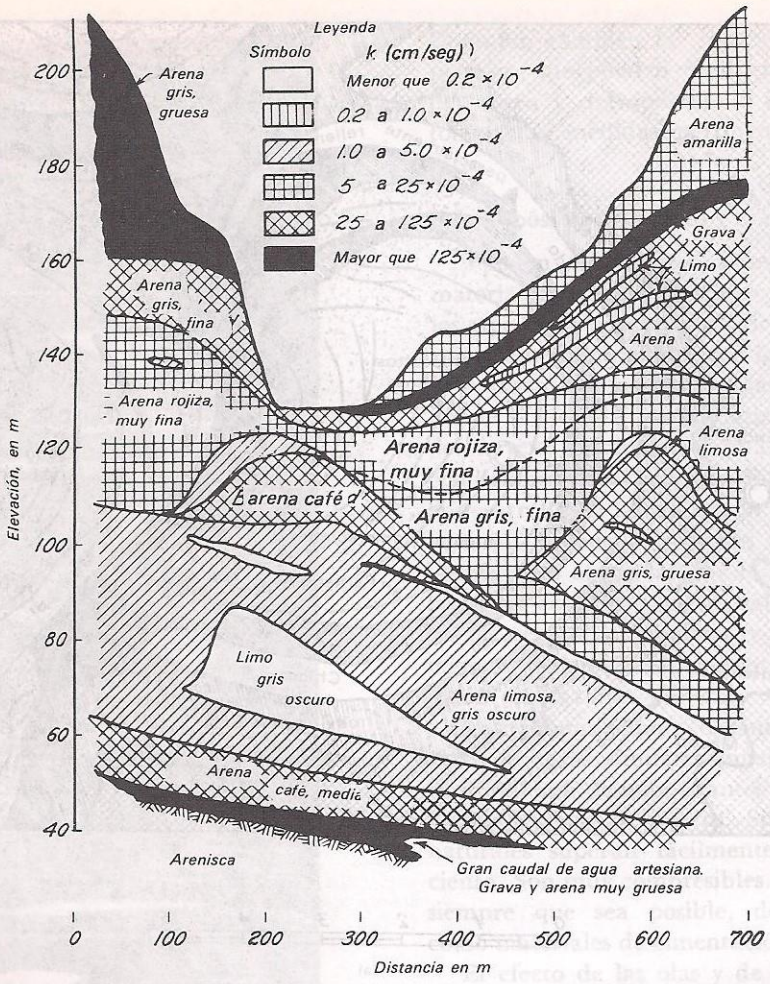


Figura 6.27. Perfil de permeabilidad del depósito glacial deltaico cerca de Chicopee, Mass. (según Tersaghi, 1929).

tades de proyecto o de construcción en las cimentaciones, excepto cuando deben quitarse. En algunos casos, sin embargo, es necesario considerar discontinuidades o defectos. Por ejemplo, algunas calizas están compuestas principalmente de una mezcla de esqueletos fósiles, como corales, crinoides, algas, y conchas. Frecuentemente, los fragmentos fósiles están depositados formando agregados sueltos, son suaves y están mal cementados. En consecuencia, aún los depósitos no meteorizados son muy permeables y se trituran fácilmente cuando se sujetan a cargas pesadas.

En general, los defectos de las rocas con los que tiene que ver el ingeniero especialista en cimentaciones quedan dentro de tres categorías principales: planos de sedimentación y juntas, fallas y zonas de deformación por cortante y zonas de disolución.

Planos de sedimentación y juntas. Los planos de sedimentación aparecen en las rocas sedimentarias; las juntas se encuentran en rocas de todos los tipos. En su actitud original, los planos de sedimentación eran casi horizontales, pero los plegamientos y otras alteraciones tectónicas pueden haberlos cambiado radicalmente (fig. 6.30). Las juntas se presentan formando varios conjuntos, dentro de los cuales pueden ser más o menos paralelas. Pueden ser abiertas, cerradas, o estar rellenas con depósitos minerales secundarios. En las

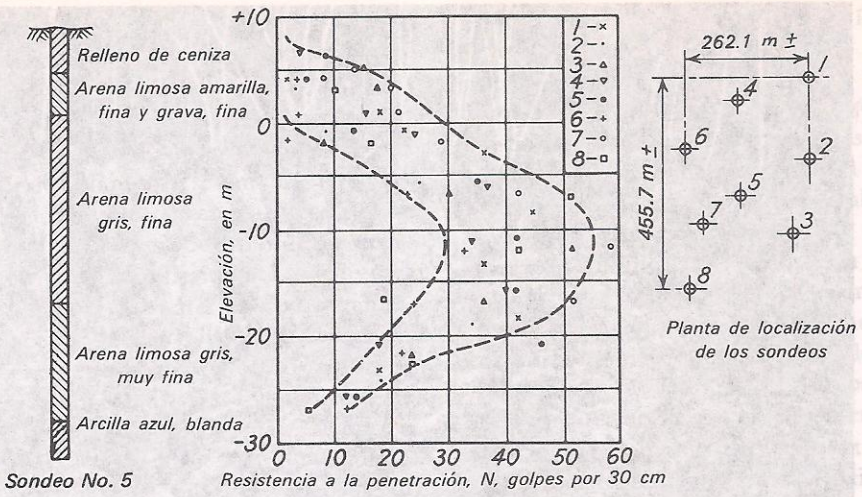


Figura 6.28. Resultados de las pruebas de penetración estándar en los depósitos de playa arenosa en el extremo sur del Lago Michigan.

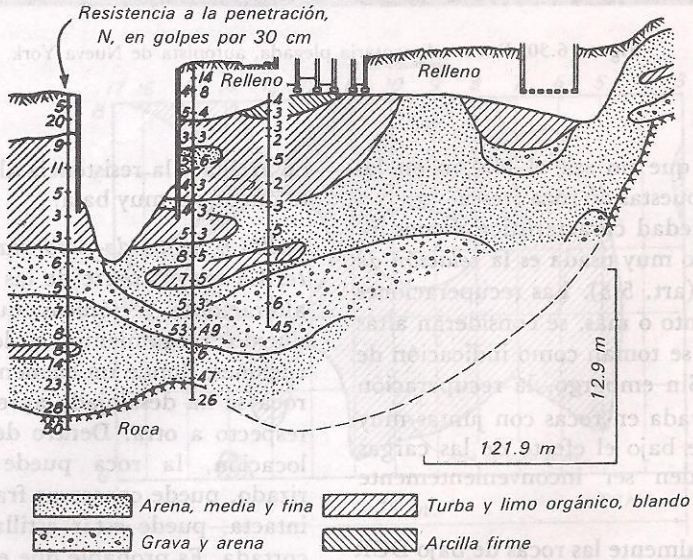


Figura 6.29. Sección transversal en un depósito de playa compuesto cerca de la desembocadura del Río Milwaukee, Wis.

rocas sedimentarias, un conjunto de juntas puede coincidir con los planos de sedimentación.

La compresibilidad y la resistencia de una masa de roca, en contraste con las muestras intactas de roca sana, dependen principalmente de la separación y número de juntas. Por lo tanto, en las características de las masas de rocas debe tomarse en cuenta el sistema de juntas. El indicador que más se usa para conocer el comportamiento probable en general de las masas de roca, es la designación de la calidad de la roca DCR (art. 5.3). Con la tabla 5.2 puede adquirirse un criterio para juzgar la calidad de la roca. Con la experiencia o por medio de las correlaciones oportunas, puede estimarse el DCR en corazones de



Figura 6.30. Roca sedimentaria plegada, autopista de Nueva York.

otro tamaño que no sea el NX, o en las superficies expuestas de roca fresca.

Otra propiedad característica menos informativa pero muy usada es la *relación de recuperación* (art. 5.3). Las recuperaciones de 90 por ciento o más, se consideran altas y usualmente se toman como indicación de roca buena. Sin embargo, la recuperación puede ser elevada en rocas con juntas muy próximas, que bajo el efecto de las cargas pesadas, pueden ser inconvenientemente compresibles.

Como usualmente las rocas de bajo DCR son más fuertes y menos compresibles que la mayor parte de los suelos, solamente las estructuras extraordinarias como las torres del World Trade Center (lámina 22), requieren tomar en cuenta la compresibilidad de la roca sobre la que se van a cimentar. Por otra parte, como las juntas representan superficies de debilidad a lo largo de las cuales ha quedado destruida la cohesión de la roca, la presencia de estos detalles requiere atención cuando están muy inclinadas en un talud o en una excavación. La meteorización a lo largo de las superficies de las juntas puede rellenarlas de arcilla y la resistencia al esfuerzo cortante puede ser muy baja.

Fallas y zonas de deformación por cortante. La mayor parte de las rocas ha sufrido alteraciones tectónicas que les han producido plegamientos y localmente dislocaciones, donde un elemento de la masa de roca se ha desalojado apreciablemente con respecto a otra. Dentro de la zona de dislocación, la roca puede haberse pulverizado, puede conservar fragmentos de roca intacta, puede estar astillada o finamente cortada. Es probable que estas zonas sean o hayan sido más permeables que la roca que las rodea; la circulación de las aguas subterráneas puede haber producido una fracturación mayor en la roca, facilitando la meteorización química, o bien, haber recementado los fragmentos convirtiendo la roca en una masa intacta y fuerte. Pocas fallas son activas en el sentido geológico, pero la presencia de fallas y zonas de deformación por cortante merece estudiarse, debido a la gran probabilidad de que puedan contener suelo débil y compresible, en contraste con la roca vecina. La pedacería en las fallas y la roca muy frac-

turada, frecuentemente contienen productos de alteración como montmorillonita, clorita y serpentina.

Aun los pliegues pequeños pueden producir deslizamiento o distorsiones a lo largo de los planos de sedimentación, comparables, por su origen, a la distorsión horizontal que se produce en el eje neutro de una viga. El deslizamiento puede crear capas delgadas de material, comparables a la pedacería de las fallas, con numerosas superficies de resbalamiento. Los materiales frecuentemente se alteran convirtiéndose en arcillas muy plásticas. Los materiales de estas capas, conocidos como *milonitas,* pueden extenderse más o menos continuamente sobre grandes áreas. Como representan superficies a lo largo de las cuales han ocurrido deslizamientos, su resistencia al esfuerzo cortante puede ser excepcionalmente baja.

Zonas de disolución. Para el ingeniero especialista en cimentaciones, los defectos que dominan en importancia son los asociados a la disolución, especialmente en las calizas y en las dolomitas. El agua subterránea al circular en el sistema de juntas puede haber eliminado los elementos solubles de la roca adyacente, aumentado las dimensiones de las juntas, y dejado atrás un residuo insoluble de arcilla limosa blanda En las intersecciones, especialmente de las juntas de los planos de sedimentación con los de otros sistemas, la disolución puede haberse extendido lateralmente para formar cavernas o cuevas. Algunas de estas formas puede haber durado hasta la actualidad,

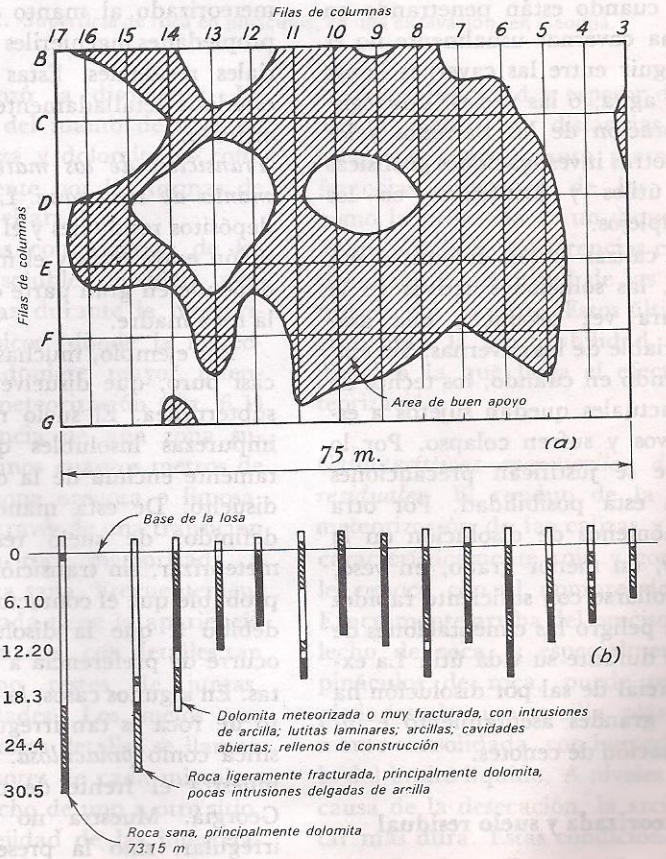


Figura 6.31. Formas geológicas de disolución en dolomita. *a)* Vista en planta. *b)* Perfil obtenido de los sondeos.

mientras que otras pueden haber sufrido colapso para formar cenotes o torcas, llenos de una mezcla de bloques de roca, residuo de arcilla, y materiales superficiales. A esta topografía se le llama *cárstica*. La fig. 6.31 ilustra las formas de disolución en el lugar de construcción de una planta termoeléctrica de vapor sobre dolomita. El plano (fig. 6.31*a*) muestra el grado de apoyo que proporciona la roca a una losa de cimentación fuertemente reforzada para salvar las zonas débiles. Los detalles de la información dada por los sondeos en la roca se muestran en una sección transversal (fig. 6.31*b*).

La extensión y grado de continuidad de las formas de disolución se investigan comúnmente por medio de sondeos en los que se obtengan corazones, combinados con el uso de perforadoras neumáticas. Aunque no se recuperen muestras en la perforación neumática, la rapidez con que baja la broca indica cuando están penetrando en roca o en una caverna; usualmente no es posible distinguir entre las cavernas llenas de arcilla, de agua, o las vacías. Los registros de perforación de los barrenos y los resultados de otras investigaciones geofísicas pueden ser útiles y justificarse en los proyectos complejos.

Como las calizas y las dolomitas son poco solubles, las soluciones activas en la actualidad rara vez producen una ampliación apreciable de las cavernas. Sin embargo, de cuando en cuando, los techos de las cavernas actuales quedan sujetos a esfuerzos excesivos y sufren colapso. Por lo tanto, siempre se justifican precauciones cuando exista esta posibilidad. Por otra parte, los fenómenos de disolución en la roca de sal, y, en menor grado, en yeso, pueden desarrollarse con suficiente rapidez para poner en peligro las cimentaciones de las estructuras durante su vida útil. La extracción comercial de sal por disolución ha dado lugar a grandes asentamiento e incluso a la formación de cenotes.

6.7. Roca meteorizada y suelo residual

Detalles importantes. La meteorización mecánica asociada al congelamiento y fusión produce productos finales como son: bloques angulares, cantos, grava, arena, y aun polvo de roca del tamaño de la arcilla. Los componentes minerales de estos productos son exactamente como los de la roca original. La decisión principal que debe tomar el ingeniero es la profundidad que debe darse a la cimentación. La profundidad a que se encuentra el manto de roca intacta es difícil de precisar debido a que, al aumentar la profundidad, el tamaño de los bloques del material residual se aproxima al de los bloques del manto de roca, establecido por la separación de las juntas. Para apoyar la mayor parte de las estructuras ordinarias, la parte inferior de los materiales residuales puede ser completamente adecuada.

Por otra parte, la meteorización química tiene como resultado la descomposición de la roca y la formación de minerales nuevos. De gran importancia son la profundidad y la naturaleza de la transición del material meteorizado al manto de roca sana y las propiedades ingenieriles de los mismos materiales residuales. Estas consideraciones se estudian detalladamente en el resto de este artículo.

Transición de los materiales residuales al manto de roca sana. La naturaleza de los depósitos residuales y el carácter de la transición entre éstos y el manto de roca sana, depende en gran parte de la solubilidad de la roca madre.

Por ejemplo, muchas calizas son $CaCO_3$ casi puro, que disuelve y se lleva el agua subterránea. El suelo residual consiste en impurezas insolubles que quedan directamente encima de la caliza que no se ha disuelto. De esta manera, el contacto es definido, de suelo residual a roca sin meteorizar, sin transición. Sin embargo, es probable que el contacto sea muy irregular, debido a que la disolución de la caliza ocurre de preferencia a lo largo de las juntas. En algunos casos, la superficie del manto de roca es tan irregular, que se le clasifica como *pinaculosa*. En la fig. 6.32, se muestra el frente de una excavación en Georgia. Muestra no sólo la superficie irregular, sino la presencia ocasional de boleo no meteorizado en el residuo; tales boleos son restos de grandes bloques que una vez estuvieron rodeados por juntas des-

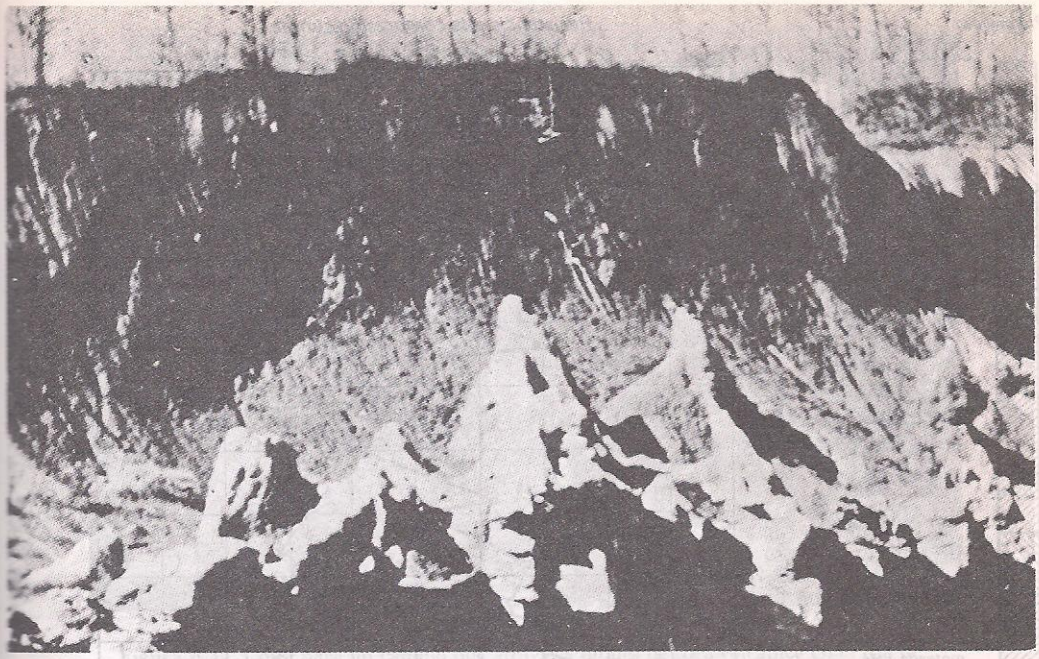


Figura 6.32. Superficie de roca en pináculos, en una excavación en Georgia.

de las cuales avanzó la disolución. La superficie irregular del manto de roca en los terrenos de caliza y dolomita es complicada frecuentemente por las formas de colapso descritas en el art. 6.6.

En contraste, los componentes de las rocas débilmente solubles pueden permanecer en su lugar durante la meteorización. En los trópicos, donde la meteorización química adquiere mayor intensidad, el perfil de meteorización (art. 6.1) consiste con frecuencia de una zona superior arcillosa de unos cuantos metros de gruesa, sobre una zona arenosa o limosa, que a su vez pasa a través de una transición muy irregular a la roca meteorizada, y finalmente, a la roca sana. Frecuentemente, la roca meteorizada tiene la apariencia del manto de roca madre, con detalles tan característicos, como restos de juntas, fiques o esquitosidades. Los suelos que tienen los restos de estos detalles se llaman *saprolitos*. Los espesores de cada miembro del perfil varían mucho de uno a otro sitio, debido a la complejidad de las interrelaciones entre los factores que controlan la formación de los suelos. Además, en un lugar dado puede haber grandes diferencias en la profundidad y espesor de la roca alterada, dentro de distancias laterales de solamente unos cuanto metros. Estas diferencias provienen de las de litología, como la presencia de un dique, de un contacto, o debido a diferencias en el grado de fisuración o magnitud de las zonas de distorsión por cortante. Estos últimos detalles, aumentan la permeabilidad y la profundidad a la que llega el efecto de la meteorización.

Características ingenieriles de los suelos residuales. El residuo de la disolución y meteorización de las calizas y dolomitas es característicamente rojo y comúnmente se le conoce con el nombre de *tierra roja*. Exactamente arriba del preciso contacto del lecho de roca, y especialmente entre los pináculos de roca, puede tener las propiedades de una arcilla plástica normalmente consolidada, con humedad cercana a la del límite líquido. A niveles superiores, a causa de la desecación, la arcilla puede estar más dura. Estas condiciones se ilustran en la fig. 6.33. Estas arcillas débiles, compresibles, si quedan debajo de una estructura pesada pueden ser la causa de grandes

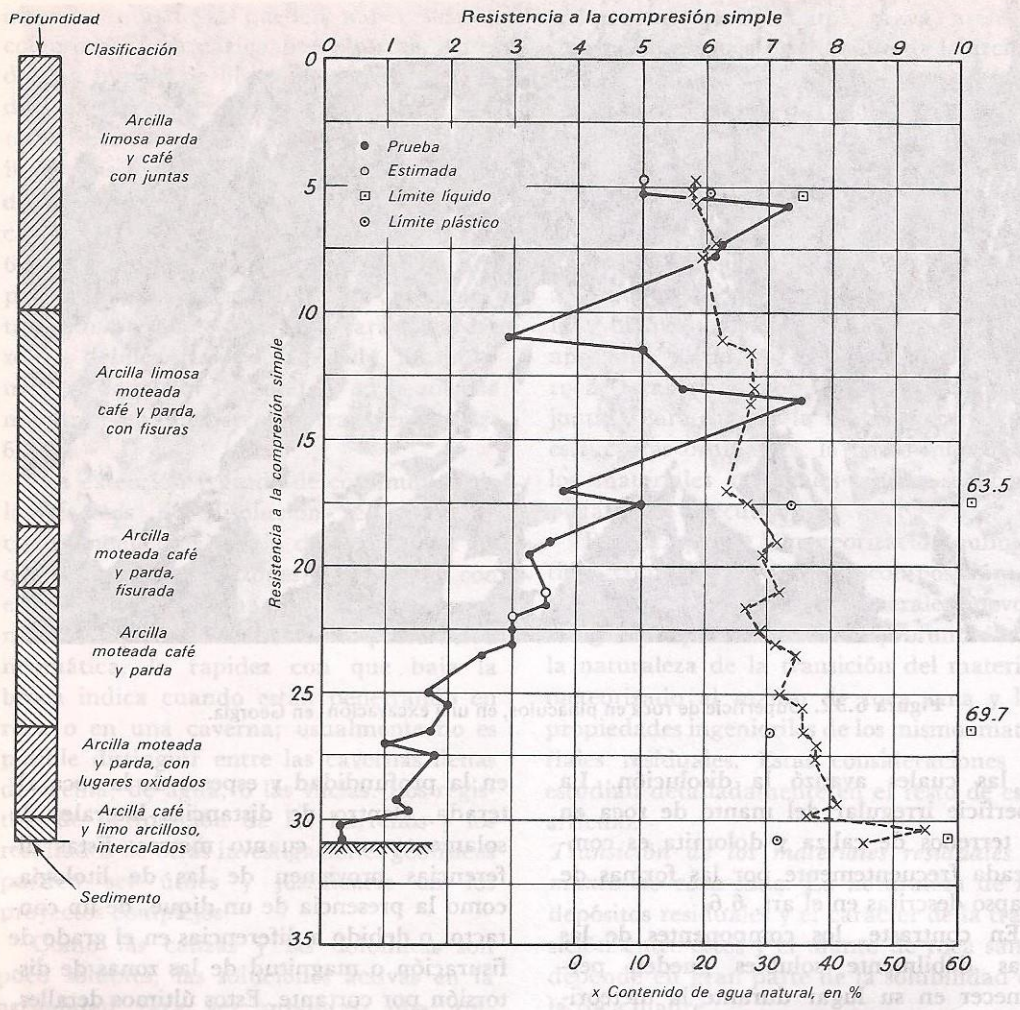


FIGURA 6.33. Variaciones de humedad y de resistencia a la compresión simple de una arcilla residual sobre caliza.

asentamientos irregulares, y cuando se encuentre tierra roja debe sospecharse siempre su presencia.

Los suelos residuales que no provienen de las rocas solubles presentan una estructura saprolítica. La fig. 6.34 muestra un corte en un camino a través de un enjambre de diques en rocas volcánicas en la isla de Oahu. La estructura de la roca madre se ha conservado, pero el corte se hizo con equipo para mover tierra. En estos suelos, las juntas y detalles de debilidad en la roca madre permanecen como debilidades y, si están localizados desfavorablemente con respecto a los límites de una excavación, pueden ser la causa de deslizamientos (fig. 6.35). Bajo estas condiciones, los valores de c y de ϕ, obtenidos por las pruebas para determinar la resistencia al esfuerzo cortante en muestras inalteradas representativas de material intacto, no tienen significado. El factor que gobierna es que haya o no, juntas heredadas en una posición crítica.

Muchos depósitos residuales tienen la apariencia de un aluvión lleno de boleo (fig. 6.36). Sin embargo, los boleos son los restos centrales de bloques, originalmente rodeados de juntas por las que la meteorización atacó las rocas. El proceso se conoce como meteorización esferoidal. A diferencia de los boleos duros y no meteorizados que se encuentran en la tierra

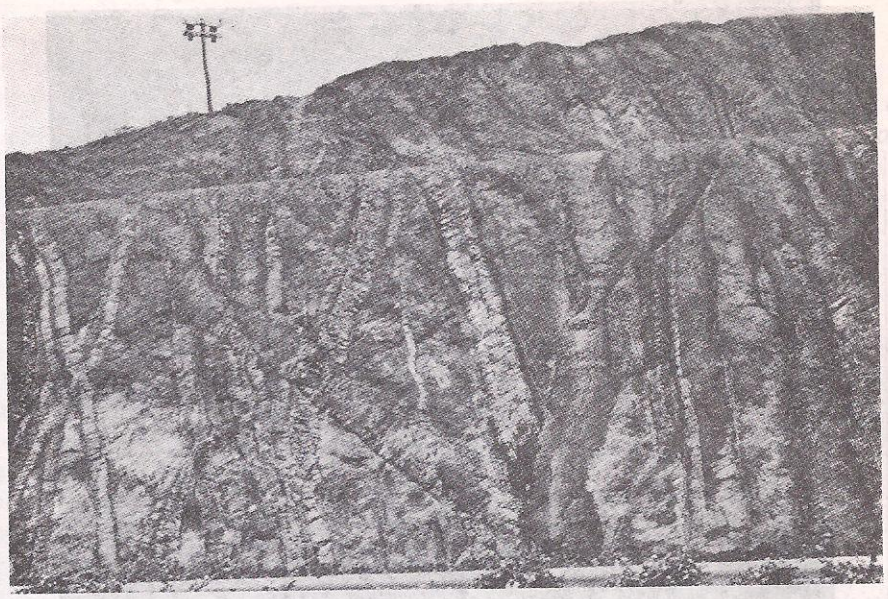


Figura 6.34. Corte para un camino que atraviesa diques de roca volcánica en la isla de Oahu, Hawaii.



Figura 6.35. Derrumbes en suelos tropicalmente alterados producidos por discontinuidades en la roca madre.

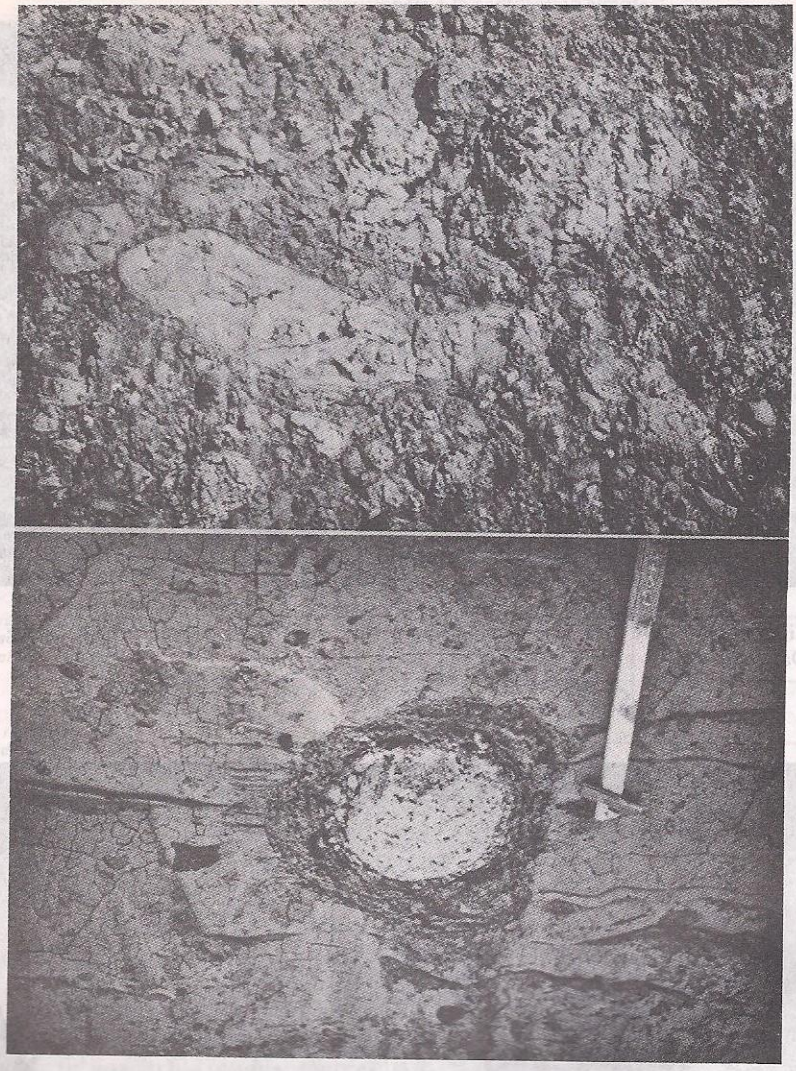


Figura 6.36. Afloramientos de suelo residual mostrando los efectos de la meteorización esferoidal.

roja, los boleos esferoidales meteorizados pueden estar casi tan descompuestos como el residuo que los rodea y, con frecuencia, pueden cortarse con un azadón. Sin embargo, algunos son más resistentes, y pueden constituir obstáculos para el hincado de pilotes.

Las propiedades índice de los suelos residuales que provienen de rocas insolubles varían con la profundidad a través de la zona de transición. La fig. 6.37 es un ejemplo de la meteorización del granito en Carolina del Norte. Debajo de la capa superior arcillosa, los suelos tienden a ser algo más permeables que los transportados, de tamaño y plasticidad semejantes.

Laterización. La meteorización química intensa, de las regiones tropicales y subtropicales de bajo relieve con lluvias abundantes y temperaturas elevadas, produce en las regiones de buen drenaje perfiles profundos rojos muy deslavados, pardos y amarillos. Si el intemperismo ha sido lo suficientemente intenso y ha continuado lo necesario, los minerales arcillosos se descomponen, liberando su sílice que puede desaparecer por lavado. El resto de los

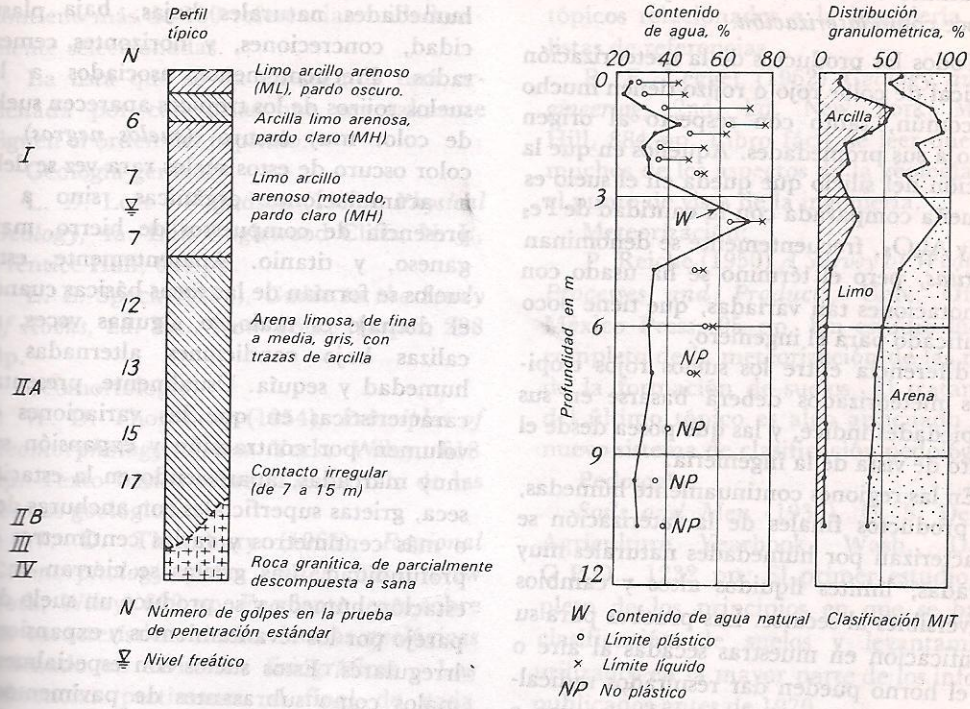


Figura 6.37. Perfil de meteorización en granito en Carolina del Norte (según Deere, 1957).

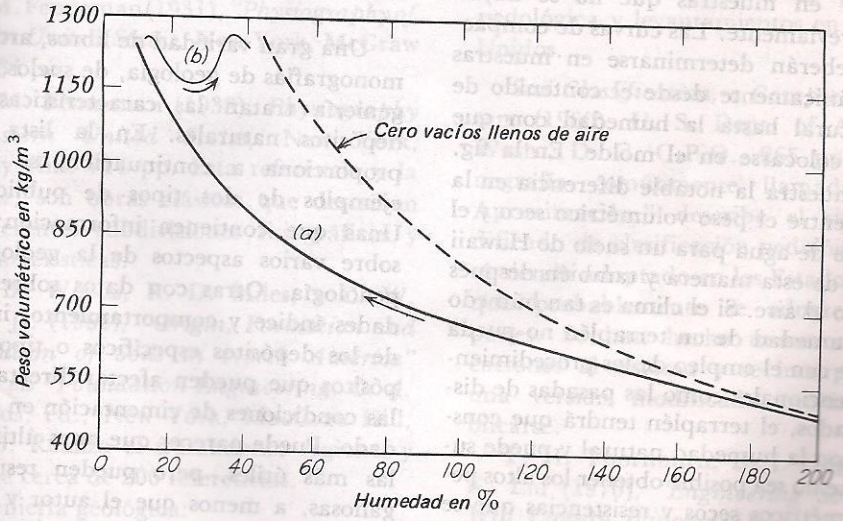


Figura 6.38. Relaciones humedad-peso volumétrico seco para un suelo Hawaiiano. *a*) probado después de secado parcialmente a partir de su contenido de agua natural. y *b*) probado después de secarlo completamente al aire (según Willis, 1946).

suelos puede entonces consistir principalmente en óxido de aluminio o en óxidos hidratados de hierro. A este proceso se le conoce como *laterización*.

Todos los productos de la meteorización tropical de color rojo o rojizo tienen mucho en común, tanto con respecto al origen como a sus propiedades. Aquellos en que la relación del silicio que queda en el suelo es pequeña comparada con la cantidad de Fe_2O_3 y Al_2O_3, frecuentemente se denominan *lateritas,* pero el término se ha usado con connotaciones tan variadas, que tiene poco significado para el ingeniero.
La diferencia entre los suelos rojos tropicales meteorizados deberá basarse en sus propiedades índice, y las que posea desde el punto de vista de la ingeniería.

En las regiones continuamente húmedas, los productos finales de la laterización se caracterizan por humedades naturales muy elevadas, límites líquidos altos y cambios irreversibles al secarse. Las pruebas para su clasificación en muestras secadas al aire o en el horno pueden dar resultados radicalmente engañosos; si estos suelos no van a secarse en el campo como consecuencia de la construcción, todas las pruebas de clasificación en el laboratorio deberán ejecutarse en muestras que no se hayan secado previamente. Las curvas de compactación deberán determinarse en muestras secadas únicamente desde el contenido de agua natural hasta la humedad con que vayan a colocarse en el molde. En la fig. 6.38 se muestra la notable diferencia en la relación entre el peso volumétrico seco y el contenido de agua para un suelo de Hawaii probado de esta manera y también después de secado al aire. Si el clima es tan húmedo que la humedad de un terraplén no pueda reducirse con el empleo de los procedimientos convencionales como las pasadas de discos y arados, el terraplén tendrá que construirse con la humedad natural y puede suceder que no sea posible obtener los altos pesos volumétricos secos y resistencias que se tendrían al compactar con la humedad óptima o con un valor cercano (art. 1.6)

Por otra parte, en regiones con estaciones contrastadas en las que se aprecia el cambio de lluvias y sequías, el movimiento alternativo del agua hacia arriba y hacia abajo, concentra el hierro y los óxidos de aluminio. Es probable que los productos de laterización bajo estas condiciones muestren humedades naturales bajas, baja plasticidad, concreciones, y horizontes cementados. Frecuentemente asociados a los suelos rojizos de los trópicos aparecen suelos de color muy oscuro (*suelos negros*). El color oscuro de estos suelos rara vez se debe a acumulaciones orgánicas, sino a la presencia de compuestos de hierro, manganeso, y titanio. Aparentemente, estos suelos se forman de las rocas básicas cuando el drenaje es malo, o algunas veces, de calizas bajo condiciones alternadas de humedad y sequía. Usualmente, presentan características en que las variaciones de volumen por contracción y expansión son muy marcadas, apareciendo en la estación seca, grietas superficiales con anchuras de 5 o más centímetros y varios centímetros de profundidad. Las grietas se cierran en la estación húmeda y se produce un suelo disparejo por los levantamientos y expansiones irregulares. Estos suelos son especialmente malos como subrasantes de pavimentos o bajo cimentaciones poco profundas.

LECTURAS RECOMENDADAS

Una gran variedad de libros, artículos, y monografías de geología, de suelos, y de ingeniería tratan las características de los depósitos naturales. En la lista que se proporciona a continuación, se incluyen ejemplos de dos tipos de publicaciones. Unas que contienen información general sobre varios aspectos de la geología y la pedología. Otras con datos sobre propiedades índice y comportamiento, ingenieril de los depósitos específicos o tipos de depósitos que pueden afectar directamente a las condiciones de cimentación en un lugar dado. Puede parecer que estas últimas sean las más útiles, pero pueden resultar engañosas, a menos que el autor y el lector tengan conocimientos sobre las nociones fundamentales e implicaciones de las ciencias que tratan de la tierra.

Un artículo sobresaliente relativo a la ciencia de la tierra y a la ingeniería es el de K, Terzaghi (1955*a*), *"Influence of Geolo-*

gical Factors on the Engineering Properties of Sediments". Economic Geology, 50th Anniversary Volume, pp. 557-618; el artículo contiene más de 100 referencias cuidadosamente seleccionadas.

La lista que se da en seguida está ordenada por categorías que generalmente siguen el orden del capítulo.

Geología general:

L. D. Leet y S. Judson (1971), *Physical Geology*, 4a. Ed., Englewood Cliffs, N. J., Prentice Hall, 687 pp.

L. E. Spock (1962), *Guide to the Study of Rocks*, 2a. Ed., New York, Harper, 298 pp.

Geomorfología:

W. D. Thornbury (1954), *Principles of Geomorphology*, "New York, Wiley, 618 pp. Texto básico sobre el desarrollo de las formas geológicas.

W. D. Thornbury (1965), *Regional Geomorphology of the United States*, New York, Wiley, 609 pp. Excelente texto sobre las características de las formas geológicas ordenado en divisiones fisiográficas . Las referencias pertinentes al final de cada capítulo proporcionan un buen punto de partida para localizar más información geológica específica respecto a una zona especial.

N. M. Fenneman (1931), *"Physiography of Western United States*, New York, McGraw Hill, 534 pp.

N. M. Fenneman (1938), *Physiography of Eastern United States*, New York, McGray Hill, 714 pp. Esta referencia y la anterior, son obras clásicas que describen las diferentes subdivisiones fisiográficas y sus características.

K. B. Woods, R. D. Miles, y C. W. Lovell, Jr. (1962), *"Origin, Formation and Distribution of Soils in North América" Cap. 1 en "Foundation Engineering, G. A.* Leonards, ed., New York, MacGrau Hill, pp 1-65. Realiza el tratamiento regional y contiene cerca de 200 referencias.

Ingeniería geológica:

S. Paige, ch. (1950), *"Application of Geology to Engineering Practice*, Berkey Volume, Geol., Soc. Amer., 327 pp. Contiene varios artículos importantes escritos por ingenieros y geólogos notables con gran experiencia práctica.

P. D. Trask, ed. (1950) *Applied Sedimentation*, New York, Wiley 707 pp. Colección que trata sobre gran variedad de tópicos relacionados a la ingeniería. Utiles listas de referencias.

R. F. Legget (1962) *Geology and Engineering*, 2nd. Ed. New York, McGraw Hill, 884 pp. Libro fácil de leer que cubre muchos de los aspectos de la geología desde el punto de vista de la ingeniería.

Meteorización:

P. Reiche (1950) *A Survey of Weathering Processes and Products*, Univ. Of New Mexico Press, 95 pp. Un estudio lúcido y completo de la meteorización de las rocas y de la formación de suelos. El tratamiento del último tópico es algo anticuado por el nuevo sistema de clasificación pedológica.

Pedología:

Soils and Men (1938), U. S. Dept. of Agriculture Yearbook, Wash., D. C., G.P.O., 1232 pp. El primer estudio completo de los principios en que se basa la clasificación de suelos y levantamientos utilizados en la mayor parte de los informes publicados antes de 1970.

Soil Survey Manual (1951), U. S. Dept. of Agriculture Handbook No. 18, Wash., D. C. G.P.O., 503 pp. Estudia el procedimiento detallado de la clasificación pedológica y levantamientos en los Estados Unidos.

Soil Classification, a Comprehensive System (1960), U. S. Dept. of Agriculture, Wash., D. C. G.P.O., 265 pp. Esta monografía comúnmente llamada la "7a. Aproximación," describe el sistema modificado de clasificación pedológica que está siendo adoptado en los Estados Unidos, y que probablemente se adopte en otros países. Se han hecho numerosas modificaciones al sistema y se incorporarán en una versión modificada próxima a publicarse.

T. H. Thornburn, D. J. Hagerty, y T. K. Liu (1970), *"Engineering Soil Report, Will County Illinois,"* Univ. of Ill. Eng. Exp-Sta. Bull. 501, 195 pp. Es un ejemplo de la correlación directa entre las unidades de los levantamientos pedológicos y las propiedades desde el punto de vista de la ingeniería del suelo, como han sido determinadas en un programa detallado de

muestreo y prueba en la región glacial del noreste de Illinois.

Geología Glacial:

R. F. Flint (1971) *Glacial and Quaternary Geology,* New York, Wiley, 893 pp. Es un texto excelente sobre glaciares, glaciación, y depósitos glaciales.

R. B. Peck y W. C. Reed (1954), *"Engineering Properties of Chicago Subsoils,"* Univ. of Ill. Eng. Exp. Sta. Bull. 423, 62 pp. Es una recopilación de daros reunidos en forma de mapas y diagramas dentro de un marco geológico. Es la fuente de la fig. 6.7. Es un ejemplo del tipo de información disponible en unas cuantas ciudades principales.

R. F. Legget, ed., (1961), *Soils in Canada,* Royal Soc. Canada, Spec. Publ. 3, Univ. of Toronto Press, 229 pp. Conjunto de artículos que reportan estudios de la geología, pedología y características desde el punto de vista de la ingeniería de los suelos glaciales de Canadá.

Suelos eólicos:

G. D. Smith (1942), *"Illinois Loess,"* Univ. of Ill. Agr. Exp. Sta. Bull. 490, 45 pp. Un estudio clásico del origen, distribución y características del loes desde el punto de vista pedológico.

R. A. Banold (1941), *The physics of Blown Sand and Desert Dunes,* New York, Wm. Morrow, 265 pp. Es un estudio completo del movimiento de la arena y de la formación de los depósitos eólicos de arena.

"Conference on Loess: Design and Construction" (1968), *Hwy. Res. Rec., 212, 38* pp. Contiene información útil sobre el comportamiento y propiedades técnicas del loess.

E. L. Krinitzsky y W. J. Turnbull (1967), *"Loess Deposits of Mississippi"*, Geol. Soc. Amer. Spec. Paper 94, 64 pp. Contiene información geotécnica.

Sedimentos depositados por el agua:

R. B. Peck (1953), *"Foundation Exploration-Denver Coliseum."* Proc. ASCE 79, Separate No. 326, 14 pp. Estudia la variabilidad de un depósito fluvial ilustrado en la fig. 6.12.

L. Zeevaert (1957*a*), *"Consolidation of México City Volcanic Clay,"* ASTM Spec. Tech. Publ. 232, pp. 28-32.

C. R. Kolb y W. G. Shockley (1959), *"Engineering Geology of the Mississippi Valley,"* Trans ASCE, 124, pp. 633-656. Es una descripción clásica de los varios ambientes de la deposición aluvial, y la relación entre las formaciones del suelo y los problemas de ingeniería.

L. Bjerrum (1967), *"Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings,"* Geotechnique, *17, 2,* 81-118.

Suelos residuales y roca:

F. J. Pettijohn (1957), *Sedimentary Rocks,* 2a. Ed., New York, Harper, 718 pp. La publicación más autorizada sobre el carácter y clasificación de las rocas sedimentarias.

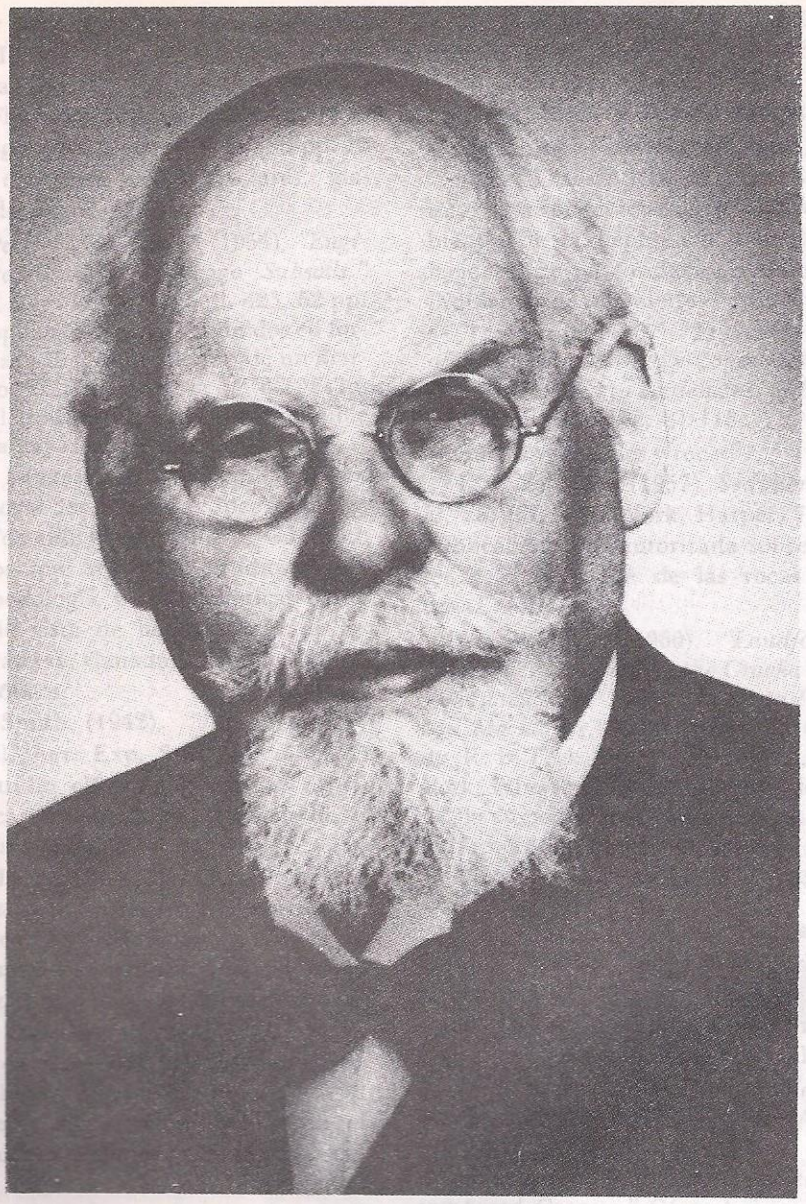
K. Terzaghi (1960), *"Landforms and Subsurface Drainage in the Gracka Region in Yugoslavia."* en *"From Theory to Practice in Soil Mechanics,"* L. Bjerrum, A. Casagrande, R. B. Peck, y A. W. Shempton, eds, New York, Wiley, pp. 81-105. Describe los detalles de la topografía cárstica típica. Primero publicado en Hungría en 1913, y reimpreso en 1958 en *Anales de Geomorfología,* 2, no. 1/2.

E. C. J. Mohr y F. A. van Baren (1954), *Tropical Soils,* New York, Interscience Publ. 498 pp. Es un excelente tratado sobre la pedología y formación de los suelos bajo condiciones tropicales.

G. F. Sowers (1954), *"Soil Problems in the Southern Piedmont Region,"* Proc.ASCE, 80, Separate 416, 18 pp.

P. Lumb, (1952), *"The Properties of Decomposed Granite."* Géotechnique, *12,* No. 3, 226-243.

Engineering Properties of Lateritic Soils (1969). Proc. Speciality Session 1, 7 Ints. Conf. Soil Mech., Asian Inst. Tech., Bangkok, 207 pp. Vol. 2 (1970), 203 pp. Recopilación de 25 artículos y comentarios que abarcan una gran variedad de suelos lateríticos; resumen de sus propiedades ingenieriles.



Wolmar Fellenius (1876-1957)

Presidente y guía activo de la Swedish Geotechnical Commission, encargado a partir de 1913 del estudio de las causas de los catastróficos deslizamientos de tierra en los Ferrocarriles Estatales Suecos. El informe de esta Comisión fue publicado en 1924 y se considera con justicia como un paradigma de la aplicación de la mecánica de suelos a los problemas prácticos. Este grupo de investigadores fue uno de los primeros en ejecutar pruebas de laboratorio y de campo para determinar la resistencia al corte de los suelos, y en reconocer las diferencias esenciales entre las propiedades de las arcillas inalteradas y las remoldeadas. (Foto obtenida por cortesía de B. H. Fellenius.)

LAMINA 7

CAPITULO 7

Programa para la exploración del subsuelo

7.1. Desarrollo del programa de exploración del subsuelo

Introducción. En el capítulo anterior se hizo ver que muy pocos depósitos de suelos naturales son uniformes, y que muchos son extremadamente erráticos. Es evidente que en un depósito errático ningún programa de exploración del subsuelo puede conducir a más que obtener una idea tosca del promedio de los valores de las propiedades físicas del material del subsuelo y de sus variaciones probables.

La naturaleza del depósito es un factor importante en la determinación del método de exploración más conveniente. Si, por ejemplo, la cimentación de una estructura se va a desplantar sobre un manto relativamente homogéneo de arcilla, puede justificarse una cantidad considerable de pruebas en muestras inalteradas, debido a que los resultados de las mismas permiten predecir con relativa seguridad tanto el monto como la velocidad del asentamiento. Por otra parte, si se va a localizar la misma estructura sobre un depósito compuesto de bolsas y lentes de arena, limo, y arcilla, no se justificaría un programa de pruebas muy extenso, porque daría poca información adicional a la que podría obtenerse simplemente por la determinación de las propiedades índice en muestras representativas. Se podría obtener una información más útil y con menor costo, haciendo un número adecuado de medidas con el penetrómetro que acusarían la disposición de los elementos duros y blandos en el subsuelo.

La magnitud y carácter del programa de exploración debe elegirse también considerando la importancia de la obra que se va a construir. Si en la obra se va a hacer un gasto pequeño no puede justificarse económicamente un programa de exploración extenso. Es más barato aprovechar cualquier información disponible y usar un factor de seguridad liberal en el proyecto.

Finalmente, el programa de exploración del suelo debe elaborarse por etapas, conforme se acumula la información. Por este procedimiento puede obtenerse el máximo de información con un gasto dado, y el programa puede terminarse después de recabar la cantidad adecuada de datos. Por lo tanto, no pueden darse reglas precisas para hacer un programa de exploración, y aun los ingenieros con gran experiencia no deben tratar de determinar el programa final antes de empezar la exploración.

Exploración preliminar. El programa de exploración del subsuelo debe estar precedido por una investigación previa. En este estudio, el ingeniero responsable de la exploración debe preparar un informe con todos los datos sobre las condiciones del suelo cercano a la obra y sobre el comportamiento de otras estructuras construidas en la vecindad. En regiones muy desarrolladas en las que las condiciones del subsuelo son desfavorables, es posible encontrar información útil en las revistas técnicas y en informes publicados, pero en la mayor parte de las áreas rurales, o en las zonas que se han adaptado recientemente para la industria, la información referente al compor-

tamiento estructural puede ser escasa. Sin embargo, el ingeniero no debe pasar por alto los mapas y publicaciones estatales y federales, y los levantamientos geológicos federales, o informes de levantamiento de suelos preparados en conexión con la agricultura o la construcción de caminos. El tipo de información que puede obtenerse de estas fuentes se ha estudiado en el art. 6.1.

A continuación se elige un procedimiento de exploración preliminar tomando como base la información obtenida de este estudio de investigación previa. La mayor parte de los depósitos de suelo pueden explorarse correctamente por medio del muestreador de media caña con la prueba de penetración estándar (arts. 5.3 y 5.4) hecha en sondeos perforados con barrenos, método rotatorios, o con avance por lavado (art. 5.2). En la fase preliminar no se consideran usualmente otros métodos de exploración, a menos que se sepa que el material inferior es roca o arcilla muy blanda, limo, o suelo con elevada proporción de materia orgánica. Además, para muchas obras, no es necesario hacer más exploraciones subterráneas. Es probable que este sea el caso, si las cargas en el subsuelo son pequeñas y puede usarse un gran factor de seguridad sin que el costo sea excesivo, si la estructura puede desplantarse en roca o en estratos de elevada capacidad de carga, o si se va a levantar una estructura ordinaria en un área en la que se tenga gran experiencia práctica que se haya resumido en la forma de reglas empíricas seguras o reglamentos de construcción.

Exploración detallada. Cuando el programa de exploración preliminar no proporciona suficiente información para proyecto o construcción, es necesario proseguir las investigaciones. Los métodos se elegirán para obtener la información más adecuada al menor costo. Frecuentemente, las propiedades de los depósitos relativamente uniformes de arcilla blanda y limo plástico pueden investigarse en la forma más económica mediante pruebas con la veleta en el campo, u obteniendo muestras continuas en tubos de paredes delgadas de 5 o 7.5 cm de diámetro y ejecutando las pruebas de laboratorio adecuadas (vea el capítulo 18). Los depósitos erráticos de limo blando y arcilla pueden examinarse usando las pruebas de penetración combinadas con sondeos con tubos, que permitan la interpretación de los datos del penetrómetro. Las pruebas de penetración estándar o las pruebas dinámicas con cono son las adecuadas para la arena. Las rotatorias o de percusión con barriles muestreadores se usan normalmente para obtener muestras de las rocas, y existen muestreadores especiales para los depósitos con proporciones elevadas de materia orgánica. Las pruebas de carga estándar son adecuadas para el loes y otros suelos susceptibles de colapso.

En algunas obras en que las estructuras son de gran importancia o que las condiciones de la cimentación presentan excepcionales dificultades, puede requerirse información adicional. Es aconsejable obtener muestras inalteradas de gran diámetro de los estratos críticos, para efectuar pruebas de carga, para hacer pruebas de bombeo en el campo, o para hacer otras pruebas especiales. Como estos estudios son siempre costosos, solamente deberán emprenderse para investigar cuestiones específicas que con los procedimientos baratos no se pueden resolver.

Número y profundidad de los sondeos. Para edificios o estructuras de tamaño ordinario, es conveniente programar hacer cuatro sondeos, uno en cada esquina de la estructura. A menos que se encuentre un manto de roca, el primer sondeo ordinariamente debe prolongarse a la máxima profundidad dentro de la cual el esfuerzo producido por la estructura pueda todavía influir en los asentamientos. Esta profundidad puede haberse determinado basándose en los cálculos aproximados del esfuerzo y del asentamiento, como se indica en la parte C. En una estructura muy cargada, el primer sondeo debe prolongarse ordinariamente hasta una profundidad igual al doble del ancho de la estructura. Debajo de una estructura con carga ligera con columnas muy separadas, la profundidad del primer sondeo no debe ser menor que el doble del ancho probable de la zapata mayor.

El segundo sondeo sirve para comprobar si las condiciones del suelo son uniformes o erráticas. Si los resultados son semejantes a los del primer sondeo, los sondeos subsecuentes pueden interrumpirse ordinariamente, cuando han penetrado todo el estrato blando o compresible.

Si con los sondeos se encuentra roca y las condiciones son tales que la estructura pueda desplantarse sobre ella, deberán obtenerse corazones de una profundidad de 1.5 a 3.0 m para asegurase de que se trata de un manto de roca sana, y no de un boleo o pedazo de roca desprendido. Si existe la evidencia de que haya canales de disolución o de meteorización profunda, usualmente los núcleos deben continuarse dentro de la roca sana.

Al proseguir el programa de exploración, el ingeniero debe estudiar las consecuencias que pueda tener toda nueva información. Si se necesitan sondas adicionales, pruebas de penetración, o investigaciones especiales, deberán localizarse y planificarse, de manera que cada adición al programa proporcione el máximo de conocimientos en esa etapa de la investigación.

Aunque el programa debe elaborarse de manera que proporcione la información necesaria para la obra en cuestión, el ingeniero debe tomar en cuenta la posibilidad de que puede haber cambios en las distribuciones estructurales preliminares, incluyendo la separación de las columnas y las cargas. Debe, por lo tanto, obtener suficientes datos que le permitan estudiar los diferentes tipos prácticos de cimentación para la distribución modificada, si los cambios no son muy radicales. Además, la exploración no debe limitarse a obtener la información necesaria para el tipo de cimentación que el ingeniero pensaba inicialmente como el más adecuado; pues de lo contrario, puede faltarle información para elegir o proyectar otro tipo que pueda resultar más práctico o económico.

Presentación de los resultados. Los convenios sobre las responsabilidades entre el propietario y las diferentes especialidades profesionales que intervienen en el proyecto de una obra, frecuentemente requieren la presentación de un *informe técnico de cimentación.* En ese informe, el especialista en cimentaciones tiene la responsabilidad de la presentación de los resultados de todas las pruebas hechas en el campo y en el laboratorio, con el formato que resulte más útil y de mayor comprensión al propietario y al resto de los profesionales. Por lo tanto, los datos obtenidos de todo el programa de exploración deben presentarse de manera que expliquen con la mayor claridad, y asimismo, justifiquen las recomendaciones referentes a los tipos de cimentación y de los órdenes de variación de los cambios de funcionamiento y costos. Deberán incluirse gráficas de los datos de las pruebas y se presentarán de manera que el comportamiento del subsuelo y la estructura de cimentación puedan evaluarse fácilmente como una sola unidad.

Conclusiones. Sin importar lo completo que el programa de exploración y pruebas del suelo pueda ser, siempre existirá un gran margen de incertidumbre con respecto a la naturaleza exacta de las condiciones del subsuelo en un lugar dado. Este hecho es de gran importancia práctica, pues hace que el proyecto de la cimentación sea fundamentalmente diferente de otras ramas del proyecto estructural. El ingeniero no puede proceder como lo hará con materiales que tienen propiedades bien definidas, como el acero, el concreto o la madera. Aunque estos últimos materiales no son perfectamente uniformes, casi siempre pueden considerarse así en el proyecto. El especialista en cimentaciónes frecuentemente tiene que esperar para obtener las conclusiones finales con respecto a las condiciones del suelo, a poder observar lo que sucede en el campo, y debe utilizar cualquier evidencia por pequeña que sea. Las pruebas de suelos ejecutadas en unas cuantas muestras tomadas en un depósito errático no proporcionan una buena base para el proyecto, debido a que el ingeniero está interesado en el comportamiento del depósito en conjunto, antes que en el de unas cuantas muestras tomadas en él.

En el estudio de los procedimientos para proyectar cimentaciones que se desarrollan en la parte C, los depósitos naturales se

agrupan de acuerdo con sus características generales como arcilla y limo plástico (cap. 18), arena y limo no plástico (cap. 19), suelos susceptibles de colapso y suelos expansivos (cap. 20), suelos no uniformes (cap. 21), y rocas (cap. 22). En el estudio de cada grupo, se prestará particular atención a las incertidumbres que se presentan al evaluar el comportamiento probable del depósito con respecto a la capacidad de carga y asentamientos en las cimentaciones. Se destacará la importancia de estas incertidumbres en el establecimiento del tipo adecuado de cimentación para un tipo dado de depósito. Además, se presentarán métodos para seleccionar y proyectar cimentaciones sobre una base racional y económica, a pesar del obstáculo que proviene de las incertidumbres inevitables con respecto a las condiciones del subsuelo.

LECTURAS RECOMENDADAS

Gran cantidad de artículos contienen excelentes resúmenes de los resultados de las exploraciones en el subsuelo, como los contenidos en la lista al final de los caps. 18 al 22, pero es sorprendente que pocos describan los pasos que hay que seguir en el desarrollo del procedimiento de exploración en proyectos específicos. Por lo tanto, en algunas de las referencias siguientes se trata de obras ejecutadas hace ya varias décadas. Por lo tanto, los métodos son menos importantes que los principios ilustrados.

T. L. Condron y E. R. Math (1931), "Investigating a Foundation in Soft Soil," Civ. Eng. ASCE, 2, 4, 237-24: Las técnicas y el equipo son algo antiguos, pero el procedimiento sigue siendo válido. Lo que se debe, indudablemente a la práctica del autor principal quien, en el tiempo en que se escribió el artículo, estaba al final de una larga y distinguida carrera como ingeniero en estructuras y cimentaciones.

E. W. Scott, Jr. (1948), "Philadelphia Conducts Extensive Subsurface Exploration Prior to Airport Expansion," Civ. Eng. ASCE, 18, 2, 44-46. Breve relación de una investigación modificada para irla adaptando a sus resultados parciales.

J. W. Hunter (1948), "Site Exploration for Foundations at Portsmouth," Proc. 2nd. Int. Conf. Soil Mech, Rotterdam, 2. pág. 159-162. Programa en el que se incluye la observación de los asentamientos de edificios construidos.

K. M. Gammon y G. F. Pedgrift (1962), "The Selection and Investigation of Potencial Nuclear Power Station Sites in Suffolk," *Proc. Ins. Civil Engr., 21,* pp. 139-160. Descripción de una evaluación bien planificada para un reactor nuclear, toleraba solamente asentamientos diferenciales limitados bajo grandes presiones hasta de 39 tons. m^2. Los levantamientos preliminares de siete lugares incluyen geología, interpretación de fotografías aéreas, y un número mínimo de sondeos. La exploración detallada de la cimentación requirió de varias técnicas.

R. B. Peck (1969*a*). "Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics," *Geotechnique, 19,* 2, 171-187. Aunque este artículo no se refiere a las técnicas usuales o programas de exploración del suelo, describe el uso de las observaciones en el campo durante la construcción, como recurso para mejorar el conocimiento de las condiciones del subsuelo, en un tiempo en el que todavía es posible hacer alteraciones al proyecto y señala las recompensas y peligros asociados al uso de los datos de observación.

La American Society of Civil Engineers tiene en preparación un manual para hacer investigaciones en el subsuelo de los edificios. Se ha publicado una parte como "Subsurface Investigation for Design and Construction of Foundations of Buildings, Task Committee for Foundation Design Manual, Part. I, *ASCE J. Soil Mech.,* 98, SM5 481-490; Part II, SM6, pp. 557-578; Parts III y IV, SM7, pp. 749-764.

PARTE B

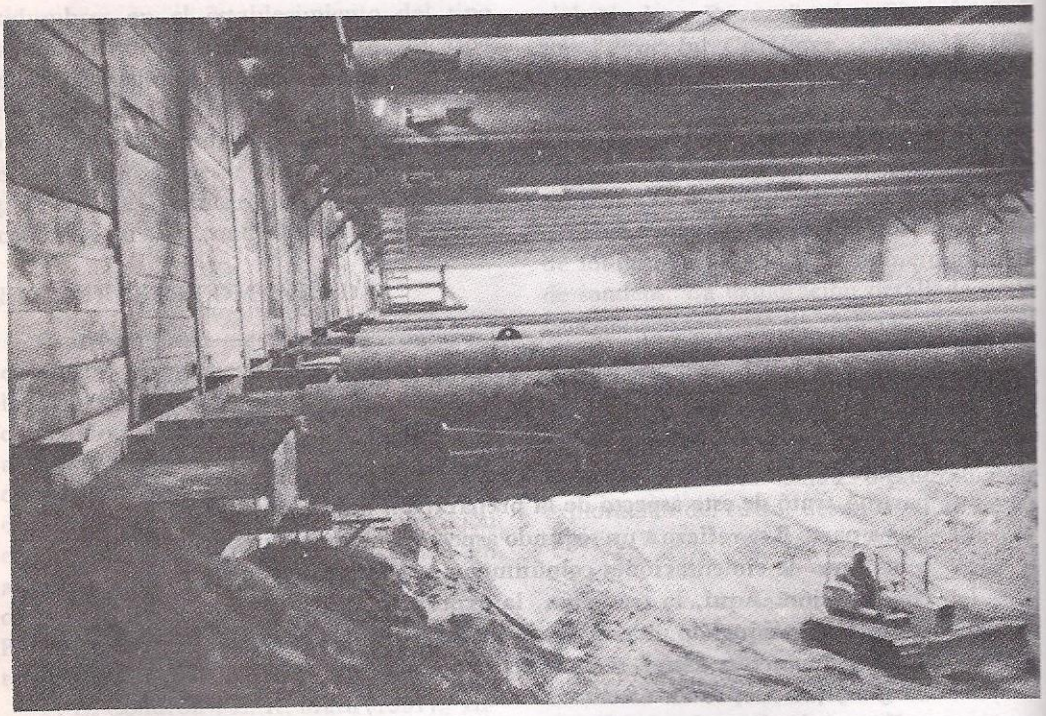
Tipo de cimentaciones y métodos de construcción

Uno de los requisitos para tener éxito en la práctica de la ingeniería de cimentaciones, es el conocimiento adecuado de las propiedades mecánicas de suelos y rocas, materiales naturales de que dependen las estructuras que construyen los ingenieros como apoyo. La parte A trató de este aspecto de la preparación del ingeniero.

La parte B se refiere a un segundo aspecto igualmente importante, a los tipos de cimentaciones comúnmente usados y a los métodos de construcción. Aquí, la tradición, la experiencia, y la competencia industrial han jugado un papel más importante que la ciencia, y parcialmente por esta razón, se considera con acierto que la ingeniería de cimentaciones es un arte.

Bajo la influencia de factores económicos, como los costos relativos de la mano de obra y de los materiales, han surgido algunos tipos de cimentaciones y ciertos procedimientos de construcción que se han generalizado en los Estados Unidos y Canadá. Estos procedimientos se describen brevemente en las páginas siguientes. Aunque las innovaciones y el progreso en el estado del arte no justifican una posición pesimista, las operaciones que se apartan de los métodos comúnmente aceptados deben adoptarse cautelosamente, porque los equipos que no son los ordinarios pueden resultar costosos y los procedimientos a los que no están acostumbrados los trabajadores y sus supervisores, pueden resultar difíciles de llevar a la práctica.

El amplio tema del hincado de pilotes al golpe se considera detalladamente en la parte B, porque muchos de los procedimientos y principios expuestos son aplicables a las cimentaciones piloteadas en todos los tipos de suelos y con toda clase de pilotes. En la parte C, se estudia la selección y evaluación de las cimentaciones piloteadas para cada condición particular del subsuelo.



Excavación y Apuntalamiento de un corte en un Ferrocarril Subterráneo

Excavación para una estación del ferrocarril subterráneo en Washington, D. C. (1972). A la izquierda pueden verse los patines de los pilotes verticales y el forro de madera del entibamiento. Los puntales, formados por tubos de 61 cm, tienen una elevada resistencia a la flexión lateral. Los largueros horizontales, que transmiten la carga de los pilotes verticales a los puntales, se separan de los pilotes verticales para poder tolerar el alineamiento inevitablemente imperfecto de los pilotes, y sus almas se reforzaron para evitar que se aplastaran. Puede deducirse el tamaño del corte, de 22.50 m por 19.20 m, por el del bulldozer.

LAMINA 8

CAPITULO 8

Excavaciones y ademes

8.1 Introducción

Las cimentaciones de la mayor parte de las estructuras se desplantan abajo de la superficie del terreno. Por lo tanto, no pueden construirse hasta que se ha excavado el suelo o roca que está arriba del nivel de la base de las cimentaciones.

Ordinariamente, el ingeniero especialista en cimentaciones no se encarga de elegir el equipo de excavación en un lugar dado, ni de diseñar el apuntalamiento, si se necesita. Se considera que esta operación corresponde al contratista. Sin embargo, generalmente es obligación del ingeniero aprobar o recusar el procedimiento de construcción propuesto por el constructor y revisar el proyecto del apuntalamiento. Al ejercer estas funciones, solamente concierne al ingeniero comprobar que los procedimientos propuestos permitan hacer la construcción satisfactoria de la estructura; y ordinariamente se presume que no va a ordenar la manera en que debe efectuarse la construcción.

En los trabajos grandes o complicados, puede ser imposible preparar un proyecto sin decidir también el método de construcción. Cuando los procedimientos de proyecto y de construcción estén tan íntimamente relacionados que deban considerarse como una unidad, el ingeniero está obligado a especificar el método de construcción y posiblemente a proyectar el apuntalamiento.

En los suelos permeables, para hacer excavaciones abajo del nivel del agua freática, usualmente se requiere desaguar el lugar antes o durante la construcción. En este capítulo, se supondrá que el nivel del agua freática está normalmente abajo del fondo de la excavación, o que temporalmente se ha abatido. Las técnicas de drenaje se estudiarán en el capítulo siguiente.

Además, en este capítulo solamente se estudiarán los aspectos generales de la excavación y las maneras de soportar sus costados o los cortes. En la parte C se estudiarán los detalles o modificaciones adecuadas en conexión con condiciones específicas de cimentación o con los tipos de estructuras, y en la parte D se desarrollará el proyecto estructural de ciertos sistemas de entibamiento y apuntalamiento.

8.2 Excavaciones a cielo abierto con taludes sin apuntalar

Las excavaciones poco profundas pueden hacerse sin sostener el material circunvecino, si existe el espacio adecuado para construir taludes que puedan soportar al material. La inclinación de los taludes es función del tipo y carácter del suelo o roca; de las condiciones climáticas; de la profundidad de la excavación y del tiempo que la excavación vaya a permanecer abierta. Como regla, los taludes se hacen tan parados como el material lo permita, porque la ocurrencia de pequeños derrumbes generalmente no tiene importancia. El costo de extraer el material afectado por los derrumbes puede ser considerablemente menor que el de la excavación adicional, necesaria para tener taludes menos inclinados.

Los taludes menos inclinados que pueden usarse en una localidad dada se determinan por experiencia. La mayor parte de las arenas tienen pequeñas cantidades de material cementante, o aparentan un cierto monto de cohesión debido a la humedad que contienen. Esta cementación o cohesión no garantiza la seguridad de los taludes expuestos permanentemente, aunque suelen ser útiles, mientras la excavación está abierta. Aunque los taludes permanentes en los suelos arenosos rara vez son más escarpados que $1\frac{1}{2}$ por 1, no son raros los de por 1 en construcciones más provisionales.

El talud máximo que un suelo arcilloso puede soportar es función de la profundidad del corte y de la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla. Si la arcilla es blanda, abajo del nivel de la base de la excavación, pueden ser necesarios taludes más inclinados para evitar el bufamiento del fondo. Además, las arcillas rígidas o duras comúnmente poseen o desarrollan grietas cerca de la superficie del terreno. Si estas grietas se llenan de agua, la presión hidrostática reduce mucho el factor de seguridad y puede producir fallas en los taludes. El agua en las grietas también reblandece la arcilla progresivamente, de manera que es probable que la seguridad del talud disminuya con el tiempo. Por estas razones, se usa con frecuencia el apuntalamiento para soportar los frentes de las excavaciones en arcilla, aunque pueda sostenerse por poco tiempo la arcilla a la altura necesaria sin apoyo lateral.

8.3 Entibamiento y apuntalamiento en las excavaciones poco profundas

Muchas áreas de los edificios por construir se prolongan hasta los linderos de la propiedad o son adyacentes a otras en los que ya existen estructuras. Bajo estas circunstancias, los frentes de las excavaciones deben hacerse verticales y usualmente requieren ademe. En la práctica, se usan varios métodos para ademar.

Si la profundidad de la excavación no es mayor de 4 m, comúnmente se acostumbra hincar tablones verticales alrededor del límite de la excavación propuesta. 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 anchura, 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 miembros inclinados.

En la fig. 8.1, se muestran dos formas típicas para el apuntalamiento a poca profundidad.

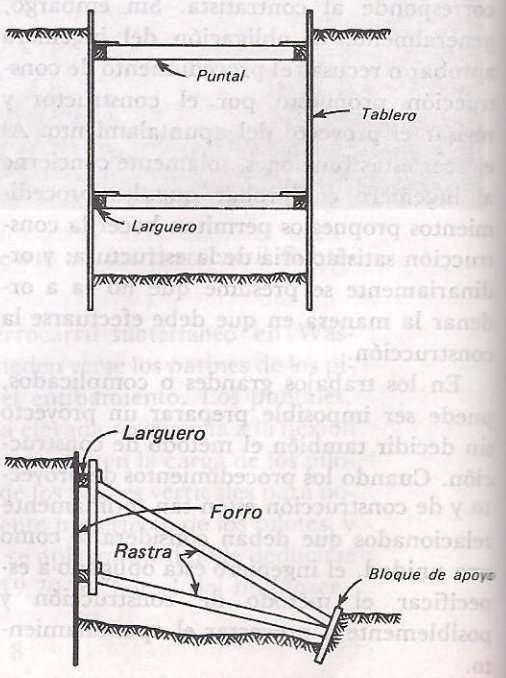


Figura 8.1. Métodos comunes para apuntalar los frentes de las excavaciones poco profundas.

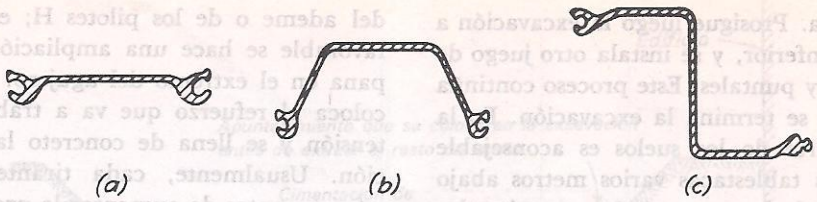


Figura 8.2. Tipos de tablestacas comúnmente usadas para apuntalar los frentes de las excavaciones profundas. *a)* De alma plana. *b)* De alma curva. *c)* Con forma de Z.

8.4 Entibamiento y apuntalamiento de 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 entibar y apuntalar. De acuerdo con uno de los procedimientos, 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 tipos de tablestacas que comúnmente se usan para este objeto son los mostrados en la fig. 8.2. La resistencia y rigidez del tipo *b* que tiene el alma en forma de arco, excede a la de *alma plana a;* mientras que las tablestacas con alma en forma de *Z* son las que tienen la mayor resistencia. En consecuencia, se usan los tipos *a* y *b* en excavaciones de poca profundidad y el tipo *c* para las excavaciones más profundas, o para aquéllas en que se espera tener presiones muy grandes.

Cuando la excavación se ha profundizado unos cuantos metros, se insertan largueros y puntales, como se muestra en la fig. 8.3. Los largueros comúnmente son de acero, y los puntales pueden ser de acero o

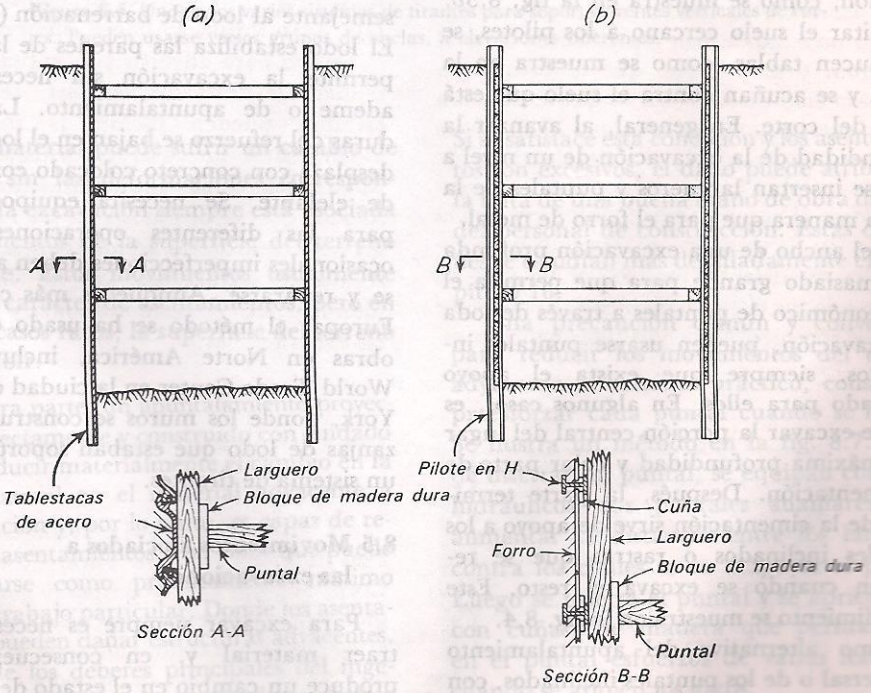


Figura 8.3. Secciones transversales en apuntalamientos típicos de excavaciones profundas. *a)* Frente entibado con tablestaca de acero. *b)* Frente retenido por pilotes H y forro.

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. En la mayor parte de los suelos es aconsejable hincar las tablestacas varios metros abajo del fondo de la excavación para evitar los bufamientos locales. En algunos casos, con la porción hincada se elimina la necesidad de instalar un puntal en el fondo del corte. Es importante proporcionar apoyo vertical al apuntalamiento. Esto puede hacerse manteniendo postes abajo del sistema de apuntalamiento para que transmitan su peso al suelo inferior o sujetando el apuntalamiento a vigas que se extiendan a través del borde superior del corte.

En la mayor parte de los suelos, puede exponerse una cara vertical de varios metros cuadrados sin peligro de que el terreno sufra colapso. Entonces, puede ser posible eliminar las tablestacas para reemplazarlas con una serie de pilotes en H colocados con una separación de 1 a 3 m. Estos *pilotes verticales*, se hincan con sus patines paralelos a los costados de la excavación, como se muestra en la fig. 8.3*b*. Al quitar el suelo cercano a los pilotes, se introducen tablas, como se muestra en la figura y se acuñan contra el suelo que está fuera del corte. En general, al avanzar la profundidad de la excavación de un nivel a otro, se insertan largueros y puntales de la misma manera que para el forro de metal.

Si el ancho de una excavación profunda es demasiado grande para que permita el uso económico de puntales a través de toda la excavación, pueden usarse puntales inclinados, siempre que exista el apoyo adecuado para ellos. En algunos casos, es posible excavar la porción central del lugar a su máxima profundidad y colar parte de la cimentación. Después, la parte terminada de la cimentación sirve de apoyo a los puntales inclinados o rastras que se requieren cuando se excava el resto. Este procedimiento se muestra en la fig. 8.4.

Como alternativa del apuntalamiento transversal o de los puntales inclinados, con frecuencia se usan *tirantes*. De acuerdo a un sistema, mostrado en la fig. 8.5, se hacen agujeros inclinados en el suelo fuera del ademe o de los pilotes H; en terreno favorable se hace una ampliación o campana en el extremo del agujero. Luego se coloca el refuerzo que va a trabajar a la tensión y se llena de concreto la perforación. Usualmente, cada tirante se preesfuerza antes de aumentar la profundidad de la excavación. El equipo y los métodos para perforar son semejantes a los usados en la perforación de las pilas (art. 13.2).

Algunas veces, es preferible completar los muros exteriores de una estructura antes de quitar el material en el espacio ocupado por los sótanos. Los muros se construyen en zanjas angostas apuntaladas, como se muestra en la fig. 8.6. Después, cuando se han terminado los muros y el sistema de piso se ha construido arriba, puede excavarse el bloque de suelo que queda entre las paredes. El piso proporciona el apuntalamiento para la parte superior de las paredes y puede insertarse el apuntalamiento adicional necesario cuando la excavación progrese.

Ocasionalmente, los muros exteriores se construyen en una zanja llena de lodo o de un líquido denso de arcilla en suspensión semejante al lodo de barrenación (art. 5.2). El lodo estabiliza las paredes de la zanja y permite la excavación sin necesidad de ademe o de apuntalamiento. Las armaduras del refuerzo se bajan en el lodo que se desplaza con concreto colocado con trompa de elefante. Se necesita equipo especial para las diferentes operaciones, y las ocasionales imperfecciones deben anticiparse y repararse. Aunque es más común en Europa, el método se ha usado en varias obras en Norte América, incluyendo el World Trade Center en la ciudad de Nueva York, donde los muros se construyeron en zanjas de lodo que estaban soportadas por un sistema de tirantes.

8.5 Movimientos asociados a las excavaciones

Para excavar siempre es necesario extraer material y, en consecuencia, se produce un cambio en el estado de esfuerzo en la roca o suelo, debajo y a los lados del espacio excavado. Este cambio ocurre se entiben o no los frentes del corte. Como

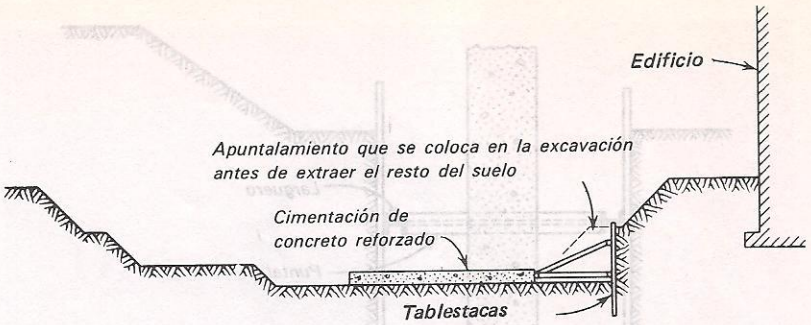


Figura 8.4. Apuntalamiento típico en excavaciones anchas y profundas.

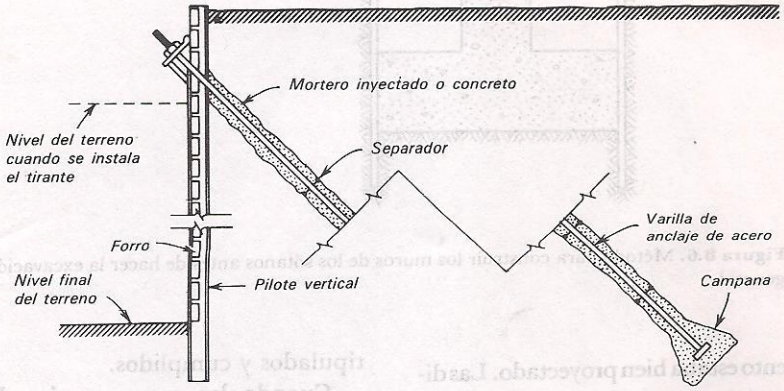


Figura 8.5. Uno de los varios sistemas de tirantes para soportar frentes verticales de cortes. Pueden usarse varios grupos de anclas, a elevaciones diferentes.

ningún material puede sufrir un cambio de esfuerzo sin las deformaciones correspondientes, la excavación siempre está asociada a movimientos de la superficie del terreno adyacente. Estos movimientos usualmente tienen el carácter de asentamientos, pero en algunos casos raros, la superficie del terreno puede subir.

Por otra parte, un apuntalamiento proyectado correctamente y construido con cuidado puede reducir materialmente el cambio en la presión lateral en el material adyacente a la excavación y, por lo tanto, es capaz de reducir los asentamientos a un valor que puede considerarse como prácticamente mínimo para un trabajo particular. Donde los asentamientos pueden dañar estructuras adyacentes, es uno de los deberes principales del ingeniero asegurarse de que el método propuesto para apuntalar las excavaciones es capaz de reducir los asentamientos a valores tolerables. Si se satisface esta condición y los asentamientos son excesivos, el daño puede atribuirse a la falta de una buena mano de obra de parte del personal de construcción. Estas cuestiones se estudian más detalladamente en el capítulo 16.

Una precaución común y conveniente para reducir los movimientos del terreno adyacente al mínimo práctico, consiste en preesforzar cada puntal cuando se inserte. Se ilustra un método en la fig. 8.7. Antes de insertar un puntal, se equipan con gatos hidráulicos dos puntales auxiliares para aumentar la distancia entre los largueros contra los cuales se va a apoyar el puntal. Luego se inserta el puntal y se aprieta bien con cuñas, de manera que permanezcan en el puntal esfuerzos de varias toneladas cuando se aflojen los gatos.

En muchas obras, han ocurrido movimientos excesivos y aun fallas aunque el sistema de

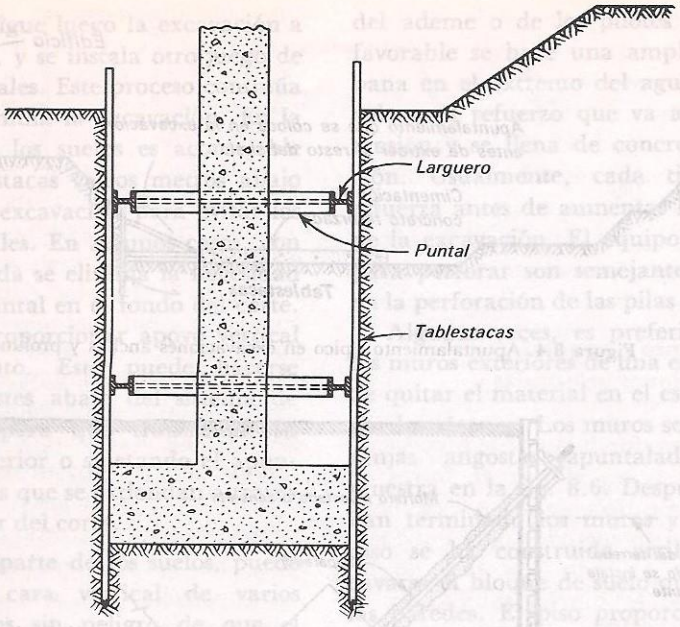


Figura 8.6. Método para construir los muros de los sótanos antes de hacer la excavación general.

apuntalamiento estaba bien proyectado. Las dificultades se originaron debido a que los pasos de la secuencia de la excavación y apuntalamiento no estaban bien especificados o no se siguieron, y se permitió que la excavación avanzara demasiado, antes de que se instalara el siguiente grupo de apoyos (art. 27.3). No es raro que la excavación y el apuntalamiento de una misma obra lo hagan diferentes contratistas. Como el apuntalamiento interfiere con la excavación, la tendencia del contratista de excavación es adelantar todo lo posible antes de que se coloque el apuntalamiento, lo que debe evitarse con procedimientos rigurosamente estipulados y cumplidos.

Cuando las consecuencias de los asentamientos de la propiedad adyacente o una falla sean serios, se hacen observaciones en el campo para advertir con anticipación las tendencias desfavorables (art. 16.5). Estos estudios pueden incluir la medida de movimientos laterales y verticales del entibamiento y el apuntalamiento, de las fuerzas que se producen en las rastras y en los puntales, de los asentamientos de las estructuras adyacentes, y de los niveles piezométricos colocados debajo y al lado de las excavaciones.

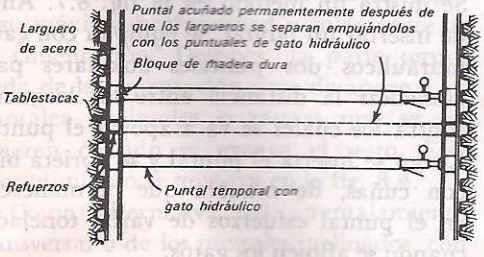


Figura 8.7. Método para preesforzar los puntales en los frentes de excavaciones.

LECTURAS RECOMENDADAS

A. B. Carson (1961), *"General Excavation Methods"*, Nueva York, F. W. Dodge Corp. 392 pp. Una descripción general dirigida principalmente a los contratistas sobre el equipo y procedimientos de excavación, incluyendo métodos de apoyo y de drenaje. Contiene mucha información general, útil para el proyectista con respecto al trabajo de campo.



Robert Stephenson (1803-1859)

Fue el ingeniero que construyó algunos de los primeros ferrocarriles ingleses, incluyendo el de Birmingham a Londres, que fue el primero en entrar a Londres en 1838. Este nuevo medio de transporte exigió la excavación de profundos cortes y túneles, algunos de los cuales tuvieron que hacerse en arenas sin cohesión, bajo del nivel del agua freática. Stephenson resolvió estos problemas sin precedentes e inventó muchas técnicas en el arte del drenaje. También fue un pionero en ingeniería estructural, trabajando como ingeniero en estructuras famosas, como la trabe tubular de los Estrechos Menai y en el primer puente para ferrocarril sobre el Río San Lorenzo en Montreal.

LAMINA 9

CAPITULO 9

Drenaje y estabilización

9.1 Introducción

Cuando la profundidad de excavación sea mayor que la distancia a la superficie libre del agua en un suelo permeable que tenga un coeficiente de permeabilidad mayor que aproximadamente 10^{-3} cm /seg, el suelo debe desaguarse para que permita la construcción de las cimentaciones en seco. Si el coeficiente de permeabilidad del suelo está comprendido entre 10^{-3} y 10^{-5} cm/seg, la cantidad de agua que fluye hacia dentro de la excavación puede ser pequeña, pero todavía puede requerirse drenaje para mantener la estabilidad de los frenos y el fondo de la excavación. Si el coeficiente de permeabilidad es menor que 10^{-7} cm/seg, es probable que el suelo posea suficiente cohesión para vencer la influencia de las fuerzas de filtración y puede no ser necesario el drenaje, aunque la excavación se extienda a considerable profundidad abajo del nivel del agua freática.

En las estructuras con sótanos, frecuentemente es necesario mantener abatido el nivel freático. Para esto se requiere la instalación de drenes permanentes.

El proceso físico del drenaje ya se ha descrito en el art. 2.5. La posibilidad de que el drenaje induzca asentamiento se considera en el art. 16.3. Los requisitos para el drenaje de los diferentes tipos de cimentaciones en diferentes formaciones del subsuelo se describirán en la parte C. Este capítulo se refiere principalmente a las técnicas generales de drenaje y al equipo necesario para efectuarlo.

9.2 Zanjas y cárcamos

Donde el espacio lo permita, pueden usarse zanjas para abatir el nivel del agua freática en arena o en otros materiales que se han hecho permeables por grietas o juntas. En arenas limosas o finas, los taludes laterales ordinariamente deben ser relativamente tendidos debido a las presiones de filtración que produce el agua que penetra.

Los taludes relativamente tendidos que se requieren para las zanjas abiertas en arena, generalmente impiden el uso de zanjas para abatir el nivel del agua freática más que unos cuantos decímetros. Sin embargo, se usan las zanjas abiertas en el fondo de una excavación para recolectar el agua que se filtra en ella. Estas zanjas conducen a cárcamos de los cuales se bombea el agua.

Un cárcamo es una fosa a nivel más bajo que el de las zanjas que entran en él. Debe tenerse mucho cuidado para evitar que la arena y el limo de los lados y del fondo del cárcamo se deslaven y se vayan en el agua que se bombea. Para reducir la pérdida de arena por bombeo y evitar la consecuente inestabilidad, con frecuencia es conveniente revestir las paredes del cárcamo, y cubrir el fondo con un material de grano grueso que funcione como filtro (art. 2.5). La fig. 9.1 muestra un dispositivo de ese tipo al pie de un corte en arena. Un tubo de diámetro grande, colocado verticalmente, con material de filtro en su parte inferior, es con frecuencia satisfactorio.

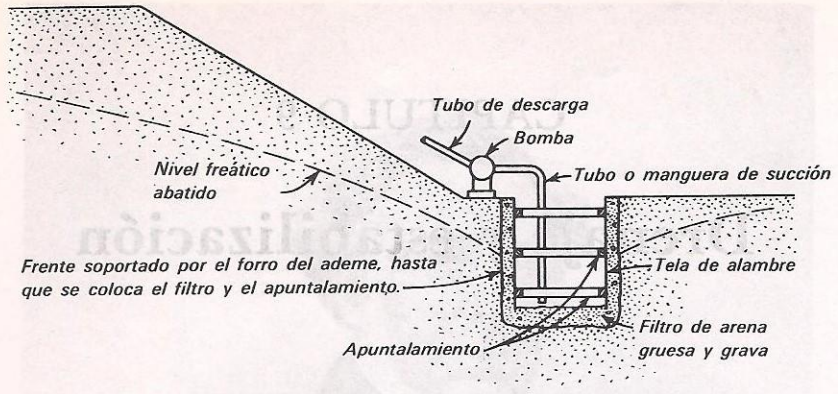


Figura 9.1. Cárcamo protegido con filtro para hacer cortes a cielo abierto en arena.

El drenaje de construcciones temporales o permanentes también puede efectuarse, excavando cepas en vez de zanjas, colocando tubos de barro o tubos perforados en ellas y llenando las cepas de material permeable. Para evitar que se deslave el material fino del relleno que rodea la excavación, puede ser necesario rodear los drenes de material granular que satisfaga los requisitos de los filtros. El ancho de las aberturas en los tubos de drenaje deberá ser igual al (D_{60}) del material por proteger.

9.3 Pozos punta

En los materiales granulares se puede abatir el nivel del agua freática por medio de pozos punta. Un *pozo punta* es un tubo perforado de longitud aproximada de 90 cm y de 38 mm de diámetro, cubierto con una tela cilíndrica para evitar la entrada de partículas finas. Se unen al extremo inferior de un tubo vertical de 38 mm o 50 mm que se encaja verticalmente en el terreno. Usualmente, el pozo punta puede introducirse en el terreno con ayuda de un chiflón de agua, sin golpearlo, aunque en algunos estratos duros se requiere una pulseta o una barrena. En la obra, las líneas de pozos punta separadas de 0.5 a 1.5 m se conectan a una tubería colectora de 15, 20, o 25 cm tendida sobre la superficie del terreno. El colector, a su vez, está conectado a una bomba aspirante. En la fig. 9.2, se muestran las diferentes partes del conjunto.

Si la profundidad de excavación abajo del nivel del agua freática es mayor que 4 o 5 m, posiblemente se requieran varias filas de pozos punta. La primera excavación se hace a una profundidad del orden de 4 m y se hinca la segunda línea de pozos antes de excavar los siguientes 4 o 5 m. Los pozos se disponen generalmente de manera que los bordes de la excavación quedan formados por un conjunto de taludes interrumpidos por bermas, en las que se alojan las zanjas de drenaje. A esta disposición se le llama de varios pisos y se muestra en la fig. 9.3.

Cuando la cantidad que se va a bombear por pozo es pequeña, puede usarse un

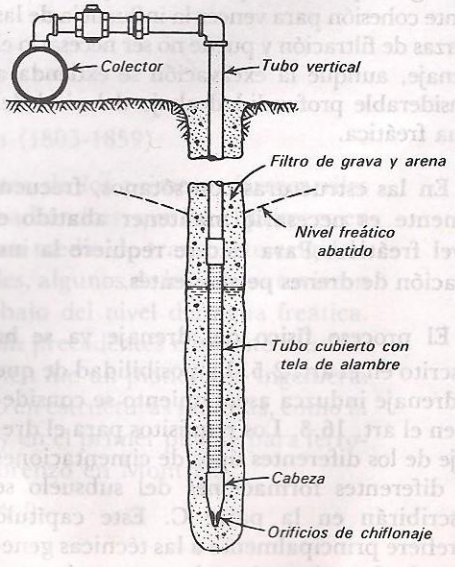


Figura 9.2. Detalles de un pozo punta.

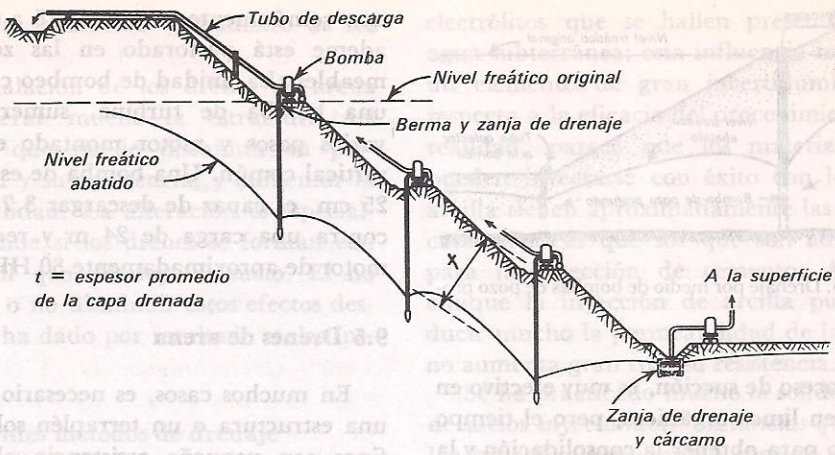


Figura 9.3. Instalación de pozos punta en varios niveles.

sistema eyector de chorro en lugar de la instalación de varios pisos. Cada pozo punta se instala en el fondo de una perforación ademada. El pozo punta se conecta al lado inferior de una bomba de eyector de chorro, que a su vez se conecta a la superficie con dos tubos, uno de ellos es para el agua que llega a alta presión que hace funcionar la bomba, y el otro para el agua de retorno incluyendo la que sale del pozo punta. La eficiencia es baja, debido a que la mayor parte del agua que saca el sistema hubo de inyectarse previamente para operar la bomba. Sin embargo, un sistema de un *sólo piso puede abatir el nivel del* agua freática hasta 30m. Cuando las limitaciones de espacio impiden el uso de un sistema de etapas múltiples, pueden resultar económicos los eyectores de chorro.

Si la permeabilidad es menor que 10^{-4} cm/seg, el drenaje no puede lograrse bombeando simplemente de pozos punta, debido a que las fuerzas de la capilaridad impiden la salida del agua de los poros del suelo. Sin embargo, el drenaje puede efectuarse por consolidación. Esto puede lograrse haciendo funcionar los pozos punta con una presión inferior a la atmosférica, lo que provoca una succión (fig. 9.4). En este método, los pozos se colocan en perforaciones de 20 cm de diámetro, hechas con barrena o con chiflón. Se coloca luego un filtro de arena media o gruesa, alrededor del pozo hasta 0.5 m o 1 m de la superficie. Arriba del filtro, se coloca un material impermeable tal como arcilla compactada para formar un sello. En perforaciones que no se mantienen abiertas pueden ser necesarias técnicas especiales.

Las bombas para estas instalaciones deben tener la capacidad para mantener la succión en los pozos y filtro que los rodea. Por lo tanto, la presión alrededor de los pozos se reduce a una pequeña fracción de la presión atmosférica, mientras que en la superficie del terreno obra el peso de la atmósfera. Así, el suelo se consolida bajo una presión de 10 ton/m².

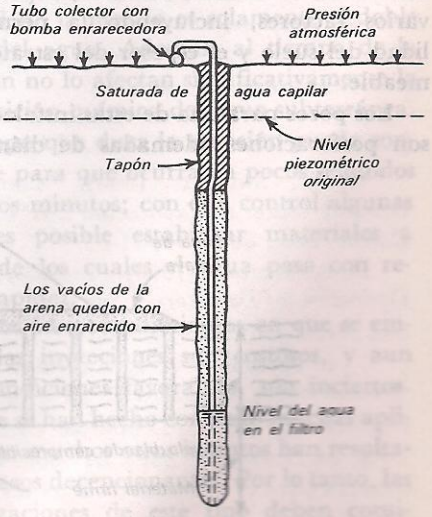


Figura 9.4. Instalación de pozos punta para absorción

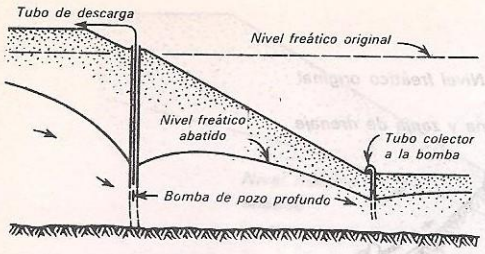


Figura 9.5. Drenaje por medio de bombas de pozo profundo.

El proceso de succión, es muy efectivo en limos y en limos orgánicos, pero el tiempo necesario para obtener la consolidación y la estabilidad es probable que sea de varias semanas.

9.4 Bombas de pozo profundo

En las excavaciones muy profundas, la instalación de pozos punta de varios pisos tiene la desventaja de que el nivel del agua desciende en forma súbita en los bordes de la excavación. En consecuencia, el gradiente hidráulico cerca de la excavación es bastante grande, y las presiones de filtración resultantes pueden producir la inestabilidad de los taludes. Bajo estas circunstancias, es más seguro, y algunas veces más económico, instalar pozos de gran diámetro equipados con bombas de pozo profundo. En la fig. 9.5, se muestra una instalación típica para esos pozos. La separación, que comúnmente varía de 6 a 60 m, depende de varios factores, incluyendo la permeabilidad del suelo y el espesor del estrato permeable.

Los pozos para una de estas instalaciones son perforaciones ademadas de diámetros que comúnmente varían de 15 a 60 cm. El ademe está perforado en las zonas permeables. La unidad de bombeo consiste en una bomba de turbina, sumergible, de varios pasos y motor montado en un eje vertical común. Una bomba de este tipo de 25 cm, es capaz de descargar 3,780 lt/min contra una carga de 24 m y requiere un motor de aproximadamente 30 HP.

9.5 Drenes de arena

En muchos casos, es necesario construir una estructura o un terraplén sobre suelos finos con pequeña resistencia al esfuerzo cortante. La resistencia inicial de los suelos puede ser demasiado baja para que soporte el peso de la estructura sin fallar. Sin embargo, si los suelos débiles pueden drenarse con la suficiente rapidez como para permitir la consolidación casi al mismo tiempo que se aplica la carga, la resistencia del material puede aumentar lo suficiente para permitir una construcción segura.

Pueden construirse drenes verticales con el objeto de acelerar el drenaje en los suelos relativamente impermeables. En los Estados Unidos, estos drenes son comúnmente columnas de arena de 0.6 m de diámetro, dispuestos en cuadros o formando triángulos con separaciones de 3 a 5 m. La superficie del terreno sobre los drenes se cubre con una capa de material permeable, y la estructura o terraplén se construye en la parte superior de esta capa (fig. 9.6). Al aumentar el peso, se expulsa el agua del subsuelo hacia los drenes, de los cuales escapa por la capa permeable a las cunetas. Puede controlarse la rapidez de la consolidación,

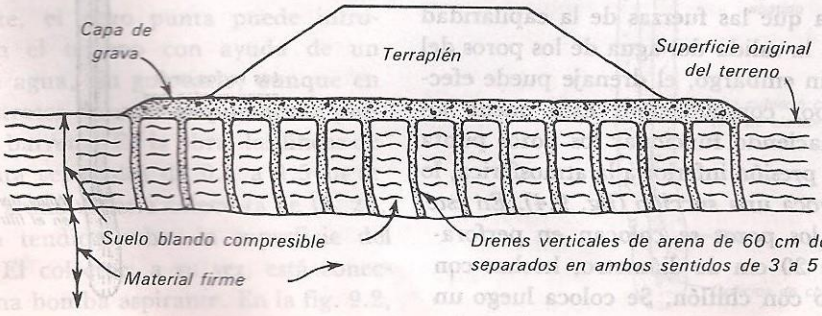


Figura 9.6. Instalación de drenes de arena.

variando la separación y diámetro de los drenes.

La instalación de los drenes de arena puede alterar mucho la estructura del suelo, ya que puede disminuir su permeabilidad y su resistencia, y aumentar la compresibilidad. La alteración es especialmente grande si los drenes se forman con un mandril que desaloje el suelo. El no considerar o no disminuir estos efectos desfavorables ha dado por resultado malas instalaciones.

9.6 Diferentes métodos de drenaje y estabilización

La estabilización de arenas y limos valiéndose del drenaje no siempre es factible. Por lo tanto, se han ideado diversos métodos, en la mayor parte de los cuales se inyectan lodos o soluciones en los vacíos del suelo. Estos materiales endurecen el suelo en grados variables y le imparten cohesión. Como llenan parcialmente los vacíos, también reducen la permeabilidad.

En muchas ocasiones, se ha intentado la inyección de *lechada de cemento*. La experiencia ha demostrado que el método puede producir resultados muy buenos, pero solamente si el suelo es relativamente homogéneo y no está estratificado, y si el tamaño de los granos no es demasiado pequeño. La lechada no penetrará los vacíos de un suelo suelto cuyo diámetro efectivo D_{10} sea menor que 0.5 mm, o los de un suelo compacto cuyo diámetro efectivo sea menor que 1.5 mm. Por lo tanto, las inyecciones de cemento no son adecuadas para los suelos más finos que las arenas gruesas.

El tamaño de las partículas del cemento, limita la finura de una arena adecuada para la inyección de cemento. Sin embargo, pueden obtenerse suspensiones de arcilla de cualquier finura deseada, quitando las fracciones más gruesas de las arcillas naturales. Esto ha conducido a la realización de intentos de inyectar suelos con *lodos de arcilla*. En la práctica, se ha encontrado que impide la penetración, la formación de una película filtrante que tapa los huecos. La formación de la película filtrante depende al parecer, en gran manera de los electrólitos que se hallen presentes en el agua subterránea; esta influencia introduce un elemento de gran incertidumbre con respecto a la eficacia del procedimiento. En realidad, parece que los materiales que pueden inyectarse con éxito con lodos de arcilla tienen aproximadamente las mismas características que los que son adecuados para la inyección de cemento. Además, aunque la inyección de arcilla puede reducir mucho la permeabilidad de la arena, no aumenta gran cosa su resistencia.

Se ha practicado mucho la solidificación de suelos *inyectándoles sustancias químicas*. Un procedimiento común consiste en la inyección de silicato de sodio y cloruro de calcio, que reaccionan en el suelo para formar un aglutinante cohesivo. En una variante de este método, se inyecta una sola solución que contiene un amortiguador que retrasa y controla el tiempo de fraguado. Estos métodos tienen mucho éxito en las arenas limpias relativamente homogéneas con diámetro efectivo mayor que 0.1 mm, pero la eficacia del procedimiento disminuye rápidamente al disminuir el tamaño de los granos o la homogeneidad de la arena. Además, depende mucho de la composición química del agua subterránea.

También se han usado mucho los polímeros que se mezclan con catalizadores y retardadores antes de la inyección, y que reaccionan después de un lapso para formar un gel casi impermeable. Antes de la reacción, la viscosidad de la mezcla es solamente el doble de la del agua. Además, al tiempo de la reacción no lo afectan significativamente la composición química del agua subterránea. El tiempo que dura la reacción puede controlarse para que ocurra en pocos segundos en vários minutos; con este control algunas veces es posible estabilizar materiales a través de los cuales el agua pasa con relativa rapidez.

Todos los procedimientos en que se emplean las inyecciones son costosos, y aun bajo condiciones favorables, son inciertos. Aunque se han hecho con éxito muchas aplicaciones, muchos otros intentos han resultado fracasos decepcionantes. Por lo tanto, las estabilizaciones de este tipo deben considerarse solamente en circunstancias excepcionales, donde el riesgo de un fracaso se

compense, en vista de los posibles beneficios de una aplicación exitosa. En cualquier caso, la inyección no debe tomarse como una cuestión de rutina y no debe emprenderse sin el asesoramiento de especialistas competentes y experimentados.

Si el coeficiente de permeabilidad del suelo está comprendido entre 10^{-4} y 10^{-6} cm/seg, no resultaría satisfactorio ningún procedimiento de inyección. En estos suelos, la estabilización puede efectuarse por *electro-ósmosis,* que es un método eléctrico para crear presiones de filtración y producir consolidación. Se requieren estudios cuidadosos para determinar la probabilidad de éxito y estimar la energía requerida.

En algunos casos, se han impermeabilizado y estabilizado los suelos *congelando* el agua contenida en los vacíos. El método se ha usado con mayor frecuencia en la perforación de tiros o de túneles, pero también se ha empleado con éxito en la estabilización temporal de cuando menos un gran deslizamiento de limo. La congelación se efectúa haciendo circular un refrigerante por una serie de tubos dobles introducidos en el suelo que se trata de estabilizar. Cada tubo doble consta de una cubierta exterior dentro de la cual se bombea el líquido frío y de un tubo interior por el cual regresa. Pueden ser necesarias varias semanas o meses para congelar un bloque de suelo que tenga un volumen de unos cuantos cientos de metros cúbicos. El método es costoso debido al tiempo necesario, así como al costo del equipo refrigerante.

LECTURAS RECOMENDADAS

W. F. Swinger (1960), *"Control of Ground Water in Excavation", ASCE J. Constr. Div., 86,* CO1, 41-53.

D. A. Werblin (1960), *"Installation and Operation of Dewatering Systems", ASCE J. Soil Mech., 86,* SM1, 47-66.

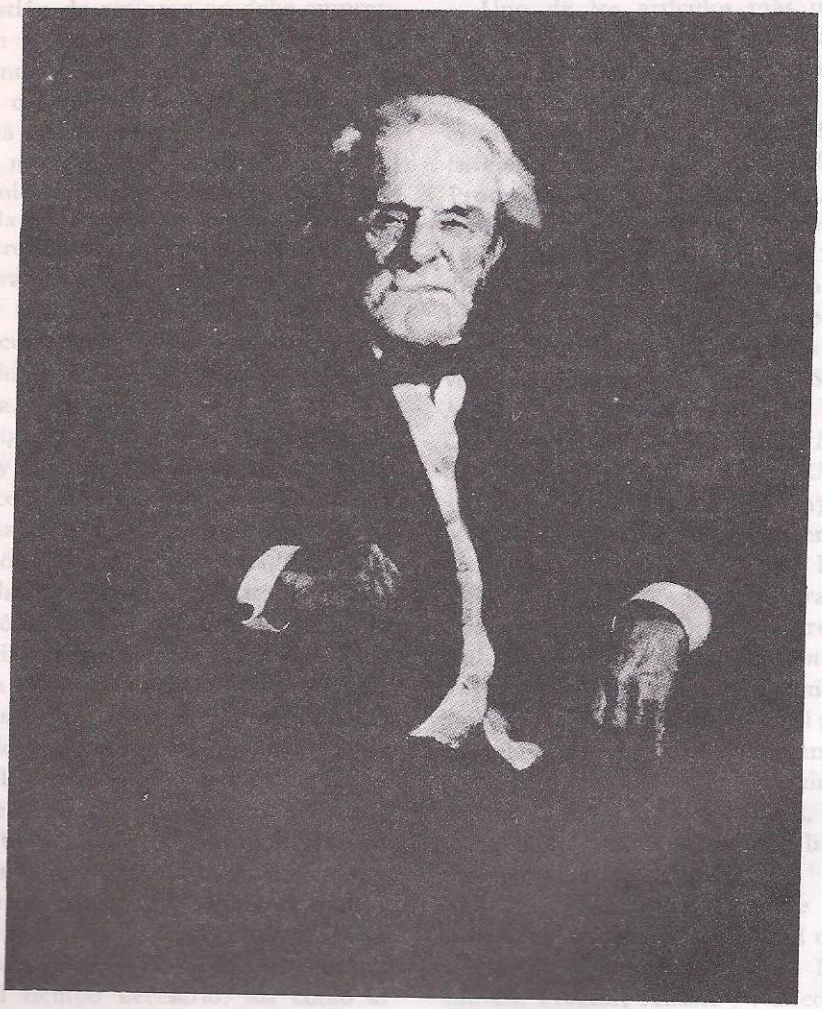
C. I. Mansur y R. I. Kaufman (1962), *"Dewatering",* Capítulo 3 en *Foundation Engineering,* G. A. Leonards, ed., Nueva York, McGraw-Hill, págs. 241-350. Detalles técnicos para el proyecto de sistemas para el desagüe.

También los folletos de varios contratistas de desagüe contienen información útil; sus anuncios pueden encontrarse en la literatura ordinaria de ingeniería y construcción.

Uno de los artículos más interesantes que consta de dos partes, sobre la historia y aplicación de los métodos de inyección en la estabilización de suelos, con numerosos ejemplos, es el de R. Glossop (1960), "The Invention and Development of Injection Processes, Parte I: 1802-1850", *Géotechnique, 10,* 3, 91-100; y "Parte II: 1850-1960", *Géotechnique, 11,* 4 (1961), 225-279. Extensas bibliografías han sido preparadas por el Comité sobre Inyecciones del ASCE, incluyendo "Bibliografía sobre Inyecciones Químicas", (1966), *ASCE J. Soil Mech., 92,* SM6, 39-66; y "Chemical Grouting" (1957), *ASCE J. Soil Mech., 83,* SM4, Paper No. 1426, 106 págs, Una serie de artículos sobre "Cement and Clay Grouting of Foundations" se encuentra en *ASCE J. Soil Mech., 84,* SM1, Papers No. 1544-1552. La electro-ósmosis se trata en L. Casagrande (1952), "Electro-osmotic Stabilization of Soils", *J. Boston Soc. Civ. Eng. 39,* 1, 51-83; reimpreso como Harvard Soil Mechanics Series No. 38. El método de congelación se explica detalladamente en F. J. Sanger (1968), "Ground Freezing in Construction", *ASCE J. Soil Mech, 94,* SM1, 131-158; el artículo contiene bibliografía con ejemplos prácticos.

Un tratado completo sobre drenes de arena fue preparado a solicitud del Bureau of Yards and Docks, U. S. Navy, por Moran, Proctor, Mueser y Rutledge (1958), "Study of Deep Soil Stabilization by Vertical Sand Drains," U. S. Dept. of Commerce, Office Tech. Serv., Wash., D. C., 92 pp.

Un artículo sobre el estado del arte, por uno de los principales autores del informe anterior, es el de S. J. Johnson (1970*b*), "Foundation Precompression with Vertical Sand Drains," *ASCE J. Soil Mech., 96,* SM1, 145-175; contiene extensa bibliografía. Los factores que influyen en el funcionamiento de los drenes de arena, con las descripciones correspondientes de varios casos prácticos, se tratan, en L. Casagrande y S. Poulos (1969), "On the effectiveness of Sand Drains" *Canadian Geot. Jour., 6, 3,* 287-326.



Frederick Baumann (1826-1921)

Fue de los arquitectos prominentes de Chicago, y autor de un folleto titulado "El Arte de Preparar Cimentaciones para toda clase de Edificios", en el que se trata especialmente el "Método de las Pilas Aisladas" como se usa en Chicago. Este folleto, que apareció en 1873, contiene la primera mención publicada en los Estados Unidos, de que las áreas de las zapatas deben ser proporcionales a las cargas de las columnas, y que el centroide del área de la base de cada zapata debe coincidir con la resultante de las cargas que actúan en ellas. Contiene también valores para la presión en el suelo, que recomendaba para las arcillas de Chicago. (Fotografía cedida por cortesía de la Chicago Historical Society.)

LAMINA 10

CAPITULO 10

Zapatas y losas de cimentación

10.1. Tipos de Zapatas

Una zapata es una ampliación de la base de una columna o muro, que tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo. Las zapatas que soportan una sola columna se llaman *individuales* o *zapatas aisladas*. La zapata que se construye debajo de un muro se llama *zapata corrida o zapata continua*. Si una zapata soporta varias columnas se llama *zapata combinada*. Una forma especial de zapata combinada que se usa comúnmente en el caso de que una de las columnas soporte un muro exterior es la *zapata en voladizo* o *cantiliver*. Los diferentes tipos se ilustran en la fig. 10.1.

10.2. Historia de su evolución

Indudablemente, las zapatas representan la forma más antigua de cimentación. Hasta mediados del siglo diecinueve, la mayor parte de las zapatas eran de mampostería. Si se construían de piedra cortada y labrada a tamaños especificados, se les llamaba zapatas de piedra labrada. En contraste, las zapatas de *mampostería ordinaria* se construían con pedazos de piedra de todos los tamaños, unidos con mortero. Las zapatas de mampostería eran adecuadas para casi todas las estructuras, hasta que aparecieron los edificios altos con cargas pesadas en las columnas. Estas cargas requerían zapatas grandes y pesadas que ocupaban un valioso espacio en los sótanos.

En los primeros intentos para ampliar las áreas de las zapatas, sin aumentar el peso, se construían emparrillados de madera, y las zapatas convencionales de mampostería se colocaban sobre ellos. En 1891, se utilizó un emparrillado construido con rieles de acero de ferrocarril, ahogados en concreto como una mejora del emparrillado de madera (John Wellborn Root, Montauk Block, Chicago). El emparrillado de rieles fue un adelanto importante, porque ahorraba mucho peso y aumentaba el espacio en el sótano. En la siguiente década, los rieles de ferrocarril fueron sustituidos por las vigas I de acero, que ocupaban un poco más espacio, pero que eran apreciablemente más económicas en acero. En la fig. 10.2, se muestran emparrillados de cimentación típicos de madera, de rieles de ferrocarril, y de vigas de acero en I.

Las vigas de acero en I se adaptaban admirablemente a la construcción de zapatas en cantiliver. Estas se empezaron a usar en 1887, casi simultáneamente en dos edificios en Chicago. En la fig. 10.3 se ilustra una de ellas.

Con el advenimiento del concreto reforzado, poco después de 1900, las zapatas de emparrillado fueron superadas casi por completo por las de concreto reforzado, que son todavía el tipo dominante.

10.3. Consideraciones generales

En las zonas frías, las zapatas se desplantan comúnmente a una profundidad no menor que la penetración normal de la congelación. En los climas más calientes, y especialmente en las regiones semiáridas, la profundidad mí-

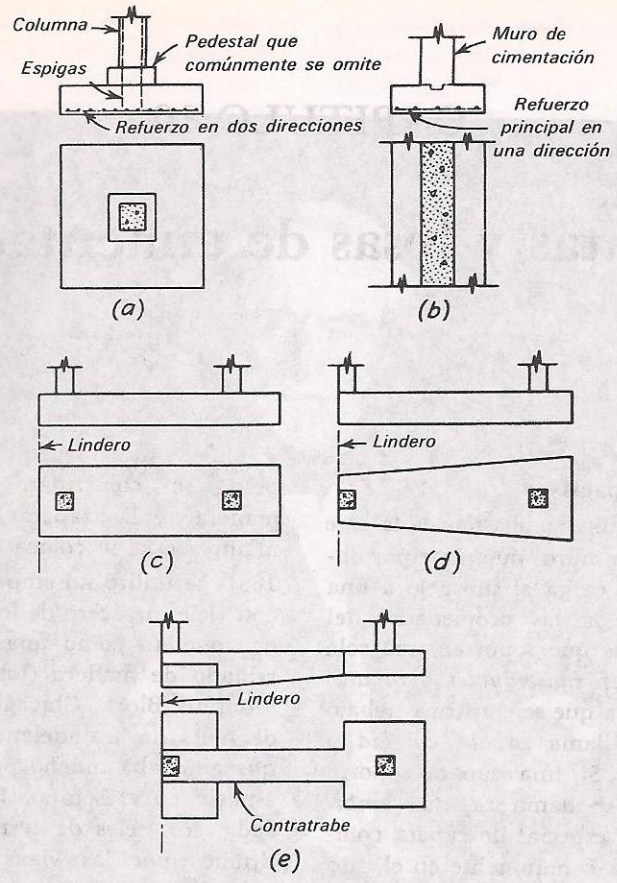


Figura 10.1. Tipos de zapatas. *a)* Zapata individual para columna. *b)* Zapata para muro. *c)* y *d)* Zapatas combinadas. *e)* Zapata en cantiliver.

nima de las zapatas puede depender de la mayor profundidad a que los cambios estacionales de humedad produzcan una contracción y expansión apreciable del suelo.

La elevación a la que se desplanta una zapata, depende del carácter del subsuelo, de la carga que debe soportar, y del costo del cimiento. Ordinariamente, la zapata se desplanta a la altura máxima en que pueda encontrarse un material que tenga la capacidad de carga adecuada. En algunos casos, si se encuentra un estrato especialmente firme a mayor profundidad, puede ser más económico desplantar la zapata a una elevación menor, debido a que el área necesaria para la zapata es menor.

La excavación para una zapata de concreto reforzado debe mantenerse seca, para poder colocar el refuerzo y sostenerlo en su posición correcta mientras se cuela el concreto. Para hacer esto en los suelos que contienen agua puede ser necesario bombear, ya sea de cárcamos o de un sistema de drenes instalado previamente. Generalmente, se requieren moldes en los lados de la zapata. La necesidad de bombear y de soportar los frentes de las excavaciones en las que se construyen las zapatas, puede aumentar mucho el costo de una cimentación de este estilo.

10.4. Presiones admisibles en el suelo

En los primeros tiempos de la ingeniería de cimentaciones se elegía el área de las zapatas de acuerdo con el criterio del ingeniero, basándose en su experiencia. En la

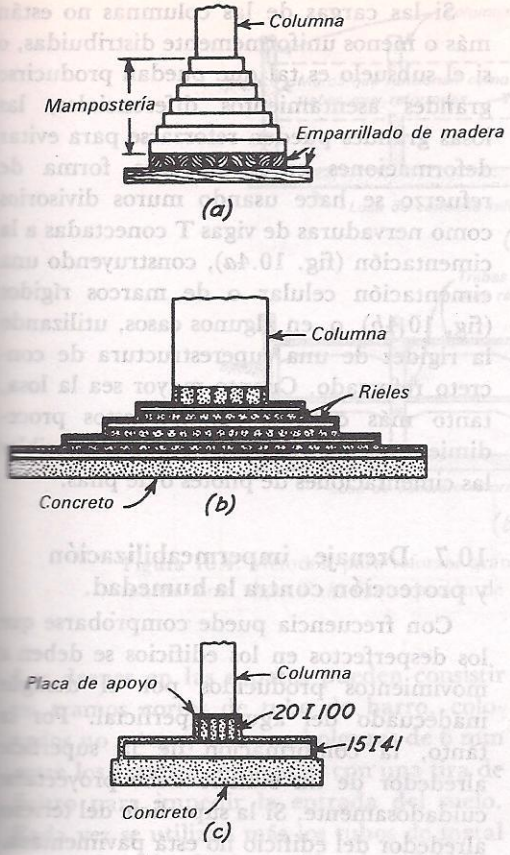


Figura 10.2. Evolución histórica de los emparrillados para cimentación de *a)* madera, *b)* rieles de ferrocarril, *c)* vigas *I* de acero.

mayor parte de los lugares se inventaron reglas empíricas sencillas. Por ejemplo, en algunas partes de los Estados Unidos, el ancho de una zapata corrida en pies era igual al número de pisos de la estructura. No se pensó en dar áreas mayores a las zapatas para soportar cargas más pesadas.

Al principio de la década de 1870, la determinación de las dimensiones se hizo apoyándose en una base más racional. Los ingenieros progresistas de aquellos días recomendaban que las áreas de las zapatas en un lugar dado, se hicieran proporcionales a las cargas que obraban en ellas, y que el centro de gravedad de la carga debía coincidir con el centroide de la zapata. Se creía que los asentamientos de todas las zapatas serían iguales y que no se inclinaría ninguna zapata si se seguían concienzu-

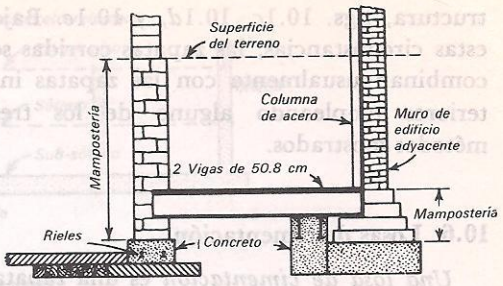


Figura 10.3. Zapatas en cantiliver para soportar una columna exterior del Auditorium Building, Chicago, 1887.

damente estas recomendaciones. Además, se creía que para cada suelo existía una presión específica bajo la cual los asentamientos de las diferentes zapatas no excederían de valores razonables. Esta presión, conocida como *presión admisible en el suelo,* se especificaba generalmente en el reglamento de construcción o en las ordenanzas de la ciudad en la que se localizaba la construcción.

Con el perfeccionamiento de la mecánica de suelos, se hizo evidente que la seguridad o el asentamiento de una zapata dependen de muchos factores, además de la presión ejercida en el subsuelo. Sin embargo, como el concepto de la presión admisible en el suelo es tan cómodo, se ha conservado en la moderna ingeniería de cimentaciones, pero con modificaciones y limitaciones dictadas por los criterios actuales. Estas modificaciones y limitaciones, constituyen una gran parte de la información contenida en la parte C.

10.5. Zapatas combinadas

Si las cargas de varias columnas se transmiten a una misma zapata, las dimensiones de ésta deben ser tales que su centroide coincida con el de las cargas de las columnas, bajo condiciones normales, y de manera que la presión máxima debajo de la zapata no exceda de la presión de seguridad del suelo bajo las cargas más severas. Se acostumbra usar las zapatas combinadas a lo largo de los muros de los edificios en los linderos de la propiedad, donde las zapatas corridas no pueden prolongarse fuera de los límites de la es-

tructura, figs. 10.1*c*, 10.1*d*, y 10.1*e*. Bajo estas circunstancias, las zapatas corridas se combinan usualmente con las zapatas interiores empleando alguno de los tres métodos mostrados.

10.6 Losas de cimentación.

Una losa de cimentación es una zapata combinada que cubre toda el área que queda debajo de una estructura y que soporta todos los muros y columnas. Cuando las cargas del edificio son tan pesadas o la presión admisible en el suelo es tan pequeña que las zapatas individuales van a cubrir más de la mitad del área del edificio, es probable que la losa corrida sea más económica que las zapatas.

Ordinariamente, las losas de cimentación se proyectan como losas de concreto planas y sin nervaduras. Las cargas que obran hacia abajo sobre la losa son las de las columnas individuales o las de los muros. Si el centro de gravedad de las cargas coincide con el centroide de la losa, se considera que la carga hacia arriba es una presión uniforme igual a la suma de las cargas hacia abajo dividida por el área de la propia losa. No se considera el peso de ésta en el proyecto estructural, porque se supone que lo soporta directamente el suelo. Como en este método de análisis no se consideran los momentos y fuerzas cortantes producidas por los asentamientos diferenciales, se acostumbra reforzar la losa más que lo que se requiere de acuerdo con el análisis.

Las losas de cimentación se usan también para reducir el asentamiento de las estructuras situadas sobre depósitos muy compresibles. Bajo estas condiciones, la profundidad a la que está desplantada la losa se hace a veces tan grande, que el peso de la estructura más el de la losa está completamente compensado por el peso del suelo excavado. Entonces, el asentamiento de la estructura sería casi insignificante. Cuando resulta impracticable hacer una compensación total, puede colocarse una losa menos profunda, si el aumento neto en la carga es suficientemente pequeño como para producir asentamientos tolerables.

Si las cargas de las columnas no están más o menos uniformemente distribuidas, o si el subsuelo es tal que puedan producirse grandes asentamientos diferenciales, las losas grandes pueden reforzarse para evitar deformaciones excesivas. Esta forma de refuerzo se hace usando muros divisorios como nervaduras de vigas T conectadas a la cimentación (fig. 10.4*a*), construyendo una cimentación celular o de marcos rígidos (fig. 10.4*b*), o, en algunos casos, utilizando la rigidez de una superestructura de concreto reforzado. Cuanto mayor sea la losa, tanto más costosos resultan estos procedimientos; frecuentemente son preferibles las cimentaciones de pilotes o de pilas.

10.7 Drenaje, impermeabilización y protección contra la humedad.

Con frecuencia puede comprobarse que los desperfectos en los edificios se deben a movimientos producidos por el desagüe inadecuado del agua superficial. Por lo tanto, la conformación de la superficie alrededor de un edificio debe proyectarse cuidadosamente. Si la superficie del terreno alrededor del edificio no está pavimentada, su pendiente no debe ser menor de 8.0 %.

La naturaleza del subsuelo y las condiciones del agua freática en un lugar deben siempre considerarse en la elección de las elevaciones para los niveles de sótanos y pisos. Si el sótano debe desplantarse abajo del nivel freático normal, deberán tomarse precauciones especiales para evitar las filtraciones dentro de la estructura. Se usan comúnmente dos métodos generales: *drenaje*, con el que se evita que el agua llegue al exterior de la estructura, e *impermeabilización* con el que se impide la entrada del agua adyacente a la estructura por medio de algún tipo de barrera impermeable. Frecuentemente los dos métodos se combinan.

El drenaje puede resultar conveniente donde las filtraciones sean lo suficientemente pequeñas como para permitir la evacuación del agua a bajo costo, usualmente por gravedad, por albañales o zanjas. La instalaciones más comunes para este caso son los drenes en las zapatas (figs. 10.5*a* y 10.5*b*), y los drenes de piso, (fig. 10.5*c*).

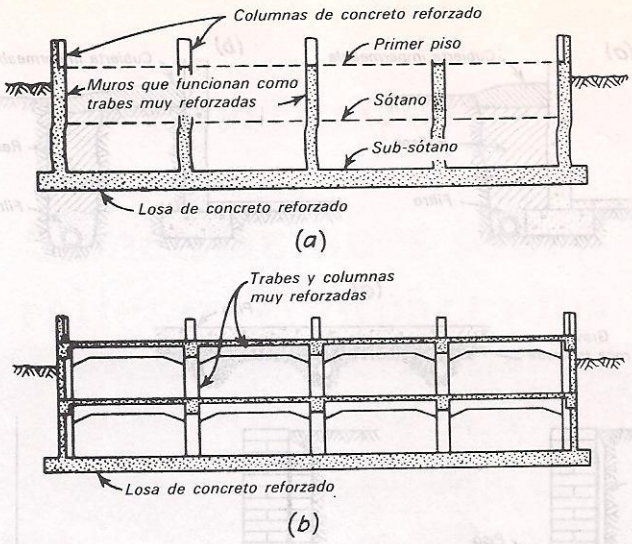


Figura 10.4. Métodos para reforzar grandes fosas de cimentación. *a)* Uso de costillas o muros como vigas T. *b)* Construcción de marcos rígidos.

Los drenes en las zapatas pueden consistir en tramos cortos de tubo de barro, colocados no a tope, sino con holguras de 6 mm entre los tramos, protegidas con una tira de fieltro para impedir la entrada del suelo. Cada vez se utilizan más los tubos de metal corrugado o de plástico perforados, debido a su economía y facilidad de instalación. Los drenes se tienden en zanjas que se rellenan con material de filtro hasta un nivel situado a 30 cm de la superficie. El relleno de los últimos 30 cm se hace con material menos permeable, para impedir la entrada de las aguas superficiales. Cuando la presencia del agua en los drenes pueda reducir la resistencia del suelo que está debajo de las zapatas, el tipo *b* es mejor que el tipo *a*. Si existe la posibilidad de que el suelo que se va a drenar obstaculice el drenaje del relleno, éste último debe satisfacer los requisitos para filtro (art. 2.5).

Los drenes de piso (fig. 10.5*c*) no son necesarios usualmente, si los drenes de las zapatas son efectivos. Sin embargo, en algunos casos, puede haber flujo de agua lento debajo de la estructura y puede ser aconsejable el drenaje. Los drenes de piso o de zapata no deben conectarse a tubos de bajada ni a drenes superficiales.

Si resulta excesiva la cantidad de agua que se colectaría en un sistema de drenes, puede ser necesario impermeabilizar el sótano y permitir que la estructura quede sujeta a toda la presión del agua. El procedimiento más positivo es el método de la *membrana*. En este método, se construye una membrana compuesta de capas alternadas de fibra y de material asfáltico, sobre o cerca del exterior del edificio. El material asfáltico se aplica caliente. Esta membrana es suficientemente flexible y dúctil para mantener su integridad si ocurre un agrietamiento moderado en los muros o en los pisos.

Para que sea completamente efectiva la membrana impermeabilizante debe ser continua sobre toda la superficie de la estructura que penetre abajo del nivel del agua. Para esto se requiere la construcción de un sub-piso sobre el que se construye la membrana antes de construir el piso estructural, y requiere detalles especiales en muros y zapatas (figs. 10.5*d* y 10.5*e*). La fig. 10.5*e*, muestra también la disposición necesaria si el muro exterior no es accesible para cubrirlo con la membrana.

Como los muros y pisos que quedan dentro de la membrana quedan sujetos a toda la presión del agua, deben proyectarse para esta fuerza, así como para la presión de tierra.

La filtración de la humedad capilar a través de las paredes y pisos del sótano,

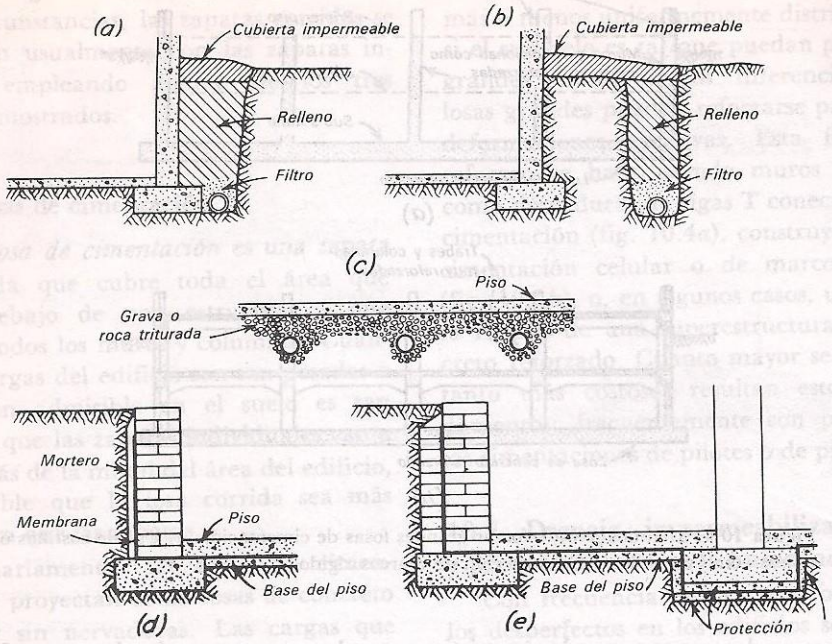


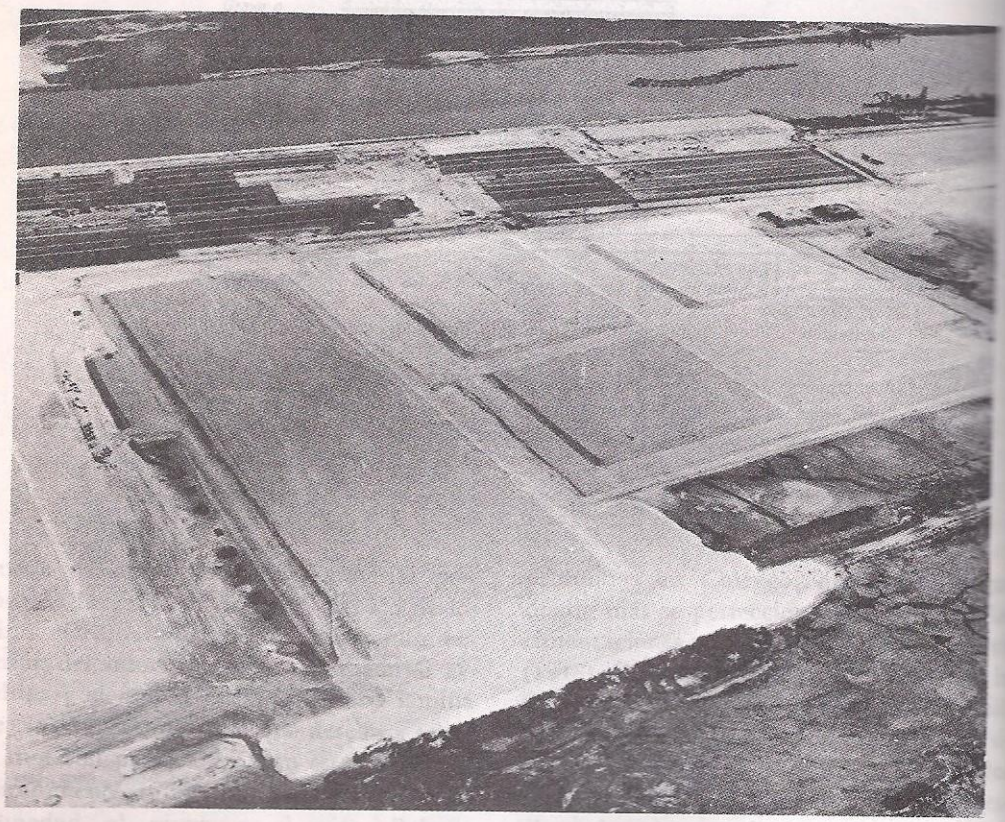
Figura 10.5. Métodos para drenar e impermeabilizar sótanos. *a)* Dren de zapata. *b)* Dren interceptor. *c)* Dren de piso. *d)* Membrana impermeable cuando es accesible desde fuera la pared exterior. *e)* Membrana impermeable cuando el muro exterior no es accesible (según Huntington, 1963).

puede reducirse colocando material permeable fuera de los muros y debajo de los pisos. Ordinariamente, el paramento exterior del muro se pinta con material asfáltico y el piso se cuela sobre una lámina de cloruro de polivinilo que descansa sobre el material permeable. Con estas medidas, comúnmente se impide la entrada de la humedad al muro o al piso. Existen varios aditivos para disminuir la permeabilidad del propio concreto y para reducir el paso de la humedad. La eficacia de estas sustancias es extremadamente variable.

LECTURAS RECOMENDADAS

La evolución de las cimentaciones de zapatas y la transición a las cimentaciones profundas en Chicago, que fue el lugar donde más se perfeccionó la técnica de las cimentaciones, se describe en R. B. Peck (1948). "*History of Building Foundations in* Chicago" *Univ. of Ill. Eng. Exp. Sta. Bull. 373,* pág. 64. Una relación histórica similar, de uno de los primeros ejemplos (1783-86), de un edificio industrial desplantado sobre una losa parcialmente compensada es la de A. W. Skempton (1971), "The Albion Mill Foundations," *Geotechnique, 21,* 3, 203-210.

Las técnicas de impermeabilización se describen en detalle en G. W. Gill (1959), "Waterproofing Buildings Below Grade," *Civ. Eng. ASCE, 29,* 1, 3-5.



Consolidación por Sobrecarga

Terminal marina en Elizabeth, New Jersey, construida en un pantano, sobre capas de 3 a 6 m de turba y limo orgánico. Se usó una sobrecarga de aproximadamente 6 m de arena para producir un asentamiento que llegó a ser de 0.90 a 1.20 m. Las bermas fueron necesarias para evitar las ondas de lodo. En el fondo, cerca del cauce, se ven los terraplenes de sobrecarga que se han movido progresivamente de izquierda a derecha; las áreas estabilizadas se cubren con pavimento, que serán los pisos de cobertizos y bodegas apoyadas en el suelo. (Fotografía cortesía de la Port Authority of New York and New Jersey.)

LAMINA 11

CAPITULO 11

Cimentaciones sobre rellenos compactados

11.1. Evolución histórica

Se ha considerado incluso recientemente, que los rellenos son inadecuados para apoyar las cimentaciones de las estructuras, ya sean residenciales, comerciales, o industriales. En épocas pasadas, muchos rellenos eran simplemente material de desperdicio, que frecuentemente estaba formado por mezclas de varios tipos, sin haber compactado ni tratado previamente los suelos superficiales en que se habían apoyado. Las estructuras apoyadas en estos rellenos usualmente sufrían grandes asentamientos diferenciales y agrietamientos. En consecuencia, una práctica cuidadosa exigía prolongar las zapatas, pilotes o pilas a través de los rellenos, penetrando en el terreno natural, hasta encontrar el apoyo adecuado. Los pisos de las plantas bajas, se apoyaban estructuralmente en la cimentación del edificio o bien, directamente en el relleno, a sabiendas de que se necesitarían frecuentemente reparaciones, refuerzo de espesores, o cambios.

En contraste con los rellenos sin control de otros tiempos, en la actualidad se construyen muchos terraplenes utilizando procedimientos cuidadosamente controlados, sobre el terreno natural del cual primero se quitan los materiales superficiales débiles y compresibles. Estos terraplenes pueden constituir un mejor apoyo para las estructuras que los depósitos naturales, y se usan en gran escala en la construcción de fraccionamientos residenciales y áreas industriales. En algunos casos, suelos en los que podrían haberse presentado grandes asentamientos, se sujetan a tratamientos especiales para reducir su compresibilidad y se dejan debajo de los rellenos.

11.2 Consideraciones para el proyecto

En la fig. 11.1, se ilustran las principales consideraciones para el proyecto de una estructura apoyada en un relleno. Se supone que se va a apoyar un edificio industrial ligero de un piso en un bajío que cubre un depósito profundo de suelo compresible. Antes de construir el propio edificio, se eleva la rasante de toda el área varios metros con un terraplén compactado. Se construye un terraplén adicional para soportar el piso, situado aproximadamente a 1.5 m arriba del nivel del terreno circundante, a una altura conveniente para descargar directamente mercancías de los furgones del ferrocarril o de los camiones de carga. Las columnas se desplantan sobre zapatas apoyadas en el relleno.

En estas condiciones, el relleno es el apoyo local inmediato para las zapatas de cimentación, muros de contención y pisos del edificio. Si la construcción del terraplén y su compactación se controlan correctamente, es probable que el relleno resulte más resistente y menos compresible que la mayor parte de los depósitos naturales. En este sentido, es un excelente material de cimentación. Por otra parte, el mismo terraplén aplica una carga importante sobre el suelo compresible inferior. Por ejemplo, el terraplén de 1:50m construido dentro de los muros de contención, puede

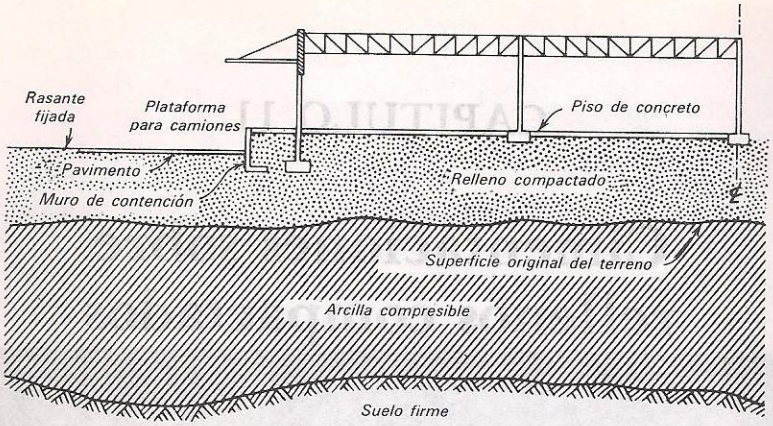


Figura 11.1. Sección transversal en un edificio para industria ligera sobre suelo compactado.

añadir una carga del orden de 3000 kg/m^2 sobre el área de la estructura, carga que es aproximadamente igual a la producida por un edificio para oficinas de 5 pisos, sin sótano; o por uno de 15 pisos con sótano. Además, debido a que la carga se distribuye en un área grande, se produce un aumento de esfuerzos correspondiente en todo el espesor del depósito compresible. Así, aunque el relleno es un excelente apoyo para las zapatas y los pisos, puede producir asentamientos perjudiciales en toda el área, incluyendo el edificio construido arriba. Bajo estas circunstancias, ningún refinamiento empleado en la distribución o en el proyecto de las mismas zapatas puede mejorar apreciablemente el mal funcionamiento de la estructura.

El proyecto de una estructura apoyada en un terraplén, ha de contemplar dos etapas. La primera es determinar si el peso del terraplén y del edificio producirá asentamientos excesivos a gran profundidad. Si este es el caso, deberán tomarse medidas para evitar el asentamiento o sus consecuencias, o inclusive, puede considerarse que el lugar no sirve para el objetivo planeado. Solamente en el caso de que las consecuencias perjudiciales de los asentamientos a gran profundidad puedan aceptarse o eliminarse, debe emprenderse la segunda etapa del proyecto. El asentamiento de los materiales blandos inferiores puede entonces ignorarse, y a las cimentaciones se les darán las dimensiones de acuerdo con las características del relleno, considerando debidamente la resistencia del suelo que está debajo del terraplén. Los métodos adecuados se estudian en la parte C.

11.3 Asentamientos por consolidación de suelos subyacentes.

En la sección anterior se ha demostrado que el proyecto de una estructura apoyada sobre un terraplén compactado debe ir precedido por la predicción del asentamiento que produciría la compresión de los depósitos inferiores. Los procedimientos para hacer predicciones, con respecto a su magnitud y rapidez, se estudian en el art. 3.4 y en los caps. 18 y 21.

Si el material compresible tiene relativamente poco espesor y está situado inmediatamente debajo de la superficie original del terreno, en algunos casos puede quitarse económicamente, excavándolo. Si además es muy débil, en ocasiones puede desalojarse haciendo avanzar el relleno en una sola dirección, desplazando el material en una ola de lodo en el frente y lados de la obra. Este desplazamiento del material, aun con una supervisión cuidadosa, puede recomendarse raras veces, por el peligro de que queden atrapadas porciones del ma-

terial blando remoldeado bajo el terraplén, en cuyo caso podrán producirse asentamiento importantes.

En muchos casos, gran parte del asentamiento debido al peso del relleno ocurre durante la construcción o poco después de ella. Es probable que el peso adicional del edificio y su contenido sea una pequeña fracción del peso del terraplén, por lo que la magnitud del asentamiento, posterior a la construcción puede ser lo suficientemente pequeña como para que sea tolerable, y no sean necesarias medidas especiales. Si el asentamiento posterior a la construcción va a ser excesivo, la parte superior del terraplén puede dejarse provisionalmente más alta que la rasante final. El peso del terraplén adicional, llamado *sobrecarga,* aumenta la rapidez y la magnitud del asentamiento del depósito compresible. Cuando el asentamiento llegue a ser igual al que se produciría finalmente en el depósito inferior con el terraplén normal más el peso del edificio ocupado, puede quitarse la sobrecarga. De esta manera, puede acelerarse el asentamiento de la construcción, mientras que el asentamiento restante durante la vida de la estructura puede reducirse mucho, o casi eliminarse. Como la función de la sobrecarga es solamente proporcionar peso, la compactación de la sobrecarga es innecesaria, excepto en la porción que vaya a quedar debajo de la rasante final.

Cuando el depósito compresible contenga una elevada proporción de materia orgánica, gran parte del asentamiento puede provenir de la consolidación secundaria (art. 3.2), y los resultados obtenidos por la sobrecarga pueden no ser tan favorables como pueda preverse. Además, si el depósito consiste en un estrato grueso de arcilla, sin capas drenantes, el tiempo necesario para el asentamiento, ya sea durante el relleno, o bajo la sobrecarga, puede ser demasiado largo para ser aceptable. Bajo condiciones favorables, pueden resultar provechosos drenes de arena (art. 9.5), pero en muchos casos, puede suceder que la estructura apoyada en un terraplén no sea el tipo de construcción adecuado.

Las predicciones de la rapidez de asentamiento de un depósito compresible bajo la influencia de una sobrecarga probablemente sean inseguras, debido principalmente a la dificultad para apreciar la longitud de las trayectorias de drenaje que seguirá el agua al escaparse, y si se usan drenes de arena, por las diferencias entre los coeficientes de consolidación en las direcciones vertical y horizontal. Para asegurarse de que el tiempo requerido para la consolidación no es demasiado corto ni innecesariamente largo, se acostumbra hacer observaciones de control (fig. 11.2). Se instalan bancos para medir asentamientos en la base del terraplén y se observan periódicamente, durante y después del relleno. Comúnmente, se instalan también piezómetros (fig. 11.2*c*) a diferentes profundidades en el suelo compresible, para observar el exceso de presión intersticial producida por el terraplén, y la rapidez con la que se disipa. Si el terraplén es de extensión limitada, también se colocan referencias al pie de sus taludes para conocer los movimientos laterales o bufamientos que indiquen la falla del material blando que está bajo el peso de la sobrecarga.

Ocasionalmente, se colocan terraplenes compactados encima de arena sumergida, tan suelta, que la sacudida de un terremoto u otras alteraciones dinámicas transformarían la arena en una masa inestable, responsable de grandes asentamientos, y aun de la pérdida completa de apoyo, y el colapso de las estructuras cimentadas sobre los terraplenes. Estas arenas requieren compactación por hincado de pilotes (art. 19.5) o por otros medios, como la vibroflotación (art. 19.7)

11.4 Colocación y compactación de rellenos

Los mejores materiales para hacer rellenos en los solares de construcción son las arenas y gravas bien graduadas, que posiblemente contengan una pequeña proporción de finos arcillosos. Desafortunadamente, las condiciones económicas dictan usualmente el uso de materiales de menor calidad que puedan estar cerca de la obra. La mayor parte de los suelos inorgánicos son aceptables, con excepción de las arcillas plásticas muy expansivas (art.

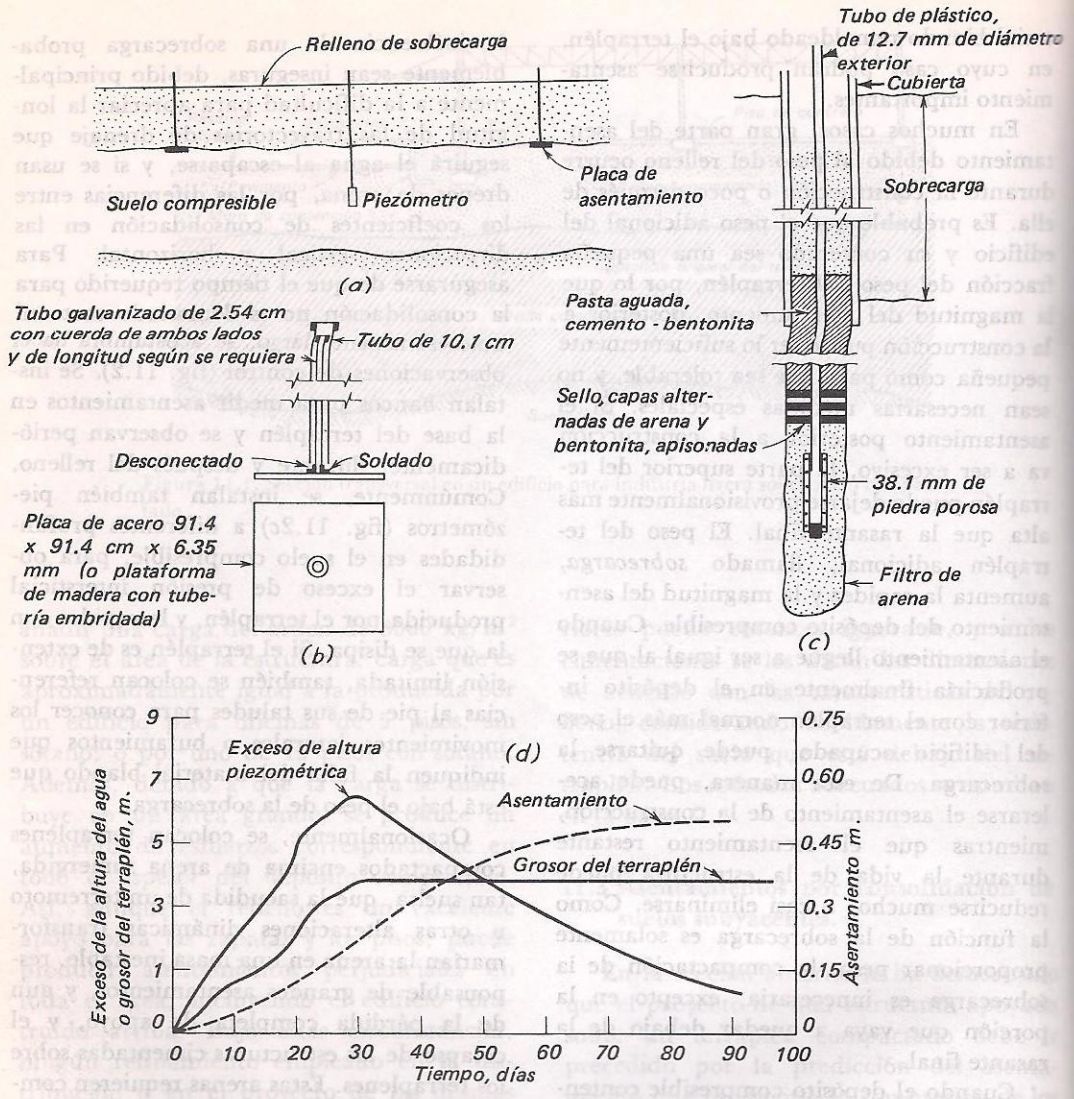


Figura 11.2. Observaciones de control durante la precompresión del material de cimentación por sobrecarga. *a)* Instalación típica. *b)* Detalles del banco para medir asentamientos. *c)* Detalle de un modelo de piezómetro abierto. *d)* Resultados típicos de las observaciones.

3.11) y arcillas con humedad natural muy superior a la óptima de la prueba Proctor Estándar (art. 1.6), en localidades en que las condiciones climáticas impiden el secado por manipulación y exposición al aire. Los limos sin cohesión y las arenas uniformes muy finas son también inadecuados, porque son difíciles de compactar.

Las técnicas modernas para colocación de terraplenes sugieren construirlos en capas, usualmente no más gruesas de 30 cm, después de compactadas, y en el empleo del equipo de compactación adecuado al tipo de suelo. La humedad de colocación debe tener un valor cercano al óptimo correspondiente al tipo de suelo y procedimiento de compactación que se esté usando (art. 1.6).

Cuando resulte práctico, el tendido y compactación del terraplén deben hacerse cuando el área se encuentre libre de obstáculos como zapatas de cimentación, ins-

talaciones y otras construcciones. El relleno se distribuye normalmente en camellones, que se extienden con bulldozers o motoconformadoras, y se compactan con equipos tirados por tractores. Los compactadores neumáticos (fig. 11.3*a*) que aplican 20 tons. o más a un grupo de cuatro ruedas en fila, con una presión en las llantas del orden de 4 kg/cm^2, usualmente logran la compactación después de aproximadamente 6 pasadas en la mayoría de los materiales granulares ligeramente cohesivos a la humedad óptima o cerca de ella. Los rodillos pata de cabra (fig. 11.3*b*) son más efectivos para suelos limosos o arcillosos; son tambores de acero, de más de 1 m de longitud, y con diámetros del orden de 1 m, a los que se fijan salientes o patas, que sobresalen unos 25 cm, de la superficie del tambor y que tienen un área de apoyo usualmente comprendida entre 25 y 50 cm^2. Muchas veces, los tambores se lastran para que pesen unas 2 tons y los vástagos apliquen presiones en el orden de 8 kg/cm^2, aproximadamente. Generalmente, son necesarias de seis a ocho pasadas para obtener la compactación requerida. Para las arenas y gravas desprovistas de cohesión son preferibles los rodillos vibratorios. Son tambores de acero que aplican un peso de 3

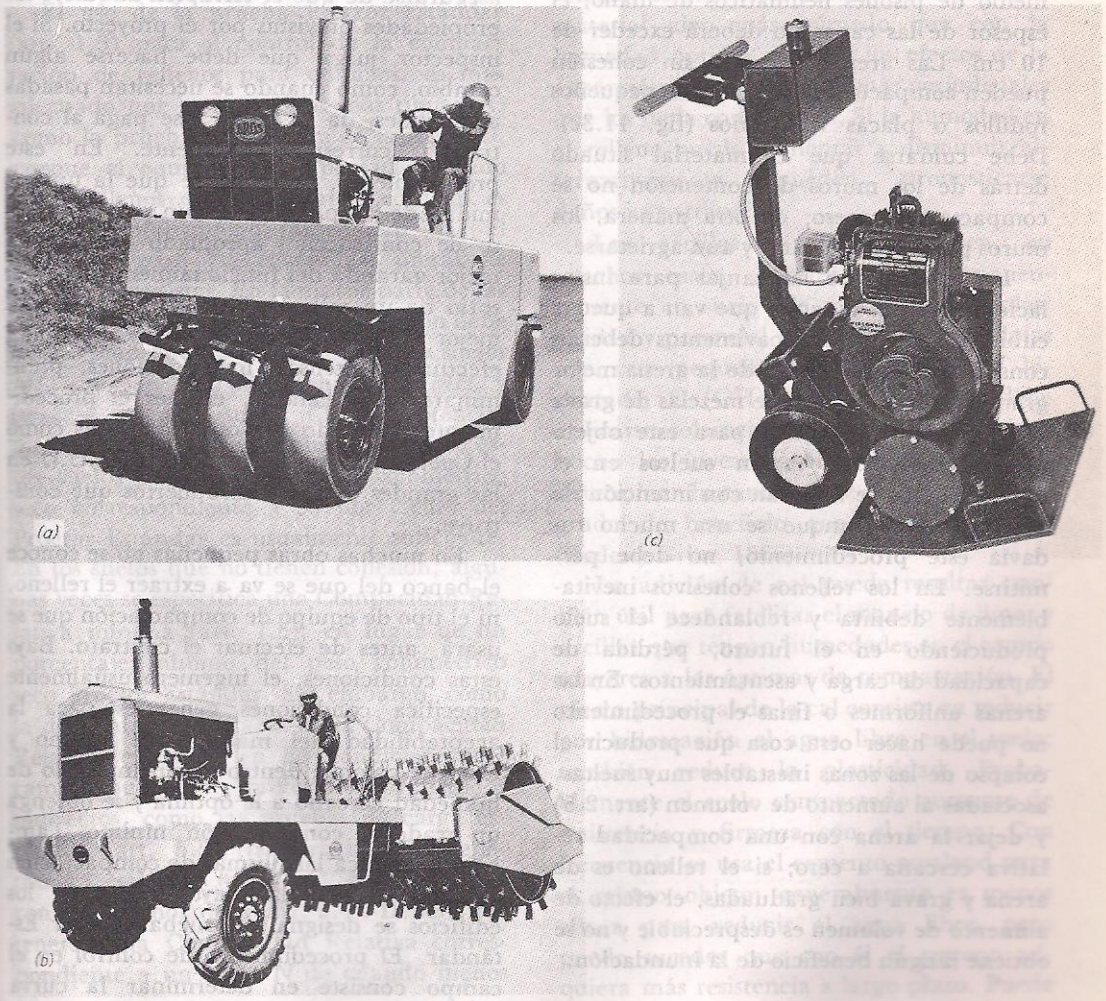


Figura 11.3. Equipo comunmente usado para compactación. *a)* Rodillo neumático. *b)* Rodillo de pata de cabra. *c)* Placa vibratoria para trabajar a mano. (*a* y *b)* cortesía de Bros Div. American Hoist; *c)* cortesía de Stow Mfg. Co.)

ósmosis, tratamiento térmico, y uso de aditivos.

D. J. D'Appolonia, R. V. Whitman, and E. D'Appolonia (1969), "Sand Compaction with Vibratory Rollers," *ASCE J. Soil Mech., 95,* SM1, 263-284.

W. J. Turnbull and C. R. Foster (1958), "Stabilization of Materials by Compaction," *Trans. ASCE, 123,* pp. 1-15. Nociones fundamentales par la compactación de suelos cohesivos con rodillos de pata de cabra y compactadores neumáticos.

M. R. Thompson (1968). "Lime-Treated Soils for Pavement Construction," *ASCE J. Highway Div., 94,* HW2, 191-217. Aunque está orientado al proyecto de carreteras, contiene información aplicable a rellenos para cimentaciones y pisos apoyados en suelos; extensa bibliografía.

para determinar si la humedad de compactación estaba dentro del intervalo especificado y si se obtuvo el peso volumétrico seco señalado. Los detalles del procedimiento de compactación se dejan al contratista. El procedimiento tiene dos inconvenientes principales; cuando los suelos son variables, pueden llegar a necesitarse muchas pruebas para identificar a los materiales en que se han hecho las pruebas de campo, con aquellos en que se han obtenido las curvas de humedad-peso volumétrico seco, y tendrá que eliminarse mucho relleno ya hecho, si las pruebas de comprobación descubren defectos en suelos ya cubiertos con más relleno.

El uso de la prueba Proctor Estándar (art. 1.5) para el control de la compactación de rellenos para edificios, es más adecuado que otras normas más rigurosas, como la prueba modificada de la AASHO, porque el equipo de compactación usado para rellenos que sustentarán edificios es generalmente mucho más ligero que el adoptado para las carreteras, presas de tierra o aeropistas. En la mayor parte de las obras, la humedad para compactación debe estar comprendida ($w_{\text{ópt}} \pm 2\%$) para suelos *ML*, ($w_{\text{ópt}} \pm 3\%$) para suelos *CL* y *MH*, y ($w_{\text{ópt}} \pm 5$) para suelos *CH* de potencial moderado o bajo de expansividad. Para estos suelos cohesivos, un peso volumétrico seco correspondiente a 95 por ciento del Proctor Estándar es usualmente suficiente. En los suelos que no tienen cohesión, algunas veces se especifica una Compacidad Relativa mínima (art. 1.5), en lugar de un porcentaje mínimo del peso volumétrico seco Proctor Estándar. Sin embargo, como la determinación exacta de la Compacidad Relativa es difícil en las condiciones del campo, pueden ser preferibles los métodos indirectos, como las pruebas de carga estándar (art. 5.5), las pruebas de penetración estándar (art. 5.4), o las pruebas con el cono holandés (art. 5.4). Deberá obtenerse una Compacidad Relativa correspondiente a un valor N de cuando menos 30.

Deben evitarse las arcillas de elevado potencial expansivo como relleno bajo cimentaciones o pisos de apoyo directo en dicho relleno. Las condiciones a largo plazo de equilibrio de humedad en el relleno situado debajo de la estructura, rara vez corresponden a las que existían cuando se hizo la construcción y son muy difíciles de predecir. Si el suelo se seca, es posible que se contraiga en forma desigual, y algunas porciones de los pisos o algunas zapatas pierdan su capacidad de carga, produciéndose entonces asentamientos irregulares. Si la humedad aumenta, la estructura, y especialmente el piso, pueden hincharse irregularmente y agrietarse y se producirán grandes empujes en los muros de la cimentación. Si no existe alguna alternativa práctica para no usar arcilla expansiva para relleno, es preferible tender y compactar el material algo más húmedo que con la humedad óptima, porque los efectos de la expansión son usualmente más perjudiciales que los de la contracción. Si la humedad en el relleno puede aumentar y disminuir alternativamente, pueden pronosticarse daños importantes.

Las arcillas expansivas pueden, en muchos casos, transformarse permanentemente en suelos de mucho menor plasticidad y potencial expansivo, mezclándolas con una pequeña proporción de cal hidratada, $Ca(OH)_2$. Este tratamiento debe aplicarse solamente después que se hayan hecho las investigaciones adecuadas para determinar la cantidad de cal necesaria y el grado de beneficio que puede esperarse (Eades y Grim, 1966).

La adición de cal puede resultar también útil para facilitar el manejo de limos y arcillas que tengan humedades en el campo mayores a las óptimas de compactación. El efecto principal de la cal consiste en reducir por hidratación el agua libre en el suelo; también reduce la plasticidad. Probablemente el suelo compactado aumente de resistencia y firmeza con el tiempo. Con frecuencia se usa el cemento portland para el mismo objeto; generalmente es menos eficaz para reducir el agua libre, pero puede suceder que con él el terreno adquiera más resistencia a largo plazo. Puede resultar más económico hacer una mezcla previa con cal seguida de la adición de cemento, cuando se requiera una resistencia importante.

11.6 Determinación de las dimensiones y detalles de los elementos de la cimentación.

El piso de la estructura ilustrado en la fig. 11.1, está situado aproximadamente a 1.50 m arriba de la rasante que rodea el edificio. La diferencia de altura se obtiene por medio de un terraplén compactado, que soporta no solamente el piso, sino también las zapatas interiores. La parte inferior del muro exterior de la estructura sirve para contener esta porción del relleno. Si se ha eliminado la posibilidad de que ocurran asentamientos, todos estos elementos estructurales pueden construirse con dimensiones en las que no se tomen en cuenta dichos asentamientos.

El piso de la planta baja de una estructura como ésta consiste invariablemente en una losa de concreto (fig. 11.1). En bodegas o edificios industriales, el piso puede estar sujeto a cargas distribuidas muy pesadas y a cargas concentradas de las ruedas de las carretillas elevadoras. Por otra parte, si la estructura tiene solamente un piso, las zapatas soportan columnas sujetas a poco más que el peso del techo y posiblemente, a cargas ocasionales de nieve. Así, el piso puede considerarse como el elemento de carga principal. Las zapatas pueden desplantarse en excavaciones de poca profundidad de manera que las caras superiores de las zapatas formen parte del piso, como se muestra en la fig. 11.4*a*. Como alternativa, la losa del piso puede colarse directamente en el lecho superior de las zapatas (fig. 11.4*b*). Las zapatas desplantadas a varios metros abajo del nivel del suelo (fig. 11.4*c*), requieren la compactación de los rellenos que quedan debajo del piso. En este último caso, el grado de compactación obtenido arriba de la zapata suele diferir del obtenido en el terreno adyacente, especialmente cerca de las columnas, por lo que es difícil de evitar el agrietamiento del piso; en consecuencia, son preferibles las disposiciones mostradas en las figs. 11.4*a* y 11.4*b*. Por supuesto, las zapatas exteriores deben llevarse a un nivel inferior al de congelación y no podrá evitarse la colocación del piso adyacente sobre relleno. El relleno requiere una cuidadosa compactación para dar el soporte adecuado para la losa del piso cercana al muro exterior.

LECTURAS RECOMENDADAS

S. J. Johnson (1970*a*), "Precompression for Improving Foundation Soils," *ASCE J. Soil Mech., 96,* SM1, 111-144. Es un artículo que informa los progresos en esta técnica, e incluye ejemplos y una extensa bibliografía.

P. C. Kotzias and A. C. Stamatopoulos (1969), "Preloading for Heavy Industrial Installations," *ASCE J. Soil Mech, 95,* SM6, 1335-1355. Historia de varios casos.

J. K. Mitchell (1970), "In-place Treatment of Foundation Soils." *ASCE J. Soil Mech., 96,* SM1, 73-110. Artículo sobre el estado de la técnica, considerando la vibroflotación, compactación con el uso de explosivos y de pilotes, inyecciones, electro-

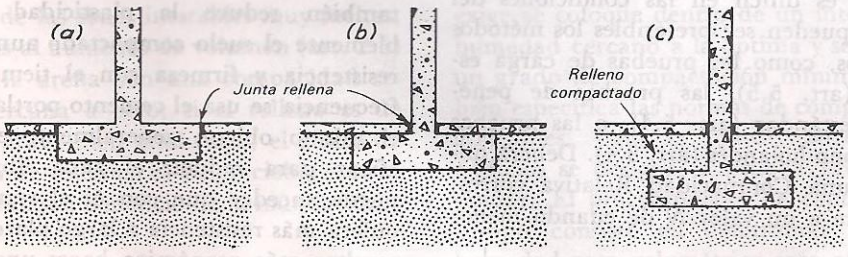


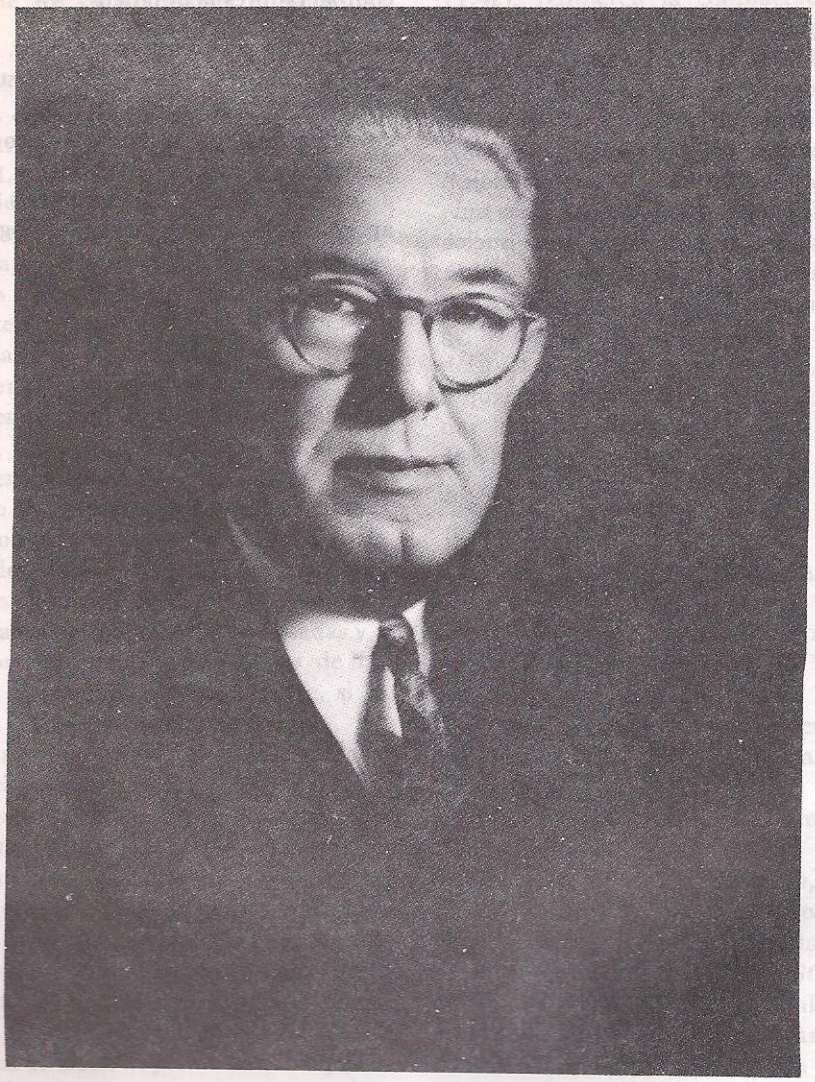
Figura 11.4. Disposiciones comunes de las zapatas interiores con respecto a la losa de piso.

ósmosis, tratamiento térmico, y uso de aditivos.

D. J. D'Appolonia, R. V. Whitman, and E. D'Appolonia (1969), "Sand Compaction with Vibratory Rollers," *ASCE J. Soil Mech., 95,* SM1, 263-284.

W. J. Turnbull and C. R. Foster (1958), "Stabilization of Materials by Compaction," *Trans. ASCE, 123,* pp. 1-15. Nociones fundamentales par la compactación de suelos cohesivos con rodillos de pata de cabra y compactadores neumáticos.

M. R. Thompson (1968). "Lime-Treated Soils for Pavement Construction," *ASCE J. Highway Div., 94,* HW2, 191-217. Aunque está orientado al proyecto de carreteras, contiene información aplicable a rellenos para cimentaciones y pisos apoyados en suelos; extensa bibliografía.



Albert Edward Cummings (1894-1955)

Fue empleado durante 40 años de la Raymond Concrete Pile Company, ascendió sucesivamente de empleado de campo a superintendente, gerente de distrito, y a director de investigación. Su vocación fue la industria de los pilotes, y su interés, la teoría de las cimentaciones. La exposición que hizo de las falacias fundamentales de las fórmulas para pilotes se considera clásica en la mecánica de suelos, y su descubrimiento del significado de la ecuación de la onda en la dinámica del hincado de los pilotes adelantó en más de dos décadas el amplio uso que se hizo de este método.

LAMINA 12

CAPITULO 12

Cimentaciones piloteadas

12.1. Función de los pilotes

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*. La diferencia entre estos elementos es algo arbitraria. Los pilotes son miembros estructurales con un área de sección transversal pequeña, comparada con su longitud, y usualmente se instalan utilizando una piloteadora que tiene un martinete o un vibrador. A menudo se hincan en grupos o en filas, conteniendo cada uno suficientes pilotes para soportar la carga de una sola columna o muro. Las pilas, por otra parte, tienen usualmente una sección transversal mayor, siendo cada una de ellas capaz de transmitir toda la carga de una sola columna al estrato de apoyo. Las pilas se tratan en el cap. 13.

Las columnas con poca carga pueden, en algunos casos, necesitar un solo pilote. Sin embargo, ya que en las condiciones del trabajo de campo, la posición real de un pilote puede quedar a varios centímetros de la posición proyectada, difícilmente pueden evitarse las cargas excéntricas. En consecuencia, las cabezas de los pilotes aislados usualmente se arriostran en dos direcciones por medio de contratrabes (fig. 121*a*). Si sólo se necesitan dos pilas, las cabezas se unen con un cabezal de concreto, siendo arriostradas solamente en una dirección, perpendicular a la línea que une los dos pilotes (fig. 12.1*b*). Los grupos que contienen tres o más pilotes están provistos de cabezales de concreto reforzado, como se muestra en la fig. 12.1*c*, y se consideran estables sin apoyarlos con contratrabes.

También pueden usarse pilotes verticales para resistir cargas laterales; por ejemplo, debajo de una alta chimenea sujeta al viento. Comparada con la capacidad axial, la capacidad lateral es usualmente pequeña. Cuando es necesario soportar grandes cargas laterales, pueden usarse pilotes inclinados (fig. 12.1*d*). Las inclinaciones de 1 horizontal a 3 vertical representan aproximadamente la mayor inclinación que puede obtenerse con el equipo ordinario para hincado. La economía favorece usualmente las menores inclinaciones, aunque tenga que usarse un mayor número de pilotes.

12.2 Tipos de pilotes

Clasificación. Los pilotes se construyen en una gran variedad de tamaños, formas, y materiales para adaptarse a muchos re-

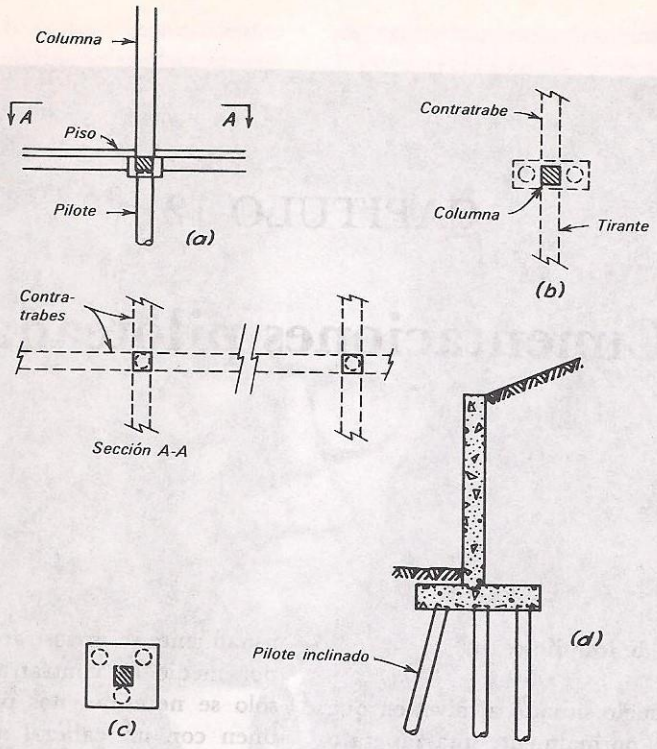


Figura 12.1. *a*) Pilote individual soportado por contratrabes en dos direcciones. *b*) Grupo de dos pilotes apoyado en contratrabes en la dirección débil. *c)* Cabezal sin apoyo lateral para un grupo de tres pilotes. *d)* Uso de pilotes inclinados para muros de contención.

quisitos especiales, incluyendo la competencia económica. Aunque su variedad desafía las clasificaciones sencillas, pueden estudiarse desde el punto de vista de los principales materiales de que están hechos. Que incluyen la madera, el concreto, y el acero.

Pilotes de madera. Desde el imperio romano quedó bien establecido el uso de troncos de árboles como pilotes; los detalles de las cimentaciones piloteadas fueron descritos por Vitruvio en el año 58 D.C. Probablemente, los pilotes de madera son el tipo que más se usa en todo el mundo. Bajo muchas circunstancias, proporcionan cimentaciones seguras y económicas. Su longitud está limitada por la altura de los árboles disponibles; son comunes los pilotes de longitudes de 12 a 18 m, en tanto que longitudes mayores no pueden obtenerse económicamente en todas las regiones.

Los pilotes de madera no pueden soportar los esfuerzos debidos a un fuerte hincado, en ocasiones necesario para penetrar mantos muy resistentes. Pueden reducirse los daños a las puntas usando regatones de acero, pero, para un tipo dado de martinete, el peligro de romper los pilotes puede reducirse mucho únicamente limitando el esfuerzo inducido en la cabeza del pilote y el número de golpes del martillo. Los pilotes de madera no pueden hincarse en suelos de elevada resistencia sin sufrir daño; por lo tanto, rara vez se usan para cargas mayores de 30 toneladas; en muchas localidades la carga de trabajo está restringida a 25 toneladas o menos.

Aunque los pilotes de madera pueden durar indefinidamente cuando están rodeados permanentemente por un suelo saturado, están sujetos a pudrirse arriba de la zona de saturación. En algunas locali-

dades, pueden dañarse o destruirse por insectos como las termitas. La vida de los pilotes de madera, arriba del nivel del agua puede aumentarse mucho tratándolos a presión con creosota. La duración efectiva con este tratamiento todavía no se ha determinado bien, pero se sabe que excede a los 40 años.

Los pilotes de madera en aguas estancadas o saladas también están sujetos al ataque por varios organismos marinos como el *teredo* y la *limnoria*. El deterioro puede ser completo en unos cuantos años o, en condiciones extremadamente desfavorables, en unos cuantos meses. El tratamiento químico no parece ser muy efectivo. Por lo tanto, los pilotes de madera no deben usarse donde queden expuestos a aguas saladas abiertas, a menos que se compruebe mediante investigaciones completas, que no existen organismos destructivos.

Pilotes de concreto. Poco después de 1900, se idearon varios tipos de pilotes de concreto. Desde entonces, han aparecido numerosas variantes, y en la actualidad se dispone de una gran variedad de pilotes entre los cuales el ingeniero puede elegir el que mejor se adapte a una obra determinada. Los pilotes de concreto pueden dividirse en dos categorías principales, *colados en el lugar* y *precolados*. Los colados en el lugar pueden subdividirse en pilotes *con* y *sin* ademe.

El concreto de un pilote con ademe se cuela dentro de un molde, que usualmente consiste en un forro de metal o tubo delgado que se deja en el terreno. El forro puede ser tan delgado que su resistencia se desprecia al valuar la capacidad estructural del pilote, pero, sin embargo, debe tener la resistencia suficiente para que no sufra colapso bajo la presión del terreno que lo rodea antes de que se llene con concreto. Los forros muy delgados y los tubos no pueden hincarse sin estar soportados en el interior por un mandril, que en sí es una fuente de gastos y, cuando menos a veces ocasiona dificultades de construcción. De los diferentes tipos de pilotes de concreto hincados con mandril que se usan en Norte América, tres se ilustran en las figs. 12.2*a* a 12.2*c*. El pilote mostrado en la fig. 12.2*d* es una modificación de un pilote sin ademe y se describe en el párrafo siguiente. El forro mostrado en la fig. 12.2*e* es lo suficientemente grueso como para permitir que el pilote se hinque sin mandril.

La supresión del ademe o forro reduce el costo de los materiales que se utilizan en el pilote; por lo tanto, hay incentivos económicos en el desarrollo de pilotes sin ademe. Varios de los primeros tipos se formaron hincando un tubo abierto en el terreno, limpiándolo, y llenando la perforación de concreto al ir sacando el tubo. Estos pilotes, frecuentemente tenían imperfecciones y aun discontinuidades, y actualmente se emplean medios más convenientes para asegurar la continuidad del concreto. Por ejemplo, al formar el pilote sin ademe tipo Franki (fig. 12.2*f*), se deja caer directamente un martinete de gravedad en una masa de concreto en la parte inferior del tubo de hincado; el rozamiento entre el concreto y el tubo, hinca el tubo en el terreno. Cuando se ha alcanzado la profundidad necesaria, se levanta ligeramente el tubo de hincado y se sostiene para que no penetre más al alimentar concreto, en tanto que el martillo sigue golpeando para que el concreto penetre en el suelo y forme un pedestal. Luego se saca el tubo progresivamente mientras se inyectan cantidades adicionales de concreto, compactándolo para ir formando el fuste del pilote, que presenta una superficie exterior áspera donde queda en contacto con el suelo. La variante con ademe (fig. 12.2*d*) se forma de la misma manera hasta que se crea el pedestal. Luego, se inserta un forro de acero corrugado en el tubo para hincar, se coloca un tapón de concreto en el fondo del forro, sobre el pedestal, y se hinca para que arrastre al forro dentro de la parte superior del pedestal aun sin fraguar. Se saca el tubo para hincar y el resto del forro se llena de concreto.

La instalación de pilotes colándolos en perforaciones previas en vez de hincarlos, es semejante a la de las pilas y se trata en el cap. 13. Existen varios tipos híbridos, tales como los que se forman bombeando concreto a presión a través del vástago hueco

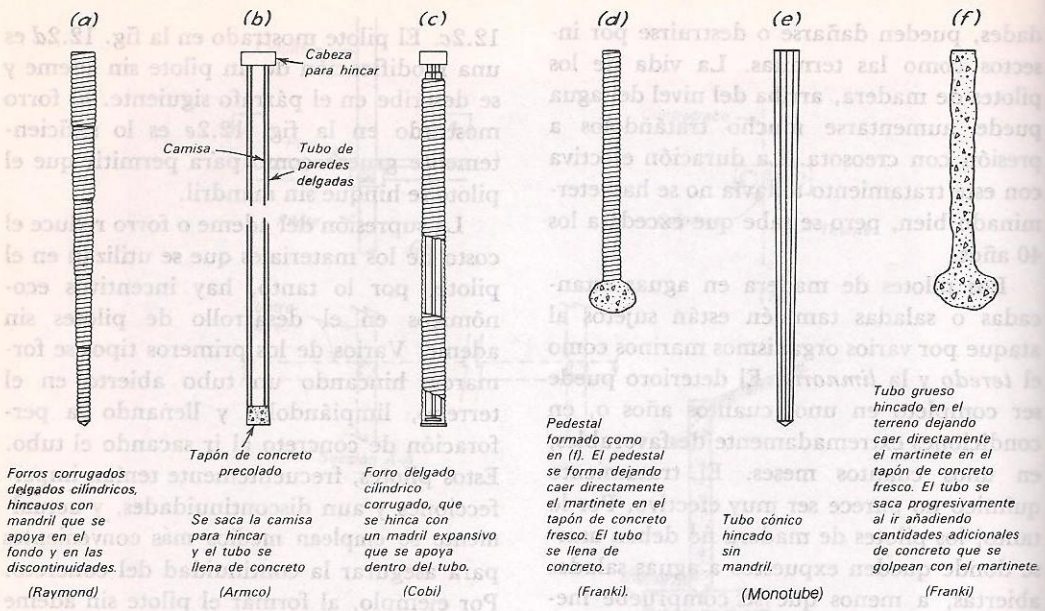


Figura 12.2. Ejemplos de pilotes colados en el lugar. *a)* Pilotes Raymond cónicos escalonados hincados con mandril. *b)* Pilotes Armco de tubo de pared delgada, hincados con un vástago, con el extremo cerrado por una punta precolada. *c)* Pilotes tipo Cobi, cilíndricos, corrugados, de paredes delgadas, hincados con mandril que se aprieta contra el tubo por medio de aire comprimido. *d)* Pilote ademado de Franki hincado por medio de un martinete de gravedad que cae en el concreto fresco que está dentro del ademe. *e)* Pilote Union Metal Monotube que se hinca sin mandril. *f)* Pilote Franki no ademado.

de una barrena, con la cual se ha perforado, en tanto que la barrena se va extrayendo del suelo.

Al elegir entre la gran variedad de pilotes colados en el lugar, el ingeniero necesita tener un conocimiento detallado, sobre las características y dimensiones de los pilotes disponibles, y una actitud escéptica hacia todas las operaciones realizadas en condiciones en las cuales no es posible hacer una inspección directa. Ese conocimiento puede obtenerse parcialmente de los propios contratistas de pilotes.

Los pilotes precolados de concreto se fabrican de muchas formas. Un tipo usado comúnmente para los caballetes de los puentes, y ocasionalmente en los edificios, se ilustra en la fig. 12.3*a*. Estos pilotes deben reforzarse para soportar el manejo hasta que están listos para hincarse, y deben estar reforzados para resistir los esfuerzos causados por el hincado. Si se ha subestimado la longitud necesaria, resulta muy difícil prolongarlos. Si la longitud se ha sobrestimado, el cortarlos es caro. Por el contrario, los pilotes seccionales precolados (fig. 12.3*b*) pueden variar su longitud fácilmente.

Los pilotes precolados pueden ser también preesforzados. Con el preesforzado se trata de reducir las grietas producidas por tensión durante su manejo e hincado, y de proporcionar resistencia a los esfuerzos de flexión. Los pilotes preesforzados de una pieza tienen las mismas desventajas que los pilotes ordinarios, si sus longitudes se estiman mal. Los pilotes preesforzados seccionales (fig. 12.3*c*), obvian esta dificultad. Se han desarrollado pilotes huecos cilíndricos preesforzados de concreto centrifugado, con diámetros hasta de 1.5 m o más, y espesor de paredes de 10 a 15 cm, para elevadas capacidades; se usan bastante para pilas de puentes.

Como la mayor parte de las variantes de los pilotes de concreto pueden hincarse hasta alcanzar una alta resistencia sin daño, usualmente es posible asignarles mayores cargas admisibles que a los pilotes de madera (tabla 12.1). Bajo condiciones ordinarias no están sujetos a deterioro y pueden usarse arriba del nivel del agua freática. Elevadas concentraciones de sales de magnesio o de sulfato de sodio (más de 1000 ppm de SO_3 en el agua de los poros) pueden producir deterioro y requerir precauciones especiales o la selección de un material diferente. Las sales en el agua de mar y la humedad marina, atacan el refuerzo en los pilotes a través de las grietas en el concreto; al formarse el óxido, el concreto se desconcha. La mejor protección contra ello es usar un concreto que sea denso y de alta calidad. El deterioro de los pilotes de concreto preesforzado no es tan rápido, porque las grietas de tensión se reducen al mínimo.

Pilotes de acero. Se utilizan mucho como pilotes los tubos de acero, que usualmente se llenan de concreto después de hincados, y los perfiles de acero en H cuando las condiciones requieren un hincado violento, longitudes desusadamente grandes, o elevadas cargas de trabajo por pilote.

Los pilotes de perfiles de acero en H penetran en el terreno más fácilmente que otros tipos, en parte porque desalojan relativamente poco material. En consecuencia, se usan frecuentemente para alcanzar un estrato de gran capacidad de carga a gran profundidad. Si el hincado es difícil, y especialmente si el material superior contiene obstrucciones o gravas gruesas, es probable que los patines se dañen y los pilotes se tuerzan o se doblen. Pueden producirse pocos defectos serios si pueden notarse los síntomas durante el hincado. Cuando las condiciones sugieran la posibilidad de estos daños, las puntas de los pilotes deben reforzarse con medidas tales

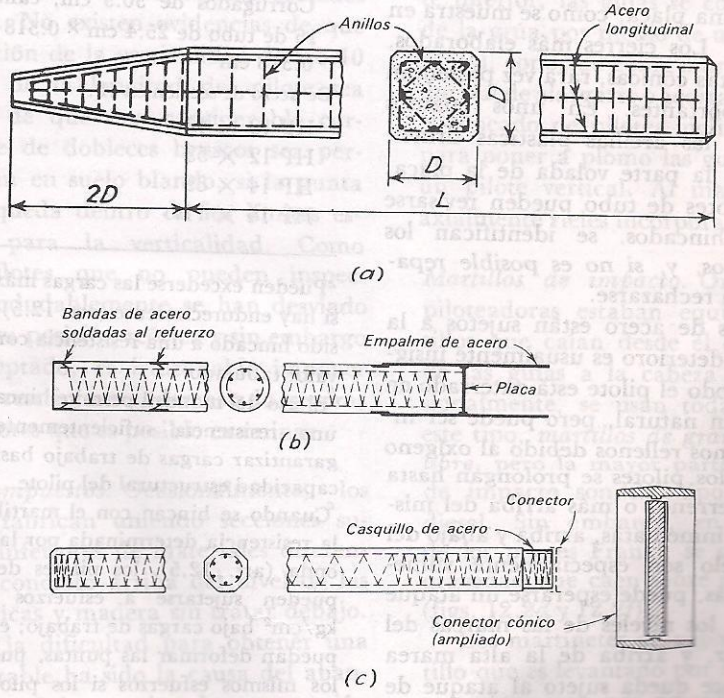


Figura 12.3. Ejemplos de pilotes precolados. *a)* Tipo comunmente usado para caballetes de puente. *b)* Seccional (Fuentes) con conexiones hechas soldando el mango a la tira de acero después de insertar la siguiente sección. *c)* Pilote seccional preesforzado (Brunspile) con conexiones hechas introduciendo un casquillo apretado de acero en un conector ligeramente cónico.

como la mostrada en la fig. 12.4*a*. Además, como los pilotes en H sólo se dañan si los esfuerzos de hincado son excesivos, debe darse atención especial al análisis de los esfuerzos dinámicos realizados por medio de la ecuación de la onda (art. 12.5). Utilizando estos análisis puede elegirse el martillo, el amortiguador, y el pilote, de manera que formen un sistema compatible en el que, y con la adecuada supervisión de campo, los esfuerzos de hincado puedan mantenerse menores que los que causen daño.

El diámetro de los pilotes de tubo varía usualmente de 25 a 75 cm. El espesor de las paredes rara vez es inferior a 2.5 mm, y usualmente, se hincan tubos con espesores hasta de 4.5 mm con mandril. Si el espesor de las paredes excede de 2.5 a 3.2 mm, puede considerarse que el acero participa con el concreto en el soporte de las cargas estructurales. Si los pilotes se hincan con el extremo abierto, deben limpiarse antes de llenarlos de concreto. Ordinariamente, están cerrados en el extremo inferior, casi siempre con una placa, como se muestra en la fig. 12.4*b*. Los cierres más elaborados, como las puntas cónicas, rara vez presentan ventajas importantes. En unos cuantos suelos, como las arcillas plásticas firmes, debe quitarse la parte volada de la placa. Como los pilotes de tubo pueden revisarse después de hincados, se identifican los pilotes dañados, y, si no es posible repararlos, pueden rechazarse.

Los pilotes de acero están sujetos a la corrosión. El deterioro es usualmente insignificante, si todo el pilote está enterrado en una formación natural, pero puede ser intenso en algunos rellenos debido al oxígeno atrapado. Si los pilotes se prolongan hasta el nivel del terreno, o más arriba del mismo, las zonas inmediatas, arriba y abajo del nivel del suelo son especialmente vulnerables. Además, puede esperarse un ataque intenso entre los niveles de las mareas del agua del mar, y arriba de la alta marea donde el pilote queda sujeto al ataque de sales. Posiblemente sea necesario consultar especialistas para determinar la posibilidad de daño y para elegir métodos de defensa apropiados. Los recubrimientos epóxicos son efectivos y no se dañan con facilidad con el hincado. Asimismo, una buena protección es recubrir las zonas vulnerables con concreto.

Tabla 12.1 Variación Ordinaria de las Cargas de Trabajo en Pilotes Hincados[a]

Tipo	Carga (en tons
De madera (con punta de 20.3 cm de diámetro)	10-25
De concreto precolados o preesforzados:	
de 25 cm de diámetro	15-55
de 45 cm cuadrados	*60-180*
De tubo o de forro de acero, llenos de concreto hincados sin mandril	
de tubo de 27.3 × 0.477 cm	25-45
de tubo de 27.3 × 0.635 cm	35-60
de tubo de 32.4 × 0.635 cm	45-70
de tubo de 35.6 × 0.792 cm	55-80
de tubo de 40.6 × 0.953 cm	25-45
Monotubo, de calibre 7	
De tubo de acero o forro, llenos de concreto hincados con mandril:[b]	
Raymond cónicos escalonados con punta de 26 cm	25-45
Raymond cónicos escalonados con punta de 30.8 cm	35-65
Corrugados de 30.5 cm, calibre 16 de tubo de 25.4 cm × 0.318 cm. 0.318 cm	25-55
De acero de sección en H[c]:	
HP 10 × 42	45-70
HP 12 × 53	45-90
HP 14 × 89	90-150
HP 14 × 117	130-180

[a] Pueden excederse las cargas máximas indicadas si hay endurecimiento (art. 12.5) después que ha sido hincado a una resistencia correspondiente al valor tabulado.

[b] El uso del mandril permite hincar estos pilotes a una resistencia suficientemente grande para garantizar cargas de trabajo basadas en toda la capacidad estructural del pilote.

[c] Cuando se hincan con el martillo adecuado, a la resistencia determinada por la ecuación de la onda (art. 12.5), los pilotes de sección en H pueden sujetarse a esfuerzos hasta de 900 kg/cm² bajo cargas de trabajo; en los suelos que puedan deformar las puntas, pueden permitirse los mismos esfuerzos si los pilotes están equipados con puntas para hincado.

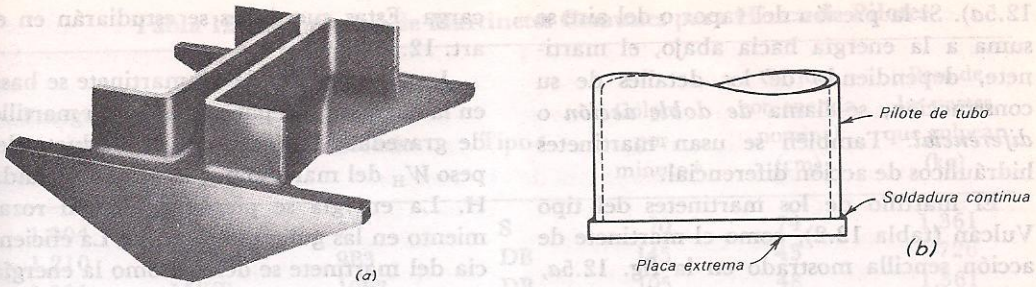


Figura 12.4. *a*) Refuerzo para la punta de pilote H (Associated Pile and Fitting Corp.). *b*) Placa para cerrar la punta de un pilote de tubo.

Las especificaciones incluyen usualmente tolerancias sobre la verticalidad y lo recto de los pilotes hincados, pero como cosa práctica, la inspección para juzgar si se ha cumplido con ellas, sólo es posible si los pilotes son huecos. Por lo tanto, los pilotes de tubo y los de acero hincados con mandril pueden inspeccionarse, pero los pilotes de madera, los de sección en H, y la mayor parte de los pilotes de concreto precolados no pueden. No existen evidencias de que una desviación de la verticalidad de 5 o 10 por ciento de la longitud del pilote sea dañina, ni de que una considerable curvatura libre de dobleces bruscos sea perjudicial, aun en suelo blando, si la punta del pilote queda dentro de los límites establecidos para la verticalidad. Como muchos pilotes que no pueden inspeccionarse, indudablemente se han desviado mucho de su posición teórica y sin embargo se han aceptado, *es irrazonable imponer* penas por restricciones demasiado severas para los pilotes que es posible examinar.

Pilotes compuestos. Ocasionalmente, los pilotes se fabrican uniendo secciones superiores e inferiores de materiales diferentes, como concreto arriba del nivel de las aguas freáticas y madera sin tratar debajo. El costo y la dificultad para obtener una junta aceptable ha sido la causa del abandono casi total de este tipo de construcción en los Estados Unidos y Canadá. Por otra parte, se dispone de una gran variedad de pilotes que consisten de varias combinaciones de forros, tubos y otros componentes.

12.3. Instalación de pilotes

Equipo para el hincado de pilotes. Los pilotes se hincan comúnmente por medio de un martinete, ocasionalmente, mediante un generador de fuerzas vibratorias. El martinete funciona en medio de un par de *guías* paralelas o *correderas* suspendidas de una grúa elevadora estándar. En la parte inferior, las guías se conectan a la base de la grúa por medio de un miembro horizontal, conocido como *marcador.* El marcador puede alargarse o acortarse para permitir el hincado de pilotes inclinados y también para poner a plomo las guías en el sitio de un pilote vertical. Al martinete lo guían axialmente rieles incorporados en las guías.

Martillos de impacto. Originalmente, las piloteadoras estaban equipadas con martillos que caían desde el extremo superior de las guías a la cabeza del pilote. Ocasionalmente, se usan todavía aparatos de este tipo, *martillos de gravedad* o *de caída libre*, pero la mayor parte de los martillos de impacto son del tipo de vapor o de diesel. Sin embargo, en la construcción de los pilotes Franki, se usan martillos de gravedad que caen sobre el concreto fresco (figs. 12.2*d* y 12.2*f*).

Los martinetes de vapor tienen un martillo que es levantado por la presión de éste y se deja caer por gravedad, con o sin la ayuda de la presión del vapor. Puede sustituirse el vapor por aire comprimido. Si la caída se debe solamente a la gravedad, el martinete se llama de *acción sencilla* (fig.

12.5*a*). Si la presión del vapor o del aire se suma a la energía hacia abajo, el martinete, dependiendo de los detalles de su construcción, se llama *de doble acción* o *diferencial*. También se usan martinetes hidráulicos de acción diferencial.

El martillo de los martinetes del tipo Vulcan (tabla 12.2), como el martinete de acción sencilla mostrado en la fig. 12.5*a*, golpea un *amortiguador* colocado en la base del martinete.

El objeto original del amortiguador era prolongar la vida del martillo reduciendo los esfuerzos de impacto. En otros martinetes, notablemente en el tipo MKT, el martillo pega directamente en la base o yunque. La cabeza del mismo pilote está protegida por un *cabezote para hincar*, suspendido de la base del martinete y sus dimensiones están de acuerdo con las del pilote. Entre el cabezote y el pilote puede colocarse también un *amortiguador*. Estos varios elementos no solamente protegen la cabeza del pilote de los esfuerzos excesivos, sino que también tienen una influencia importante en las ondas de esfuerzo desarrolladas en el pilote durante el hincado. La selección de amortiguadores adecuados afecta las características de hincado de un pilote, la profundidad a la que puede hincarse y, en cierto grado, su capacidad de carga. Estas cuestiones se estudiarán en el art. 12.5.

La clasificación de un martinete se basa en la energía total por golpe; en un martillo de gravedad, la energía es el producto del peso W_H del martillo por la altura de caída H. La energía se pierde debido al rozamiento en las guías del martillo. La eficiencia del martinete se define como la energía producida en el impacto, dividida entre la energía total. Los martinetes de vapor, para su mayor eficiencia, deben funcionar a la presión para la que fueron proyectados. La eficiencia disminuye mucho cuando las presiones son bajas. Por otra parte, cuando la presión es muy alta, hace que el martinete rebote en el pilote, lo que daña al equipo. Aun con la presión apropiada, la eficiencia de los martinetes de vapor con buen mantenimiento, como aparatos para generar y transmitir energía, es del orden de 70 por ciento.

Los pesos de los martillos, las alturas de caída, y otras informaciones pertinentes de los martinetes de vapor de acción sencilla, comúnmente usados, se dan en la tabla 12.2, junto con los otros datos que conciernen a los martinetes de doble acción y de acción diferencial, que apliquen una energía comparable. Los martinetes que aplican las energías mayores usualmente se emplean

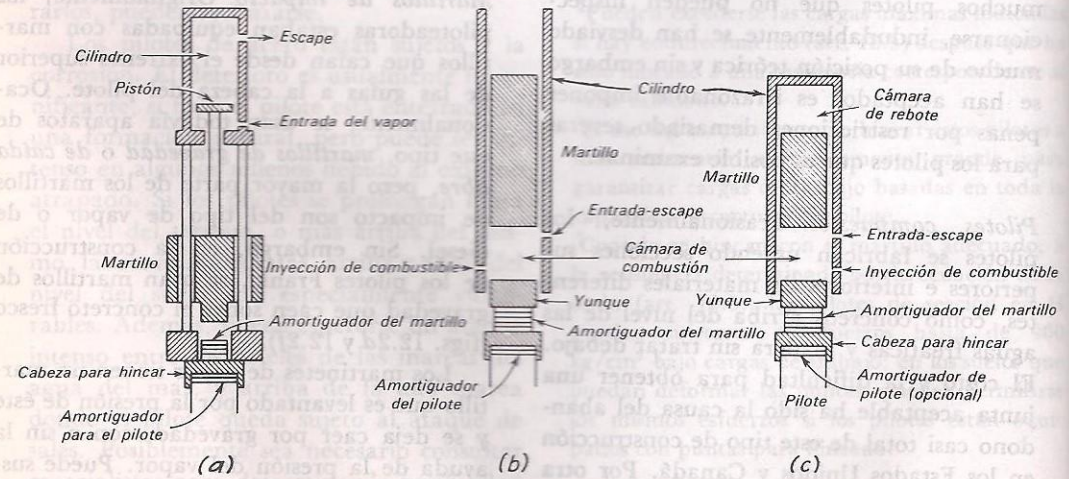


Figura 12.5. *a)* Croquis de un martinete de vapor de acción sencilla. *b)* Martillo diesel de extremo abierto. *c)* Martillo diesel de extremo cerrado.

Tabla 12.2 Propiedad de Martinetes Comunes para Hinca de Pilotes

Energía Nominal (en kg-m)	Marca	Modelo	Tipo [a]	Golpes por minuto [b]	Carrera con energía nominal (cm)	Peso de las partes que golpean (kg)
1,004	Vulcan	2	S	70	74	1,361
1,210	MKT[c]	9B3	DB	145	43	726
1,811	MKT	10B3	DB	105	48	1,361
2,074	Vulcan	1	S	60	91	2,268
2,088	Vulcan	50C	DF	120	39	2,268
2,212	MKT	DE–20	DE	48	244	907
2,516	Link-Belt	440	DE	86–90	94	1,814
2,648	MKT	11B3	DB	95	48	2,268
2,696	Raymond	65C	DF	100–110	41	2,948
2,696	Vulcan	06	S	60	91	2,948
3,100	MKT	DE–30	DE	48	244	1,270
3,111	Delmag	D–12	DE	42–60		1,247
3,370	Vulcan	0	S	50	99	3,402
3,373	Kobe	K13	DE	45–60	259	1,302
3,380	Vulcan	80C	DF	111	41	3,629
3,595	Vulcan	08	S	50	99	3,629
3,636	Link-Belt	520	DE	80–84	110	2,300
4,424	MKT	DE–40	DE	48	244	1,814
4,493	MKT	S10	S	55	99	4,536
4,493	Vulcan	010	S	50	99	4,536
4,493	Raymond	00	S	50	99	4,536
4,977	Vulcan	140C	DF	103	39	6,350
5,439	Delmag	D–22	DE	42–60		2,200
5,613	Raymond	000	S	50	99	5,670
5,710	Kobe	K–22	DE	45–60	259	2,200
5,807	Vulcan	014	S	60	91	6,350
6,740	Vulcan	016	S	60	91	7,371

[a] S = de vapor de acción sencilla; DB = de vapor de doble acción; DF = de vapor diferencial; DE = diesel.
[b] Después de haber desarrollado una resistencia de consideración al hincado.
[c] Fue por muchos años conocido como McKiernan-Terry.

con los pilotes más pesados y más largos. Para trabajos especiales, como el hincado de pilotes de gran longitud y grandes diámetros para las plataformas de perforación en alta mar, se fabrican martinetes que aplican energías desde 7000 a más de 25000 Kg-m, que rara vez se usan en las cimentaciones ordinarias.

Los martinetes diesel son de dos tipos, de extremo abierto (fig. 12.5*b*) y de extremo cerrado (fig. 12.5*c*). En la base de la cubierta de ambos tipos, entre el extremo inferior del martillo y el bloque del yunque está una cámara, dentro de la cual se produce la explosión del combustible y la compresión de los gases que levantan el martillo. En los martinetes de extremo abierto, el martillo cae por gravedad y aplica energía al yunque por impacto directo. Sin embargo, al descender, se inyecta combustible en el espacio conocido como cámara de combustión, entre el martillo y el yunque. Aproximadamente en el instante del impacto, el combustible se enciende y nuevamente levanta el martillo. Durante un tiempo significativo, la presión

de los gases en combustión también actúan sobre el yunque y aumenta la magnitud y duración de la fuerza impulsora. A este respecto, las características para el hincado de los martinetes diesel difieren apreciablemente, de las que tienen los martinetes de gravedad o de vapor.

En los martinetes de extremo cerrado, la cubierta se extiende sobre el cilindro para formar una cámara de rebote, en la que se comprime el aire al subir el martillo. El aire comprimido funciona como un muelle que limita la subida del martillo, acortando por lo tanto su carrera. Regresa su energía almacenada al martillo en la carrera hacia abajo. Debido a que la carrera es más corta, aumenta el número de golpes por minuto con respecto a los martinetes de extremo abierto.

La energía aplicada por varios de los martinetes diesel comúnmente usados se da en la lista de la tabla 12.2.

Piloteadoras vibratorias. Los pilotes también se hincan valiéndose de generadores de fuerza que consisten en un peso estático y en un par de pesos excéntricos que giran en sentido contrario (fig. 12.6), dispuestos de manera que las componentes horizontales de la fuerza centrífuga se anulen entre sí, mientras que las componentes verticales son aditivas. La parte vibratoria de la máquina se une positivamente a la cabeza del pilote

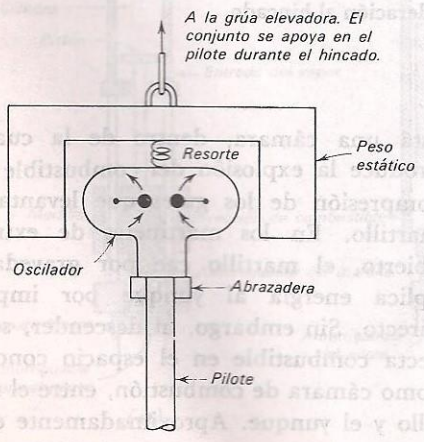


Figura 12.6. Croquis de una piloteadora vibratoria.

que se va a hincar, pero el resto de la máquina se aísla del vibrador por medio de muelles, de manera que no participe en los movimientos vibratorios. La fuerza pulsante facilita la penetración del pilote bajo la influencia del peso que actúa constantemente hacia abajo.

Las piloteadoras vibratorias difieren entre sí en el tipo de fuerza motriz y en la frecuencia de la fuerza pulsante. Las piloteadoras de baja frecuencia funcionan ordinariamente a una frecuencia constante en el intervalo de 10 a 30 Hz. Si la frecuencia puede hacerse igual a la frecuencia natural del sistema formado por el pilote, la piloteadora, y el suelo, al aparato se le llama *piloteadora resonante*. Por lo tanto, la frecuencia de una piloteadora resonante debe ser ajustable. La frecuencia resonante queda a menudo dentro del intervalo de 50 a 150 Hz. Cuando el sistema está en resonancia, el pilote sufre desalojamientos energéticos hacia arriba y hacia abajo, limitados solamente por el amortiguamiento que proporciona el suelo vecino. En estas condiciones, casi todo el peso hacia abajo de la piloteadora y del pilote resultan efectivos para hacer que la punta del pilote penetre en el material inferior. La penetración puede ser muy rápida, a menos que la resistencia a la penetración de la punta exceda al peso del conjunto hincador. Debido a que el tirón de la grúa (fig. 12.6) puede superar los pesos del equipo y a que, por supuesto, no existe resistencia de punta, las piloteadoras vibratorias son extractores muy efectivos.

Resistencia al hincado. Los pilotes que se hincan por medio de martinetes de impacto, ordinariamente se clavan hasta obtener una resistencia que se mide por el número de golpes necesarios para la penetración en los últimos dos o tres centímetros. Para los pilotes de madera hincados con martinetes de vapor que aplican una energía del orden de 2000 kg-m, este número final de golpes no debe ser mayor de 3 o 4, para reducir el peligro de romper o de astillar los pilotes. Además, es probable que el daño sea menor si se hincan con un martinete diesel, aun con la misma energía. Comúnmente, se es-

pecifican resistencias de 6 a 8 golpes en los últimos 2 o 3 cm para los pilotes de concreto y acero. El especificar más de 10 golpes usualmente es un requisito excesivo.

Chiflones, barrenas y pulsetas. Si los pilotes deben atravesar estratos compactos de arena o grava, con objeto de pasar a depósitos inferiores suaves, puede aflojarse la arena o la grava con chiflones. En este procedimiento, se descarga un chorro de agua cerca de la punta o a los costados del pilote con un tubo de 5 a 7.5 cm de diámetro. La bomba para los chiflones debe ser capaz de descargar 1890 lt/min, a una presión de 10 a 15 kg/cm^2. El agua afloja la arena y la hace movediza, de manera que el pilote puede fácilmente atravesarla.

El uso de barrenas rotatorias (art. 5.2), con equipo especialmente adaptado, es útil para penetrar en semejantes depósitos así como en suelos firmes o duros cohesivos a profundidad considerable.

Los estratos relativamente delgados de arcillas firmes o de roca blanda a poca profundidad, pueden atravesarse algunas veces con pulsetas, es decir, puntas duras de metal que se clavan en el terreno y se sacan antes de introducir los pilotes. El uso de chiflones y barrenas son técnicas relativamente comunes mientras que el de la pulseta es más raro.

Perforación previa al hincado. Cuando se hincan los pilotes a través de arcilla plástica saturada, desalojan un volumen de suelo que puede ser igual al de los pilotes. Este desalojamiento usualmente produce una elevación del terreno que puede levantar las estructuras adyacentes o los pilotes ya hincados. Si la capacidad de carga de los pilotes depende de que éstos se apoyen en un manto firme debajo de la arcilla plástica, la elevación puede producir mermas en la capacidad de carga; en muchos casos, pueden rehincarse los pilotes que se han levantado para darles un apoyo firme.

El desplazamiento de material puede producir no sólo elevaciones del terreno, sino también movimientos laterales perjudiciales, especialmente si hay excavaciones adyacentes con profundidades mayores a aquéllas en que se hincan los pilotes. Si los pilotes son del tipo compuesto, de elevación puede producir separación en las uniones.

Cuando hay la posibilidad de que los desalojamientos sean perjudiciales, éstos pueden reducirse bastante quitando parte del suelo en el espacio que va a ocupar cada pilote. Esto se hace perforando previamente con una herramienta cortadora o con una máquina rotatoria combinada con chiflones de agua que transforman la arcilla en la que va a hincarse el pilote, en un lodo espeso. A estos procedimientos se les llama *de perforación previa.*

12.4. Comportamiento de los pilotes con cargas verticales

Pilotes individuales. Los pilotes se clasifican comúnmente en *pilotes de punta* y *de fricción.* Los pilotes de punta obtienen casi toda su capacidad de carga de la roca o suelo que está cerca de la punta, y muy poca del suelo que rodea su fuste. Por otra parte, un pilote de fricción adquiere su capacidad de carga principalmente del suelo que lo rodea, por la resistencia al corte que se desarrolla entre el suelo y el pilote. El suelo que está cerca del extremo inferior del pilote soporta un porcentaje muy pequeño de la carga.

En contraste con las condiciones relativamente sencillas de apoyo que implica la clasificación de los pilotes en estas dos categorías, la manera en que realmente están apoyados no es tan sencilla. Por ejemplo, en muchos casos que presenta la naturaleza, la rigidez o compacidad relativa del subsuelo, aumenta en general con la profundidad. Los pilotes pueden hincarse a través de las capas blandas superiores y a través de los mantos progresivamente más duros hasta alcanzar la capacidad necesaria. Estos pilotes obtienen una parte apreciable de su apoyo del material que los rodea, especialmente en la porción inferior de su longitud, pero también pueden obtener un apoyo considerable, de la capacidad de carga en su punta.

Una de las decisiones técnicas más importantes en conexión con cualquier tra-

bajo en el que vayan a usarse pilotes, es la elección del tipo más apropiado para las circunstancias particulares de cada caso. Intervienen muchos factores para llegar a la decisión final, incluyendo el comportamiento durante el hincado (art. 12.5). Por lo tanto, parece improbable que puedan formularse reglas definidas sencillas que proporcionen una guía segura al ingeniero inexperto. Sin embargo, poseer un concepto claro de la manera en que los pilotes de las diferentes características transmiten su carga al suelo bajo condiciones de trabajo, es una valiosa adquisición que puede servir de base para el desarrollo de un buen criterio a medida que el ingeniero acumula la experiencia.

A los pilotes de punta rodeados de suelo, algunas veces se les considera erróneamente como columnas libremente apoyadas sin que el suelo que las rodea les dé apoyo lateral. Sin embargo, tanto la experiencia como la teoría han demostrado ampliamente que no existe peligro de flexión trasversal en un pilote de punta, de las dimensiones convencionales, cargado axialmente por soporte lateral inadecuado, aunque esté rodeado por los suelos más blandos. Por lo tanto, los esfuerzos en esos pilotes, bajo las cargas de trabajo, pueden tomarse como las de los materiales de que están hechos cuando se sujetan a compresión directa. En los pilotes cuya sección disminuye con la profundidad, la sección crítica está en la punta. Los esfuerzos de trabajo en el concreto colado en el lugar, no deben exceder de 0.25 a $0.33f_c'$, siendo f_c' la resistencia a la compresión simple del concreto a los 28 días, medida en cilindros. La parte inferior del intervalo de valores debe usarse en los pilotes en los cuales el colado del concreto sea difícil; es decir, cuando la punta sea de diámetro pequeño, las paredes laterales del forro contengan irregularidades, se requiera refuerzo, o el pilote sea inclinado. En los pilotes preesforzados debe dejarse un margen para la cantidad de preesfuerzo. Los esfuerzos de trabajo en las puntas de los pilotes de acero se limitan ordinariamente a 900 kg/cm^2.

Para tener la seguridad de obtener la resistencia necesaria en el concreto de los pilotes colados en el lugar, debe controlarse el revenimiento entre los límites de 7.5 y 15 cm o más. Para los tubos lisos hincados verticalmente, es conveniente un revenimiento de 9 cm; por otra parte, en un pilote inclinado, o en un pilote vertical con forro corrugado o con refuerzo, el revenimiento debe ser de 15 cm cuando menos.

Una vez que se ha satisfecho el requisito de que el material de la punta no se sujete a esfuerzos excesivos, la capacidad de un pilote de punta, depende completamente de la capacidad del material sobre el cual la punta encuentra apoyo y del grado en que la punta tenga un asiento satisfactorio *sobre o dentro del material resistente*. Si el estrato resistente no es extremadamente rígido, como lo sería una roca sana o una toba firmemente cementada, sino en contraste, se trata de un depósito de gran espesor, pero no demasiado resistente, es conveniente considerar dos tipos de pilotes. Un pilote con punta de pequeño diámetro, pero de un tipo capaz de transmitir los esfuerzos de hincado a la punta sin excesiva pérdida de energía, es probable que penetre mucho en el estrato firme, y desarrolle una alta capacidad combinando el apoyo directo de la punta con una fricción intensa en la zona embebida. La contribución de la fricción se aumentaría mucho, si la parte inferior del pilote tuviera una conicidad uniforme.

La otra alternativa, si el estrato de apoyo no es excepcionalmente firme, es un pilote con una punta muy grande. La punta puede ser una placa o de concreto precolado, o bien tener la forma de una ampliación o pedestal, hecho inyectando concreto fresco en el suelo blando que quede directamente arriba del estrato de apoyo. La capacidad de tal pilote no puede aumentarse por ningún efecto de cuña, porque la penetración del pilote en el estrato resistente, está gobernada enteramente por la capacidad y compresibilidad del suelo sobre el cual se apoya el propio pilote. Los pilotes de punta acampanada son más útiles en los materiales granulares sueltos; son también adecuados, si el estrato resistente es muy firme pero tan delgado que los

pilotes de pequeño diámetro pueden atravesarlo.

El término pilote *de fricción* es algo incorrecto, ya que implica que las fuerzas de corte entre el pilote y el suelo, provienen necesariamente del rozamiento; pueden provenir también de la adherencia. En cualquier caso, la capacidad de los pilotes de fricción depende de las características del material que rodea al pilote. Por lo tanto, como regla general, la resistencia estructural de un pilote de fricción cargado axialmente no gobierna su proyecto. Si un pilote de fricción tiene lados paralelos, la carga se transmite del pilote al suelo exclusivamente por corte. Si el pilote tiene conicidad, una porción de la carga se transmite por apoyo directo, pero todavía la mayor parte se transmite por corte. Si los pilotes se hincan en arcilla blanda, la fuerza cortante proviene principalmente de adherencia, y la diferencia de capacidad de carga entre los pilotes de costados paralelos y los cónicos es relativamente pequeña. Sin embargo, en los suelos que tienen una resistencia friccionante apreciable, como las arenas, limos y arcillas que contengan aire, el efecto de cuña de un pilote cónico, aumenta la presión lateral y aumenta la resistencia esfuerzo al cortante correspondientemente. Por lo tanto, un pilote cónico puede ser ventajoso en esas circunstancias. Por ejemplo, las cargas ligeras pueden ser soportadas eficientemente en pilotes de madera cortos en arena suelta.

El estudio anterior sirve de base para comprender de manera general, la forma en que los pilotes individuales soportan sus cargas y da alguna indicación con respecto a los tipos más adecuados de pilotes para condiciones específicas.

Pruebas de carga en los pilotes. Las diversas variables que influyen en el comportamiento de un pilote bajo carga y la naturaleza compleja de los fenómenos envueltos, han llevado a la técnica de efectuar pruebas de carga en uno o más pilotes en el lugar de las obras importantes. Los pilotes de prueba, deben ser preferentemente del mismo tipo, e hincados con el mismo equipo, y con los mismos requisitos que se pretenden establecer en la obra. En algunos casos, se investigan algunas alternativas que permitan refinar el proyecto.

Todos los detalles pertinentes del equipo y del procedimiento se registran durante el hincado del pilote de prueba, incluyendo los golpes para una penetración dada, preferentemente en toda la longitud de hincado. Cualquier interrupción en el hincado, como por descompostura del equipo o para empalmar el pilote, debe anotarse.

La carga se aplica usualmente en incrementos por medio de un gato hidráulico apoyado contra un peso muerto o contra un yugo sujetado a un par de pilotes de anclaje, fig. 12.7. A cada incremento, se observa el hundimiento de la cabeza del pilote en función del tiempo, hasta que la rapidez del hundimiento sea muy pequeña. Se aplica luego otro incremento. Al aproximarse a la capacidad de carga, el tamaño de los incrementos se disminuye, con objeto de poder apreciar más precisamente cuando se llega a la capacidad de carga del pilote. Se mide la altura de la cabeza del pilote cuando se quita la carga.

En la fig. 12.8, se muestran los resultados de una prueba de carga típica, en la que la carga total se dibuja en función del hundimiento de la cabeza del pilote. La

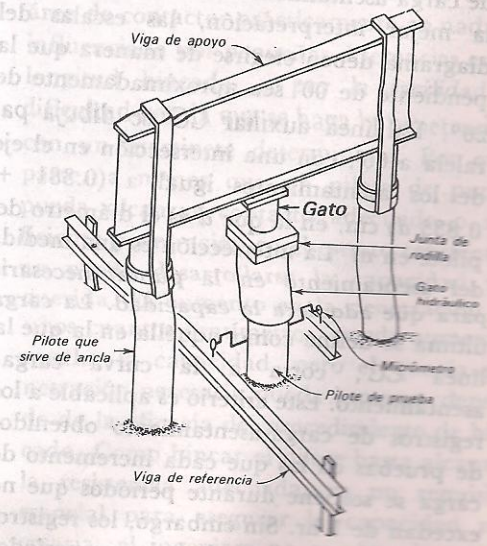


Figura 12.7. Instalación para hacer una prueba de carga sobre un pilote, usando pilotes de anclaje.

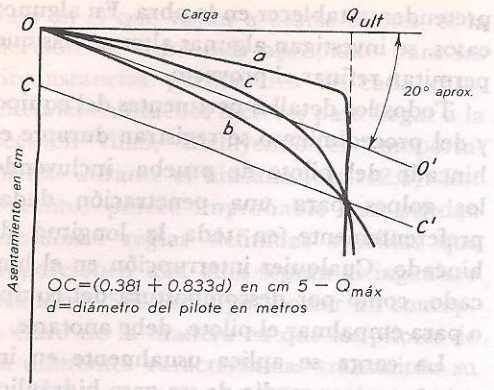


Figura 12.8. Resultados típicos de pruebas de carga en *a)* pilote de fricción *b)* pilote de punta *c)* pilote mixto.

curva *a* representa un pilote que se deslizó o hundió súbitamente, cuando la carga alcanzó un valor definido llamado *carga última* o *capacidad del pilote*. Por otra parte, las curvas *b* y *c* no muestran quiebres bien definidos; en consecuencia, la determinación de la carga máxima del pilote es en cierto grado cuestión de interpretación. Un procedimiento razonable (Davisson, 1972) que considera las variables importantes se ilustra en la figura. La deformación elástica del pilote se calcula por medio de la expresión *PL/AE*, y se dibuja en el diagrama de carga-asentamiento como línea 00'; para la mejor interpretación, las escalas del diagrama deben elegirse de manera que la pendiente de 00' sea aproximadamente de 20°. La línea auxiliar CC' se dibuja paralela a 00', con una intersección en el eje de los asentamientos igual a (0.381 + 0.833 *d*) cm, en la que *d* es el diámetro del pilote en m La intersección es una medida del asentamiento en la punta, necesario para que adquiera la capacidad. La carga última se define como aquélla en la que la línea CC', corta a la curva carga-asentamiento. Este criterio es aplicable a los registros de carga-asentamiento obtenidos de pruebas en las que cada incremento de carga se sostiene durante periodos que no excedan de 1 hr. Sin embargo, los registros de carga-asentamiento basados en periodos de espera de 24 hr o más largos resultan demasiado conservadores, pues dan tiempo a que se desarrollen efectos de creep o asentamientos por consolidación, que pueden llegar a ser porciones importantes del total.

Los procedimientos detallados para efectuar pruebas de carga y para deducir de ellas las capacidades últimas o las cargas de trabajo, han sido estandarizados por varias organizaciones (ASTM D-1143) y se han incorporado a varios reglamentos de construcción. Algunos de los procedimientos son bastante elaborados. El costo de una prueba de carga depende en gran parte de su duración, especialmente si el trabajo se retrasa mientras se esperan los resultados. Las especificaciones en que se requiere que se mantenga la carga final (que usualmente es igual al doble de la carga de proyecto) durante varios días, rara vez se justifican. En la mayor parte de los casos, el funcionamiento bajo el doble de la carga de proyecto en 24 hr o más, puede juzgarse aplicando 2.25 veces la carga de proyecto durante 1 hora.

Una prueba de carga puede proporcionar datos con respecto a las características carga-asentamiento y de capacidad de un pilote, solamente en el tiempo y bajo las condiciones de la prueba. Numerosos factores pueden conducir a un comportamiento diferente de un pilote semejante, cuando esté colocado debajo de una estructura real. Este tema se tratará en el siguiente subtítulo y, con más detalles, en la Parte C. Además de la información que una prueba de carga proporciona con respecto a la validez de las suposiciones hechas en el proyecto, también proporciona una comprobación útil y frecuentemente necesaria sobre la bondad del equipo y de los procedimientos que se usan en el campo durante la construcción.

Grupos de pilotes. En el desarrollo anterior solamente se ha tratado el comportamiento de los pilotes individuales. Sin embargo, los pilotes casi nunca se usan así, sino combinados, formando grupos o conjuntos. Los cambios en las condiciones de esfuerzo, así como las alteraciones en la consistencia y compacidad relativa, asociados al hincado de los pilotes anteriores puede tener una influencia apreciable sobre el comportamien-

to del resto de los pilotes, no sólo durante el hincado, sino también durante el tiempo en que están sosteniendo las cargas a que se sujeten. El comportamiento de un grupo de pilotes puede no estar relacionado directamente al de los pilotes aislados, sujetos a la misma carga por pilote en el mismo depósito.

De particular importancia son las contribuciones relativas de la fricción lateral y de la punta, para la capacidad total de un solo pilote que llega a un estrato firme, en comparación con las contribuciones correspondientes en un grupo de pilotes que llegue al mismo estrato. Cuando se carga un sólo pilote, como en una prueba de carga, una gran parte de su apoyo puede deberlo al suelo que está a lo largo de su fuste, por fricción lateral, aunque el suelo sea relativamente débil y compresible. Si el mismo pilote tiene muchos vecinos, a los que el suelo que lo rodea proporciona apoyo, el esfuerzo acumulado en todo el bloque de suelo en que está encajado el grupo puede tender gradualmente a comprimir el suelo y, por lo tanto, permitir que los pilotes se hundan, cuando menos ligeramente, con lo que una porción mayor de la carga se transmite directamente de los pilotes al estrato firme. En los grupos grandes, la mayor parte de la carga puede, tarde o temprano, quedar apoyada en la punta, cualquiera que sea la magnitud de la fricción lateral, que haya podido desarrollarse a elevaciones mayores alrededor de un solo pilote en una prueba de carga.

Bajo otras condiciones del subsuelo, surgen otras diferencias entre la acción de los pilotes aislados y los grupos de los mismos o la cimentación completa. Estas diferencias se estudian en la parte C en conexión con *las cimentaciones en diferentes tipos de* suelos.

Asentamientos en las cimentaciones piloteadas. La capacidad de un pilote aislado cuando se carga individualmente no solamente puede ser diferente de su capacidad cuando se cargan todos los pilotes de un grupo, sino que toda la relación de la carga al asentamiento puede ser sorprendentemente diferente. En consecuencia, los asentamientos de los grupos de pilotes no pueden, en general, predecirse apoyándose en una prueba de carga de un pilote. Además, si debajo de la cimentación de pilotes queda, aunque sea a mucha profundidad, un depósito compresible, toda la cimentación puede sufrir asentamientos, debido a la consolidación de ese estrato, aun cuando los pilotes individuales no se muevan separadamente con respecto al suelo en que se han hincado. El dejar de reconocer esta posibilidad ha producido ejemplos espectaculares de asentamientos excesivos e imprevistos.

12.5. Dinámica del hincado de los pilotes

Importancia del comportamiento durante el hincado. En una cimentación, la capacidad de un pilote de longitud y dimensiones dadas, está determinada por la facultad del suelo que lo rodea y en el que se apoya para proporcionarle fricción lateral y apoyo en la punta. Excepto por los efectos de la alteración del carácter del suelo, que puede ser algunas veces apreciable, la manera en que el pilote llega a su posición final en el subsuelo no tiene importancia. La capacidad de un pilote de fricción, es igual a la adherencia o a la fricción por unidad de área de contacto entre el suelo y el pilote, multiplicada por dicha área de contacto; prácticamente en nada es influenciada por pequeñas diferencias en la longitud hincada, o por la facilidad o dificultad con la que se haga la penetración con un martinete determinado. Por otra parte, a menos que un pilote de punta pueda alcanzar contacto adecuado o suficiente penetración en el estrato resistente, no puede desarrollarse la capacidad requerida. El aumento en la penetración de unos cuantos centímetros, puede aumentar mucho la capacidad, pero el que la penetración necesaria pueda lograrse, depende de la eficacia del procedimiento de hincado. Como hincar el pilote hasta alcanzar la resistencia adecuada, es un requisito esencial para asegurar la capacidad necesaria, el ingeniero no puede evitar considerar las implicaciones de la dinámica del hincado del pilote.

Fórmulas dinámicas. Parece obvio que a la mayor resistencia de un pilote al hincado, corresponde la mayor capacidad del pilote para soportar carga. Tomando como punto de partida este aparente axioma, muchos ingenieros han concluido que sería posible calcular la capacidad de un pilote, conociendo la energía aplicada por el martillo y la penetración del pilote con cada golpe del martinete. Las expresiones resultantes para la capacidad de carga se conocen como *fórmulas dinámicas.* Su variedad y número sólo se iguala a sus inconvenientes.

Todas las fórmulas dinámicas comunes para los pilotes, igualan la energía aplicada por el martillo al trabajo hecho por el pilote, al penetrar su punta una distancia s contra una resistencia R, con varios márgenes para las pérdidas de energía asociadas al procedimiento. Los aspectos del fenómeno de transmisión de esfuerzos que dependen del tiempo se ignoran; y como se demostrará en la siguiente subsección, éstos son de importancia fundamental. Por ejemplo, en la fórmula del *Engineering News,* todas las pérdidas de energía asociadas a cada golpe de un martinete de vapor de acción simple, se supone que son equivalentes al trabajo que habría hecho con una penetración de 0.25 cm contra la resistencia R. Todo el trabajo efectuado durante la penetración útil s y la penetración que se supone perdida, es:

$$W_H H = R(s + 0.25)$$

donde W_H es el peso del martillo expresado en las mismas unidades que R, y s está en cm. Si H se expresa en metros, y si se supone un factor de seguridad de 6, la resistencia en condiciones de trabajo es:

$$R = \frac{16.68 W_H H}{S + 0.25} \qquad 12.1$$

Para otros martinetes de vapor que no sean los de acción sencilla, el numerador se reemplaza por 2E, donde E es la energía del martillo por golpe.

Debido a su sencillez, la fórmula del Engineering News (ec. 12.1) se ha usado ampliamente, pero las comparaciones estadísticas con los resultados de las pruebas de carga en pilotes hincados, han demostrado que existe tan mala correlación y tan amplia dispersión, que el uso de la fórmula no puede ya justificarse.

Las comparaciones entre las capacidades medidas y las calculadas, han demostrado que unas cuantas de las muchas fórmulas dinámicas son estadísticamente superiores a las otras. Sin embargo, aun esas fórmulas son fundamentalmente irracionales, porque no consideran los aspectos de los fenómenos dinámicos que dependen del tiempo. Por lo tanto, excepto cuando se disponga de correlaciones empíricas bien comprobadas, basadas en condiciones físicas y geológicas específicas, el uso de fórmulas, aparentemente mejores que la del *Engineering News* tampoco se justifica.

Las fórmulas dinámicas para pilotes han permanecido en boga en la ingeniería de cimentaciones durante muchas décadas, debido a su gran comodidad. Si el ingeniero, basándose en información escasa respecto a las condiciones del subsuelo, llega a la conclusión de que es necesaria una cimentación de pilotes, y obtiene una carga de trabajo razonable que pueda asignarse a los mismos, pudiera proseguir en ocasiones con el proyecto del resto de la estructura, tomando muy poco en cuenta los detalles de la cimentación. Necesitaría solamente especificar que la capacidad requerida puede obtenerse hincando los pilotes a la resistencia determinada para esa capacidad por cualquier fórmula dinámica que elija. La responsabilidad de la ejecución de la cimentación se transmitiría así al contratista del hincado de los pilotes. Desafortunadamente, algunos de los errores, aun de las mejores fórmulas usadas en la actualidad, pueden, bajo ciertas condiciones, ser grandes y engañosos. Por ejemplo, la mayor parte de las fórmulas más complejas indicarían, que aumentando el peso del pilote con respecto al martillo del martinete, se disminuiría la capacidad correspondiente a la resistencia de hincado dada; en realidad con frecuencia se observa el efecto contrario.

La mayor parte de los defectos de las fórmulas dinámicas, pueden eliminarse por medio de un análisis más realista de la

dinámica del hincado, en el que se considera que el pilote es una barra elástica larga, sujeta a ondas transitorias de esfuerzo, originadas por el impacto del martillo. Las implicaciones de este enfoque se consideran en la siguiente sección, aunque la información detallada necesaria para la aplicación de rutina a problemas específicos de proyecto está todavía en estudio.

La validez de cualquier análisis dinámico depende en parte de la suposición de que R_d la resistencia dinámica a la penetración, es igual, o cuando menos está relacionada, a la capacidad estática del pilote después de hincado. En los suelos finos, blandos y saturados, es probable que las presiones de poro aumenten durante el hincado e influyan en forma importante en la resistencia a la penetración, mientras que bajo una carga estática de larga duración, dichas presiones se disipan y los esfuerzos efectivos en el suelo, sufren los cambios correspondientes. Bajo estas condiciones, no puede esperarse ninguna correlación entre la resistencia dinámica y la estática. En los suelos que drenan fácilmente, como las arenas medias y compactas, y en las arcillas firmes y duras, las resistencias dinámicas y estáticas, están más estrechamente relacionadas.

Transmisión de esfuerzos durante el hincado. Una representación realista de la dinámica del hincado de los pilotes, debe considerar la compleja cadena de eventos iniciada por un sólo golpe del martinete. La energía aplicada por el martinete origina esfuerzos que dependen del tiempo, y desalojamientos en el conjunto pilote-cabeza, en el pilote, y en el terreno que lo rodea. Como la longitud de un pilote es siempre grande, en comparación con su diámetro, éste no se comporta como una masa concentrada sino, como ya se dijo, en forma más aproximada a una barra elástica, en la que los esfuerzos se mueven longitudinalmente como ondas. Cuando las ondas son de compresión como en la punta de un pilote que se hinca en un material duro, hacen que el pilote penetre en el terreno. Sin embargo, si los esfuerzos de compresión son demasiado grandes, pueden dañar los pilotes. Por otra parte, cuando el suelo en que está la punta es blando y el hincado fácil, la onda de compresión puede reflejarse hacia arriba del extremo del pilote como onda de tensión. Si en algún punto del pilote, esfuerzo de tensión no lo anulan otros de compresión, puede desarrollarse una tensión neta, cuando menos por un instante. El esfuerzo puede ser suficiente para agrietar un pilote de concreto precolado. De esta manera, el comportamiento del pilote con respecto, tanto a su capacidad para penetrar en el suelo, como a su integridad estructural durante el hincado, está íntimamente relacionado a la mecánica de la transmisión de la onda de esfuerzo dentro del pilote. Dependiendo del grado en que la fuerza dinámica desarrollada en la punta durante el hincado, esté relacionada a la capacidad de carga estática del pilote, el conocimiento de esta fuerza es útil para estimar la capacidad estática.

La teoría de la transmisión de ondas en una barra elástica prismática golpeada longitudinalmente con un objeto rígido, se elaboró hace más de un siglo, y se obtuvieron soluciones numéricas para varias condiciones de frontera sencillas. Sin embargo, las condiciones se simplificaron tanto con respecto a las complejidades del hincado real, que las soluciones tienen poco valor práctico. La introducción de condiciones más realistas fue posible solamente con el desarrollo de modelos teóricos adecuados y la computación electrónica.

De acuerdo con la teoría del impacto longitudinal de una barra prismática elástica, las ondas de esfuerzo se mueven axialmente con una velocidad de:

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \qquad 12.2$$

donde E es el módulo de elasticidad y ρ la densidad del material de la barra. La densidad se define como:

$$\rho = \frac{\gamma_p}{g} \qquad 12.3$$

donde γ_p es el peso específico del material que constituye la barra y g es la aceleración del campo gravitacional. La velocidad c de

la onda de esfuerzo no debe confundirse con la velocidad v a la que un punto particular de la barra se mueve en realidad. La primera, conocida como *velocidad de propagación longitudinal de la onda,* misma que algunas veces se llama velocidad sísmica, es una constante para un material sólido elástico, dado. Durante el paso de una sola onda, el esfuerzo longitudinal directo en la barra en cualquier punto, está relacionado a la velocidad de la partícula en ese punto por la sencilla expresión:

$$p = \frac{E}{c} v = \rho c v \qquad 12.4$$

La fuerza transmitida a través de una sección de la barra es entonces:

$$P = pA = \rho c A \cdot v \qquad 12.5$$

Como v es función de posición y tiempo, P y p son de la misma manera funciones de estas cantidades. La facultad de la barra para transmitir fuerza longitudinal se mide por el producto ρcA, que se designa como *impedancia* del pilote.

La capacidad de un pilote a una profundidad dada, es la fuerza que puede ejercerse por el suelo que lo rodea contra un desalojamiento hacia abajo. Tiene que haberse transmitido cuando menos esta fuerza al suelo por el pilote durante el hincado, para que la punta penetre a una posición dada durante el último golpe del martinete. En particular, debe haberse transmitido suficiente fuerza al pilote para vencer las resistencias laterales y de punta. Inversamente, no importa cuanta energía pueda aplicarse a la cabeza del pilote, la fuerza que puede transmitirse a través del pilote hacia abajo está limitada por la impedancia.

Como la impedancia ρcA determina la fuerza máxima que puede transmitirse, a lo largo del pilote mientras el material permanezca elástico, es, por lo tanto, una medida de la posibilidad del pilote para desarrollar la capacidad requerida como consecuencia de estar hincado en el terreno. Si se aumenta la impedancia del pilote, el potencial para obtener una mayor capacidad con un martillo determinado también aumenta, siempre que el pilote no tenga dimensiones tan desusadamente grandes con respecto al martillo, que su acción se parezca a la de una masa grande en vez de una barra.

En la Tabla 12.3, se da una lista de las magnitudes relativas de la impedancia para varias secciones comunes de pilotes. En esta lista puede verse que pilotes con las mismas dimensiones exteriores, pero de materiales diferentes tienen impedancias muy diversas. Por ejemplo, los pilotes de 25.4 cm de diámetro o ancho pueden ordenarse según sus impedancias crecientes con respecto a la madera, como sigue: madera (1.0); tubo de acero con paredes de 7.1 mm (1.9); tubo de acero con pared de 9.28 mm (2.3); concreto (3.1); HP10 × 57 (3.3); tubo lleno de concreto con pared de 7.1 mm (4.6). Las propiedades que tienden a aumentar la impedancia son el aumento de densidad, el mayor módulo de elasticidad, y la mayor área de la sección transversal. Para un material dado, la impedancia depende solamente del área. La influencia del relleno de concreto en el pilote de tubo es notable.

La fuerza realmente desarrollada en la punta del pilote depende, no solamente de ρcA sino también de la energía que puede obtenerse del martinete y de muchos otros factores, incluyendo la naturaleza del impulso aplicado por el martillo, las características de transmisión de esfuerzo de los amortiguadores y del conjunto pilote-cabeza, el patrón general de distribución de la resistencia ejercida por el suelo a lo largo del pilote y la proporción de resistencia total desarrollada a lo largo del fuste del pilote, en comparación con la de la punta.

Los martinetes difieren mucho en la manera en que aplican la energía al yunque o al amortiguador del martinete. Los martinetes diesel ejercen fuerzas de duración grande, en comparación con las ejercidas por los de vapor. La energía total realmente transmitida por un martinete, puede determinarse mejor haciendo medidas continuas de la velocidad del martillo al aproximarse al pilote y cuando invierte la dirección, y sube nuevamente. Estas medidas han demostrado que la eficiencia de los martinetes bien conservados tiene poca

Tabla 12.3 Características para la Transmisión de Esfuerzos de Pilotes Típicos

	γ_P (kg/m³)	$\rho = \frac{\gamma_P}{g}$ (kg seg²/m⁴)	c (m/seg)	ρc (kg seg/m³)	A (cm²)	$\rho c A$ (kg seg/cm)	Relación[a]
De madera:							
Con diámetro de 25.4 cm secados en horno	641	65.34	4 145	270 738	506.45	137	1
De pino del sur con diámetro de 25.4 cm tratados	961	97.96	3 231	316 395	506.45	160	1.2
De concreto:	2 403	244.9	3 383	829 836			
Con diámetro de 25.4 cm					506.45	421	3.1
Con diámetro de 50.8 cm					2,027.10	1 680	12.3
De acero:	7 850	800.2	5 151	4 117 140			
HP 10 × 57					108.13	446	3.3
HP 12 × 53					100.50	434	3.2
HP 14 × 117					222.20	959	7.0
27.3 x 0.477 cm					40.26	166	1.2
27.3 x 0.709 cm					59.20	257	1.9
27.3 x 0.927 cm					76.84	316	2.3
27.3 x 0.477 cm					343.90	1,416	10.3
De acero y concreto:							
27.3 x 0.709 cm de tubo relleno de concreto	2 964	302.14	3 688	1 118 196	567.10	634	4.6

[a] Relación de $\rho c A$ a la del pilote de madera de 25.4 cm.
[b] Con madril de acero para hincar que pesa 238 kg/m

relación con los factores de eficiencia dados por los fabricantes y que las eficiencias de los que reciben un mal mantenimiento o se operan incorrectamente pueden ser extremadamente bajas.

Los bloques amortiguadores de los pilotes pueden describirse como blandos o duros. Para un martinete y pilote dados, la onda de esfuerzo inducida si el amortiguador es blando, es más larga y su esfuerzo máximo es menor que si el amortiguador es duro. Los esfuerzos menores alargan la vida del martinete y dañan menos al pilote. Sin embargo, si la fuerza máxima generada con el amortiguador blando no es suficiente para producir la capacidad máxima deseada en el pilote, puede ser necesario un amortiguador más duro.

Los amortiguadores del martinete y del pilote pueden considerarse como resortes que tienen un módulo igual a su rigidez como columna AE/L, donde A y L son respectivamente el área de la sección transversal y la altura del amortiguador, y E es el módulo de elasticidad del material. Tanto las dimensiones como el módulo de elasticidad son importantes para determinar el módulo del resorte. Relativamente pocos materiales se han encontrado convenientes como amortiguadores. Para amortiguadores blandos, la madera y el asbesto son los más comunes. Los amortiguadores duros, usualmente consisten en discos alternados de aluminio y de micarta, aunque ya se han producido y usado otros materiales semejantes a la micarta. Estos materiales pueden ser baratos o poseer larga vida en relación a su costo. Otros materiales, como la viruta de madera o los cables de acero enrollados, se utilizan frecuentemente, pero no son convenientes, ya que sus propiedades no pueden controlarse. Como los amortiguadores absorben mucha energía, no es raro que los de madera lleguen a arder.

La experiencia indica que hay amortiguadores blandos y duros, pero sólo

deberán usarse aquellos que tengan características conocidas. La falta de control en los materiales de amortiguación, da lugar a que se utilicen subterfugios en cierto grado. De acuerdo con las fórmulas dinámicas, una pequeña penetración corresponde a una capacidad de carga elevada; de esta manera, un pilote inadecuado puede, manipulando los materiales amortiguadores, parecer como aceptable a un inspector desprevenido.

Para los mejores resultados, debe elegirse el tipo y dimensiones del bloque amortiguador y las características del martinete, de manera que satisfagan dos puntos de vista: (1) asegurar que se desarrolle en el pilote una fuerza máxima de hincado, cuando menos igual a la capacidad de carga máxima deseada para el pilote en cuestión, sin sujetarlo a esfuerzos excesivos y, (2) transmitir al pilote la mayor cantidad de energía disponible en el martinete. El segundo requisito conduce a la economía en el hincado; que algunas veces tiene que sacrificarse en beneficio del primero. El significado de los requisitos se ilustra en la fig. 12.9, que se refiere a pilotes largos hincados con martinetes Vulcan de acción sencilla funcionando con una eficiencia de 75 por ciento. Si se necesita una capacidad de carga máxima de 360 toneladas, es evidente que sería necesario un pilote con una impedancia mínima de 1140 kg seg/cm; que se necesitaría el martinete 010 si se va a elegir esa impedancia, y que un amortiguador de aluminio y micarta sería efectivo, mientras que la capacidad no podría obtenerse, ni remotamente, con el amortiguador de triplay de pino, más blando. Se podría usar un martinete más ligero, si la impedancia del pilote se aumentara. Por otra parte, si se necesitara una capacidad máxima de solamente 45 toneladas, podría hincarse un pilote con una impedancia mucho menor y un amortiguador más blando sería más eficiente para transmitir

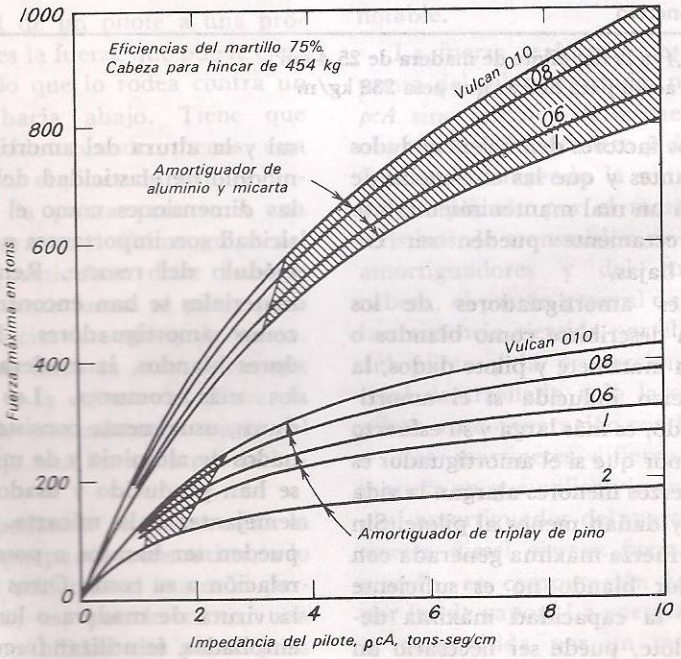


Figura 12.9. Relación entre la fuerza máxima de hincado y la impedancia del pilote ρcA para martinetes Vulcan de acción sencilla de varias energías, y para bloques amortiguadores duros (de aluminio-micarta) y blandos (de triplay de pino). Las condiciones asociadas a la máxima transmisión de energía de hincado del martillo al pilote están indicadas por las áreas sombreadas (según Parola, 1970).

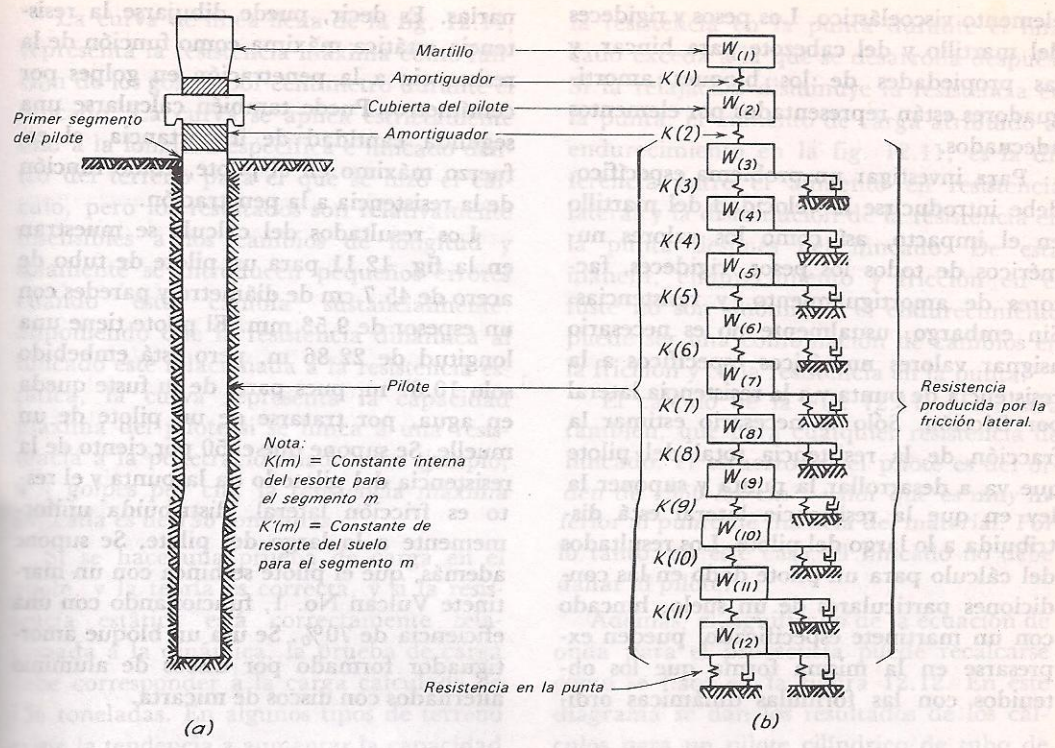


Figura 12.10. Pilote real *a)* y modelo mecánico ideal *b)* considerado como base para el análisis dinámico del hincado de pilotes (según Davison, 1970).

la energía. La figura es estrictamente aplicable, solamente si los esfuerzos en la cabeza del pilote no se modifican por las ondas reflejadas durante el periodo de impacto. En los pilotes cortos no es probable que pueda satisfacerse esta condición y es necesario hacer análisis más complejos; los pilotes cortos pueden hincarse frecuentemente a las capacidades requeridas con martinetes algo más pequeños que los indicados en la fig. 12.9, a causa de los reflejos de compresión en la punta del pilote. En la figura también se supone implícitamente que el pilote es estructuralmente capaz de soportar los esfuerzos de hincado.

Las propiedades del suelo juegan también un papel decisivo en el comportamiento del pilote durante el hincado. Además de la naturaleza de la resistencia de la punta, que se estudió en los párrafos anteriores, las fuerzas de fricción en el fuste pueden también tener efectos importantes. Su distribución desde la cabeza a la punta del pilote, y las magnitudes relativas de esa resistencia lateral y de la de punta, se han determinado con medidas en muy pocos casos. Los resultados sugieren que cuando menos puede hacerse una tosca aproximación, basándose en los sondeos y pruebas de suelos.

Los factores anteriores que influyen en los esfuerzos desarrollados en un pilote bajo las condiciones reales de hincado pueden tomarse razonablemente, pero en forma aproximada en un modelo teórico (fig. 12.10), por medio del cual el análisis de onda se ha extendido, de casos idealizados a los que interesan en la práctica. Se supone que el pilote esta compuesto de una serie de elementos, cada uno de peso W_n, conectados por resortes con rigideces K asociadas a las propiedades elásticas del material del pilote. Las resistencias en el fuste del pilote, que amortiguan las vibraciones, se suponen de naturaleza viscoelástica, con una constante de resorte K' representativa de las características del suelo. La resistencia en la punta está también representada por un

elemento viscoelástico. Los pesos y rigideces del martillo y del cabezote para hincar, y las propiedades de los bloques amortiguadores están representados por elementos adecuados.

Para investigar un problema específico, debe introducirse la velocidad del martillo en el impacto, así como los valores numéricos de todos los pesos, rigideces, factores de amortiguamiento, y resistencias. Sin embargo, usualmente no es necesario asignar valores numéricos específicos a la resistencia de punta y a la resistencia lateral por fricción. Sólo es necesario estimar la fracción de la resistencia total del pilote que va a desarrollar la punta y suponer la ley en que la resistencia lateral está distribuida a lo largo del pilote. Los resultados del cálculo para un pilote dado en las condiciones particulares de un suelo, hincado con un martinete especificado, pueden expresarse en la misma forma que los obtenidos con las fórmulas dinámicas ordinarias. Es decir, puede dibujarse la resistencia estática máxima como función de la resistencia a la penetración en golpes por centímetro. Puede también calcularse una segunda cantidad de importancia, el esfuerzo máximo en el pilote, como función de la resistencia a la penetración.

Los resultados del cálculo se muestran en la fig. 12.11 para un pilote de tubo de acero de 45.7 cm de diámetro y paredes con un espesor de 9.53 mm. El pilote tiene una longitud de 22.86 m, pero está embebido solo 10.67 m, pues parte de su fuste queda en agua, por tratarse de un pilote de un muelle. Se supone que el 50 por ciento de la resistencia del pilote lo da la punta y el resto es fricción lateral, distribuida uniformemente a lo largo del pilote. Se supone además, que el pilote se hinca con un martinete Vulcan No. 1, funcionando con una eficiencia de 70%. Se usa un bloque amortiguador formado por discos de aluminio alternados con discos de micarta.

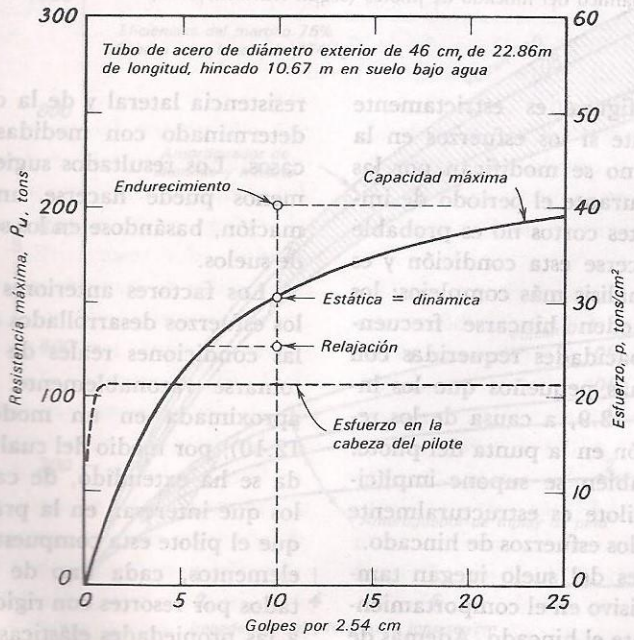


Figura 12.11. Curva de resistencia en el análisis dinámico de un pilote de tubo de acero aplicando la ecuación de onda. Se supone que la reacción del suelo es el 50 por ciento en la punta y 50 por ciento por fricción lateral distribuida uniformemente a lo largo de 11.5 m de longitud embebida. El pilote fue hincado con un martinete Vulcan No. 1 funcionando con el 70 por ciento de eficiencia, con un bloque amortiguador de aluminio y micarta (según Davison, 1970*b*).

La curva de línea llena de la fig. 12.11, representa la resistencia máxima como función de los golpes por centímetro durante el hincado. La curva se aplica estrictamente sólo a la longitud específica e hincado dentro del terreno para el que se hizo el cálculo, pero los resultados son relativamente insensibles a los cambios de longitud y solamente se introducen pequeños errores cuando ésta cambia sustancialmente. Suponiendo que la resistencia dinámica al hincado esté relacionada a la resistencia estática, la curva representa la capacidad máxima del pilote si se hinca a una resistencia a la penetración dada. Por ejemplo, a 4 golpes por cm, la resistencia máxima indicada es de 136 toneladas.

Si se hace una prueba de carga en el pilote, y la teoría es correcta, y si la resistencia estática está correctamente relacionada a la dinámica, la prueba de carga debe corresponder a la carga calculada de 136 toneladas. En algunos tipos de terreno existe la tendencia a aumentar la capacidad de carga después del hincado. Este fenómeno se conoce como *endurecimiento;* su efecto puede aumentar la capacidad, como se muestra en la figura. Por otra parte, en algunos materiales ocurre *relajación de esfuerzos* y la capacidad disminuye después del hincado. El que se produzca endurecimiento o relajación es importante para el proyecto y puede investigarse por medio de un cálculo, como el indicado en la fig. 12.11, junto con los resultados de una prueba de carga (art. 12.4). Cuando se ha determinado de esta manera la magnitud del endurecimiento o de la relajación, la información puede usarse para modificar los cálculos que pudieran efectuarse para pilotes de otras dimensiones, de otros materiales, o con diferentes condiciones de hincado en el lugar.

Durante el hincado es probable que la resistencia lateral del pilote sea mínima, debido a la alteración continuada. Sin embargo, en general, no es igual a cero. La resistencia lateral durante el hincado, más el endurecimiento subsecuente, constituyen la fricción total en un pilote individual, siempre que la resistencia estática de la punta no haya cambiado. No es raro, que la resistencia en la punta durante el hincado exceda a la que se desarrolla después. Si la relajación disminuye la resistencia en la punta, el aumento de carga atribuido al endurecimiento en la fig. 12.11, es la diferencia entre el aumento en resistencia lateral y la disminución de la resistencia en la punta después del hincado. De esta manera, endurecimiento y fricción en el fuste no son sinónimos; el endurecimiento puede ser una combinación de cambios en la fricción y en la resistencia en la punta.

El cálculo de la Fig. 12.11, demuestra también, que para cualquier resistencia de hincado, el esfuerzo en el pilote es del orden de 1550 kg/cm^2, valor que es muy inferior al punto de fluencia del material. Por lo tanto, en este caso, el hincado no debe dañar al pilote.

Además, el significado de la ecuación de onda para el proyectista puede recalcarse como se hace en la figura 12.12. En este diagrama se dan los resultados de los cálculos para un pilote cilíndrico de tubo de 21.91 cm y paredes con espesor de 6.35 mm. El pilote atraviesa un estrato de 32.61 m, de arcilla de consistencia media a firme, subyacida por arena. Tuvo una longitud de 33.53 m. Se hincó con el extremo cerrado a una resistencia de 2 golpes por cm con un martinete Vulcan 06 y un bloque amortiguador de madera. De acuerdo con las especificaciones para la obra, el pilote ha de soportar una carga de proyecto de 45 toneladas y debería de probarse para demostrar una capacidad máxima de 90 toneladas. La prueba de carga falló realmente a 72.57 toneladas. De acuerdo con el análisis de onda, el pilote a una resistencia de 2 golpes por cm, hubiera tenido una capacidad de aproximadamente 63.5 toneladas. Los resultados de la prueba de carga sugieren que ocurrió una pequeña cantidad de endurecimiento. Sin embargo, la falla del pilote en la prueba de carga podría haberse previsto y, de acuerdo con la ecuación de onda, podría haberse esperado. Además, la forma de la curva de la fig. 12.12 indicaba, sin duda, que la prueba de carga para 90 toneladas no podría haberse obtenido para el pilote, martinete, y amortiguador dados, sin im-

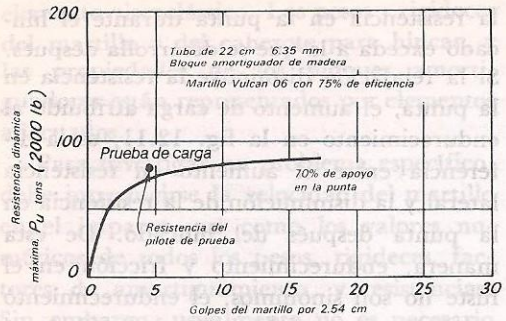


Figura 12.12. Resultado del análisis dinámico de un pilote, que indica la imposibilidad de obtener una capacidad máxima de 90 tons por medio del martillo y bloque amortiguador elegidos (según Davison, 1970*b*).

portar lo elevado de la resistencia con que el pilote se hubiera hincado. La dinámica del problema era tal, que la energía aplicada por el martinete no podía transmitirse a través del pilote para desarrollar suficientes fuerzas de resistencia a lo largo de su fuste y en la punta, como para satisfacer los requisitos de la prueba de carga. Disponiendo de la ecuación de onda y de métodos de cálculo rápidos, el proyectista está capacitado y, por lo tanto, tiene la obligación de comprobar si los requisitos propuestos son compatibles con el tipo de pilote y otras condiciones que puedan haberse especificado.

Los estudios con la ecuación de onda demuestran claramente que, excepto por la influencia del endurecimiento y la relajación, el que un pilote particular alcance una capacidad especificada, en un suelo dado, depende parcialmente de la impedancia del pilote y parcialmente del éxito con que el pilote, amortiguador, y martinete se coordinen. El sistema debe transmitir con eficacia la energía de hincado a la punta, y también debe mantener los esfuerzos de hincado dentro de los límites de seguridad, con respecto a la falla o rotura del pilote.

Para una combinación particular de pilote, martinete, y amortiguamiento, la relación entre la resistencia máxima al hincado o capacidad, y los golpes por centímetro de penetración, representada por los diagramas de resistencia (figs. 12.11 y 12.12), es prácticamente independiente de las condiciones del suelo, ya que la única influencia del perfil del suelo se refleja en efectos menores de amortiguamiento y en la relación de la resistencia de la punta a la lateral. Las condiciones del suelo, por otra parte, son de principal importancia para determinar la penetración real del pilote por golpe y están así, implícitamente contenidas en el registro del hincado del pilote. Si la penetración por golpe no es tan pequeña como la que corresponde a la capacidad requerida, las condiciones del suelo no son adecuadas para soportar al pilote tal como se está hincando. Es evidente que el pilote representado en la fig. 12.12 no estaba suficientemente embebido en la arena como para desarrollar la capacidad requerida. Un pilote de las mismas dimensiones externas, pero de mayor impedancia hubiera penetrado algo más profundo con el mismo martillo para alcanzar el mismo número de golpes por centímetro, y su diagrama de resistencia habría indicado una capacidad mayor. En realidad, el pilote se rehincó con éxito a la capacidad necesaria, después de haberlo llenado de concreto.

La influencia del endurecimiento y la relajación debe investigarse experimentalmente, comparando los resultados de los análisis de onda con las pruebas de carga en el campo (art. 12.4). También puede obtenerse información, volviendo a un pilote hincado después de varios días y determinando el aumento o la disminución de los golpes por cm, necesarios para empezar a mover el pilote con el mismo martinete y conjunto de hincado. Sin embargo, el procedimiento puede resultar engañoso, debido a que los primeros golpes de un martinete en el que la comparación debe basarse, es probable que se realicen con eficiencias en el martinete muy inferiores a la normal. Esta fuente de error puede evitarse calentando el martinete, hincando un pilote adyacente y volviendo a colocar inmediatamente el martinete sobre el pilote de prueba; la interrupción del uso del martinete debe ser tan breve como sea posible. Los pilotes que penetran sólo parcialmente a través de depósitos profundos blandos

pueden desarrollar poca resistencia dinámica. La mayor parte de su capacidad puede ser finalmente consecuencia del endurecimiento. Bajo estas circunstancias, que se estudiarán en la Parte *C*, las estimaciones de la capacidad se basan usualmente en cálculos más bien estáticos que dinámicos, completados con pruebas de carga.

12.6. Elección del tipo de pilote

La elección final del tipo de pilote para una obra la dictan las condiciones del subsuelo, las características de hincado de los pilotes, el probable comportamiento de la cimentación, y la economía. Las comparaciones económicas deben basarse en el costo de toda la cimentación y no únicamente en el costo de los pilotes. Por ejemplo, el costo de doce pilotes de madera con 18 toneladas de capacidad cada uno, puede ser menor que el de cuatro pilotes de concreto de 54 toneladas, pero el mayor tamaño del cabezal necesario para transmitir la carga de la columna a los pilotes de madera, puede aumentar el costo de la cimentación con éstos, hasta ser mayor que el de la cimentación con pilotes de concreto.

12.7 Cargas laterales y cargas hacia arriba en las cimentaciones de pilotes

Muchos tipos de estructuras apoyadas en pilotes están sujetas a cargas laterales aplicadas a una elevación considerablemente mayor que la de la base de la cimentación. Por lo tanto, la cimentación debe resistir no solamente fuerzas laterales sino también momento. Debajo de estructuras como muros de compuertas, muros de sostenimiento, y edificios ordinarios, las cargas hacia abajo en los pilotes, debidas al peso de la estructura son usualmente mayores que las cargas hácia arriba debidas al momento causado por las fuerzas laterales, y no se requiere ningún pilote para resistir la subpresión. Por otra parte, los pilotes situados del lado de sotavento de las torres altas de acero o depósitos para almacenar gas del tipo de pistón, puede considerarse que producen una reacción que contrarresta las fuerzas hacia arriba. Finalmente, puede requerirse que los pilotes resistan la subpresión debida a la flotación de tanques y estructuras semejantes, situadas abajo del nivel freático.

Cuando deben transmitirse cargas laterales sobre una estructura al subsuelo por una cimentación de pilotes, una de las principales decisiones que debe tomar el proyectista es de si deben instalarse o no, algunos pilotes inclinados. Esta decisión requiere una estimación de la capacidad de los pilotes verticales para soportar cargas horizontales. Si el suelo bajo de los cabezales de los pilotes es arena, cualquiera que sea su compacidad relativa, limo o arcilla que tenga un valor de N mayor que 5, es razonable permitir una carga horizontal en la cabeza de cada pilote hasta de 700 kg. En los suelos más compactos o firmes pueden resistirse mayores cargas, pero no debe tomarse la decisión de usar valores más altos sin hacer un estudio cuidadoso de las condiciones del subsuelo y de las necesidades estructurales. En algunas condiciones, puede haber una tendencia a que los suelos en que están embebidos los pilotes se muevan lateralmente bajo la influencia de fuerzas laterales diferentes de las que origina la superestructura. Por ejemplo, el suelo que rodea los pilotes puede estar involucrado en una falla de talud. Si tal tendencia existe, no puede contarse con que los pilotes verticales resistan el movimiento, sino que debe esperarse que se muevan juntos con el suelo que los rodea. Debe entonces atenderse a las causas de la inestabilidad lateral del suelo.

Cuando la carga horizontal por pilote excede de la que puede ser soportada unicamente por pilotes verticales, es necesario usar pilotes inclinados en combinación con los verticales. Son comunes los pilotes inclinados debajo de los muros de contención (fig. 12.1*d*), en las pilas de puentes, y en los estribos. Se usan también para proporcionar estabilidad lateral en las filas transversales de pilotes, llamadas *caballetes*, que constituyen los apoyos verticales para los puentes (fig. 12.13). Si tanto

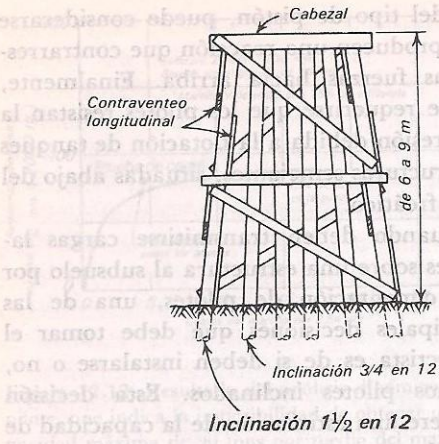


Figura 12.13. Uso de pilotes inclinados en el caballete de un puente.

los pilotes verticales como los inclinados, situados debajo de una estructura se apoyan por punta y si todos están hincados hasta el mismo estrato, se supone generalmente que la capacidad axial de cada uno de ellos es la misma. Entonces, se considera que la carga horizontal por pilote inclinado, es la componente horizontal de la carga axial. Si los pilotes son de fricción y de la misma longitud, usualmente se hace la misma suposición.

La resistencia de los pilotes a la subpresión depende de muchos factores, como el tipo, dimensiones, resistencia a la tensión de los pilotes y las condiciones del subsuelo. Es evidente que solamente la fricción lateral puede ser efectiva para resistir las cargas hacia arriba. En la Parte *C* se estudiará la resistencia a la subpresión para varias condiciones.

12.8 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 conocido como *fricción negativa*. Puede producirse un arrastre semejante por consolidación, debido al descenso del nivel freático o a otras causas. En algunos casos, las cargas producidas en los pilotes por fricción negativa se aproxima o exceden a las transmitidas por la superestructura. En la Parte *C* se tratan los métodos para valuar la fricción negativa y para reducir sus efectos.

PROBLEMAS

1. Se están estudiando dos tipos de pilotes para apoyar una carga de trabajo grande en un estrato de arena compacta que está debajo de un depósito de arcilla blanda y limo suelto de 30.5 m de espesor. Los pilote de un tipo son tubos de acero de diámetro exterior de 32.38 cm × 6.35 mm, cerrados en su extremo inferior por una placa también de acero. Los otros son de sección cuadrada de 30.5 × 30.5 cm de concreto preesforzado. Se consideran apropiados para ambos tipos, el mismo martinete y amortiguamiento. Si se hincan con la misma penetración por golpe, ¿qué pilote tendrá la mayor capacidad? ¿Cuál penetrará a mayor profundidad en la arena?

   Res. El valor de ρcA para el pilote de acero es 4.893 ton seg/cm, y para el pilote de concreto 8.054 ton seg/cm. Por lo tanto, el pilote de concreto transmitirá mayor fuerza y desarrollará mayor capacidad. Para hacerlo, penetrará a mayor profundidad.

2. Se va a hincar un pilote largo de sección HP12 × 53 hasta alcanzar una carga de trabajo de 90 toneladas con un factor de seguridad de 2. Se especifica un martinete Vulcan No. 1. ¿Puede obtenerse la capacidad necesaria sin contar con el endurecimiento?

Res. El valor de ρcA es .434 tons seg/cm. Consultando la fig. 12.9, resulta que la fuerza máxima necesaria de 181.4 tons no puede obtenerse con un martinete Vulcan que aplique menos energía que el No. 010, cualquiera que sea el amortiguamiento usado o la penetración por golpe necesaria. Sin embargo, un análisis completo por la ecuación de onda demostraría, que un pilote de 6 m puede hincarse a una ca-

pacidad de carga máxima de 180 toneladas a 5.5 golpes/cm con un martinete 06 y un amortiguador de aluminio-micarta; por otra parte, un martinete No. 1 no podría satisfacer los requisitos.

LECTURAS RECOMENDADAS

Los detalles de los diferentes tipos de pilotes pueden conocerse mediante la lectura de los folletos y catálogos que proporcionan los fabricantes o compañías especializadas, como los que vienen en las listas de revistas como *Engineering News Record* o *Civil Engineering ASCE.* De la misma manera puede obtenerse información sobre las últimas piloteadoras. Una recopilación de estos datos es el libro de R. D. Chellis, *Pile Foundations,* 2nd. Ed., New York, McGraw-Hill, 704 págs., pero en una industria comercial de tanta competencia como la de los pilotes, ningún libro puede permanecer actualizado mucho tiempo.

El artículo clásico en el que se describen los inconvenientes de las fórmulas dinámicas para el hincado de pilotes y que aconseja el desarrollo de la ecuación de onda es el de A. E. Cummings (1940), "Dynamic Pile Driving Formulas," J. Boston, Soc. Civ. Eng., 27, 6-27; reimpreso en *Contributions to Soil Mechanics* 1925-1940, Boston Soc. Civ. Eng., págs., 392-413. Una introducción a la ecuación de onda y sus consecuencias puede verse en T. J. Hirsch, L. L. Lowery, H. M. Coyle, y C. H. Samson, Jr. (1970), "Pile-Driving Analysis by One Dimensional Wave Theory: State of the Art.," *Hwy. Res. Rec., 333,* 33-54.

Los requisitos para pruebas de carga que puedan utilizarse en estudios básicos del comportamiento de la combinación pilote-suelo o para la determinación de la capacidad de pilotes muy cargados en condiciones complejas de subsuelo, las establece M. T. Davisson (1970*a*), "Static Measurements of Pile Behavior," Proc. Conf. on *Design and Installation of Pile Foundations and Cellular Structures,* Lehigh Univ., Lehigh Valley, Pa., Envo Publ. Co. págs., 159-164.

La literatura sobre los pilotes y su hincado es vasta y, en cierta forma no compensa su lectura. La mayor parte se refiere a los méritos relativos de las fórmulas de hincado; resultados de varias pruebas de carga sin datos complementarios completos; especulaciones respecto a los efectos de los grupos y descripciones de proyectos que no van acompañados de los registros de comportamiento posterior. Algunas de las mejores referencias se dan en listas en los capítulos corespondientes en la Parte C. Algunas de interés general incluyen:

B. C. Gerwick, Jr. (1970), "Current Construction Practices in the Installation of High Capacity Piling." *Hwy Res. Rec., 333,* 113-122.

J. H. Thornley (1951), "Foundation Design and Practice", New York, Columbia Univ. Press, 298 págs. Algo atrasada, pero establece el enfoque sobre la elección del tipo de cimentación y la elección de tipos, longitudes, y capacidades de los pilotes.

M. T. Davisson (1970*b*), "Design Pile Capacity," *Proc. Conf. on Design and Installation of Pile Foundations and Cellular Structures,* Lehigh Univ., Envo. Publ. Co. págs. 75-85. Breve descripción de los pasos que debe seguir el proyectista para elegir el pilote adecuado para una situación especial.

La resistencia lateral de los pilotes y métodos de análisis están resumidos por M. T. Davisson (1970*c*), "Lateral Load Capacity of Piles," *Hwy. Res. Rec., 333,* 104-112.



Daniel Moran (1864-1937)

Fue uno de los más famosos ingenieros de cimentaciones de los tiempos modernos. Formaron parte de sus responsabilidades las subestructuras de los puentes de Filadelfia-Camdem, Ambassador, Jorge Washington y la del puente de Oakland en la Bahía de San Francisco, así como muchos de los edificios más altos del distrito financiero de Nueva York. En 1894 inventó unos perfeccionamientos para las esclusas de aire que facilitaron mucho el uso del método neumático para la construcción de pilas. En 1936, inventó técnicas para controlar el hincado de grandes cajones abiertos que formaron la pila central o anclaje en el Puente de la Bahía de San Francisco a Oakland. Este elemento es de 28 X 60 m en planta, y se desplantó a una profundidad de 67 m abajo del nivel del agua. (Foto cortesía de Wm Mueser.)

LAMINA 13

CAPITULO 13

Pilas de cimentación

13.1 Definiciones

En la ingeniería de cimentaciones el término *pila* tiene dos significados diferentes. De acuerdo con uno de sus usos, una 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. Sin embargo, en contraste con una zapata, la relación de la profundidad de la cimentación al ancho de la base de las pilas es usualmente mayor que cuatro, mientras que para las zapatas, esta relación es comúnmente menor que la unidad.

De acuerdo con su segundo uso, una pila es el apoyo, generalmente de concreto o de mampostería para la superestructura de un puente. Usualmente, la pila sobresale de la superficie del terreno, y comúnmente se prolonga a través de una masa de agua hasta un nivel superior al de las aguas máximas. De acuerdo con esta definición, puede considerarse la pila en sí, como una estructura, que a su vez debe estar apoyada en una cimentación adecuada. Para evitar confusión, se usará el término de cuerpo de la pila para la parte que queda arriba de la cimentación. La base de ese cuerpo puede descansar directamente en un estrato firme, o puede estar apoyada en pilotes, o sobre varias pilas de cimentación, como se definió en el párrafo anterior. Un cuerpo de pila, situado en el extremo de un puente y sujeto al empuje de la tierra, se denomina un *estribo*.

No existe una clara diferencia entre las pilas de cimentación y los pilotes. Los tubos de acero de gran diámetro que se hincan con el extremo inferior abierto, que se limpian después y se llenan de concreto, pueden en realidad considerarse como pilas o como pilotes. Los mismos tubos pueden considerarse como ademes o como cajones o cilindros de cimentación. La terminología a este respecto difiere mucho en las diferentes localidades.

13.2. Métodos de construcción

Generalidades. Los métodos para construir pilas se dividen en dos grupos principales. En uno, se excava un agujero hasta el nivel de desplante de la cimentación y se construye la pila dentro del mismo. Usualmente, los lados de la excavación deben ademarse y apuntalarse para evitar el derrumbamiento. Estas perforaciones se dicen *ademadas o entibadas*, lo que depende de que el ademe se forme con forros metálicos cilíndricos o sea de tableros o de tablestacas. Algunas veces, se estabiliza la per-

foración por medio de un líquido espeso en vez de ademe. Si la superficie del terreno está debajo del agua, la estructura que encierra el terreno que va a ocupar la pila se llama *ataguía*. Bajo la protección de la ataguía se hace la excavación hasta el nivel deseado y se construye la pila.

El otro método para construir pilas es utilizando cajones. Los cajones son cajas o cilindros que se hincan hasta su posición y constituyen la parte exterior de la pila de cimentación terminada. Para facilitar el hincado, el borde inferior del cajón está provisto de una cuchilla. El material que está dentro del cajón se extrae por dragado a través de la abertura en su extremo superior, o excavando a mano. El extremo inferior del cajón puede construirse formando una cámara hermética y llenarse con aire comprimido para expulsar el agua de un espacio en el que los obreros puedan trabajar. Este procedimiento se conoce con el nombre de *método del aire comprimido* y permite quitar los obstáculos que quedan debajo de la cuchilla y facilita la limpieza del fondo de la excavación. Sin embargo, es un riesgo para la salud de los trabajadores y debe evitarse cuando sea posible.

Pilas construidas en perforaciones ademadas y en perforaciones cilíndricas. En otro tiempo se usaron perforaciones excavadas a mano con ademe de madera y todavía pueden usarse con ventaja, especialmente en las recimentaciones (cap. 15). El método mejor conocido se originó en Chicago en 1892 (General Wm. SooySmith, Stock Exchange). Es particularmente adecuado para arcillas sin inclusiones de agua. En el método de Chicago, se hace una perforación circular de cuando menos 1 m de diámetro, a mano, con una profundidad que varía de 0.5 a 2 m, lo que depende de la consistencia de la arcilla. Se ademan luego las paredes del agujero con tablas verticales, conocidas como *forro*. El forro se mantiene en su sitio por medio de dos anillos circulares de acero (fig. 13.1). Luego se continúa la excavación, hasta que se instalan otras tablas de forro y anillos. Cuando el agujero llega al estrato en el que se van a apoyar las cimentaciones, puede

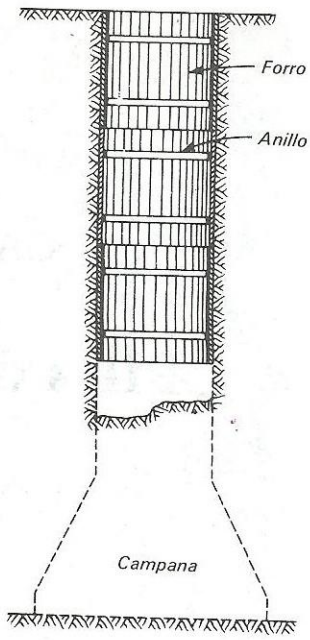


Figura 13.1. Método Chicago para hacer excavaciones para pilas.

ampliarse el fondo o *acampanarse* para aumentar el área de apoyo. Los anillos y las tablas del forro se dejan en su lugar cuando el agujero se llena de concreto.

En Kansas City desde 1890, se construyeron pilas de cimentación con profundidades mayores de 15 m y de 1.40 de diámetro que atravesaron material de relleno y arcilla hasta una caliza; se construyeron en perforaciones hechas con herramientas mecánicas y ademadas (L. Curtis, City Hall). En el siguiente medio siglo, se hicieron intentos semejantes, pero en la actualidad, la mayor parte de las pilas que pasan a través o penetran en suelos cohesivos, se excavan por medio de máquinas montadas en camiones o en orugas (fig. 13.2), equipadas con barrenas rotatorias o cangilones provistos de cuchillas. Por medio de este procedimiento se han hecho agujeros de 0.30 a 3.50 m, a profundidades que sobrepasan los 30 m. Existen varios aditamentos para ampliar los fondos de las excavaciones en suelos duros, o para perforar en la roca. Cuando las perforaciones se llenan directamente de concreto,

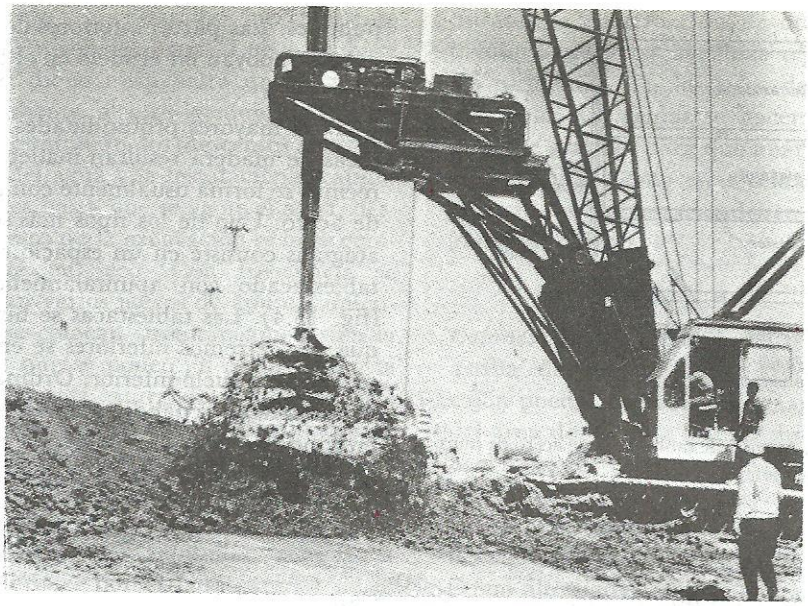


Figura 13.2. Perforadora montada en orugas sacudiendo el suelo de la barrena después de haber excavado un agujero de 1.2 m de diámetro.

se llaman *pilas coladas en el lugar sin moldes* (art. 13.3).

Si las condiciones del subsuelo son tan desfavorables que no permitan la instalación de cimientos por cualquiera de los métodos descritos en los párrafos anteriores, pueden instalarse tubos de acero de gran diámetro por un procedimiento en que se combinen los métodos de hincado de pilotes y los de excavación abierta. Los tubos se hincan con los extremos abiertos, unos cuantos metros cada vez y se limpian por medio de chorros de aire, de agua, o herramientas de cable semejantes a las que se usan en la perforación por percusión (art. 5.2). Estas perforaciones casi siempre se llevan hasta la roca. Comúnmente se continúan algo en ella por percusión o por rotación, antes de limpiar finalmente el agujero y de llenarlo con concreto. Las pilas formadas por este método son caras, pero usualmente pueden soportar cargas muy elevadas y ser instaladas en casi todas las condiciones del subsuelo. El desarrollo de las pilas de tubo de gran diámetro, ha reducido mucho los casos en que podrían haberse empleado los métodos con aire comprimido.

Ataguías. Cuando se van a construir en agua las pilas, y la profundidad de ésta no excede de 2 ó 3.0 m, pueden construirse ataguías hechas de tablestacas de madera. Las tablestacas pueden tener una de las diversas formas mostradas en la fig. 13.3. Se hincan alrededor del área en que se va a extraer el agua y se apuntalan cerca del nivel del agua por medio de largueros y

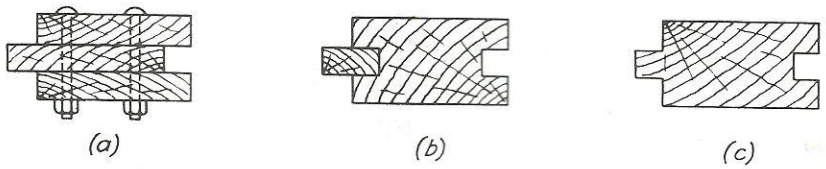


Figura 13.3. Tipos de tablestacas de madera usadas en ataguías en aguas someras. *a)* Wakefield. *b)* Machihembrada. *c)* De caja y espiga.

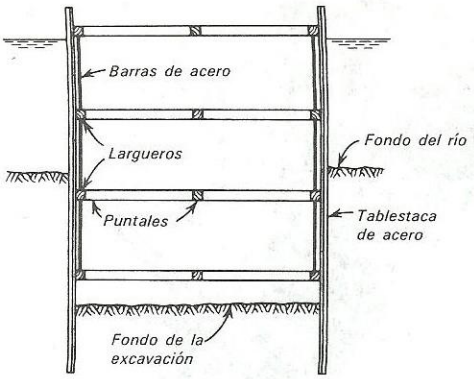


Figura 13.4. Ataguía de tablestacas de acero de muro simple, apuntalada.

puntales. Las partes inferiores de las tablestacas se apoyan en el suelo en el que se hincan.

Para mayores profundidades, las tablestacas de madera resultan inadecuadas, y el recinto se forma usualmente con tablestacas de acero. Uno de los tipos más sencillos de ataguías consiste en un espacio rodeado de tablestacado con apuntalamiento interior (fig. 13.4). Las tablestacas se hincan hasta que sus extremos inferiores se encajan y se sellan, en el suelo inferior. Ordinariamente se prolongan cuando menos a toda la profundidad que va a tener la pila. Antes de achicar el agua de la ataguía, se instala

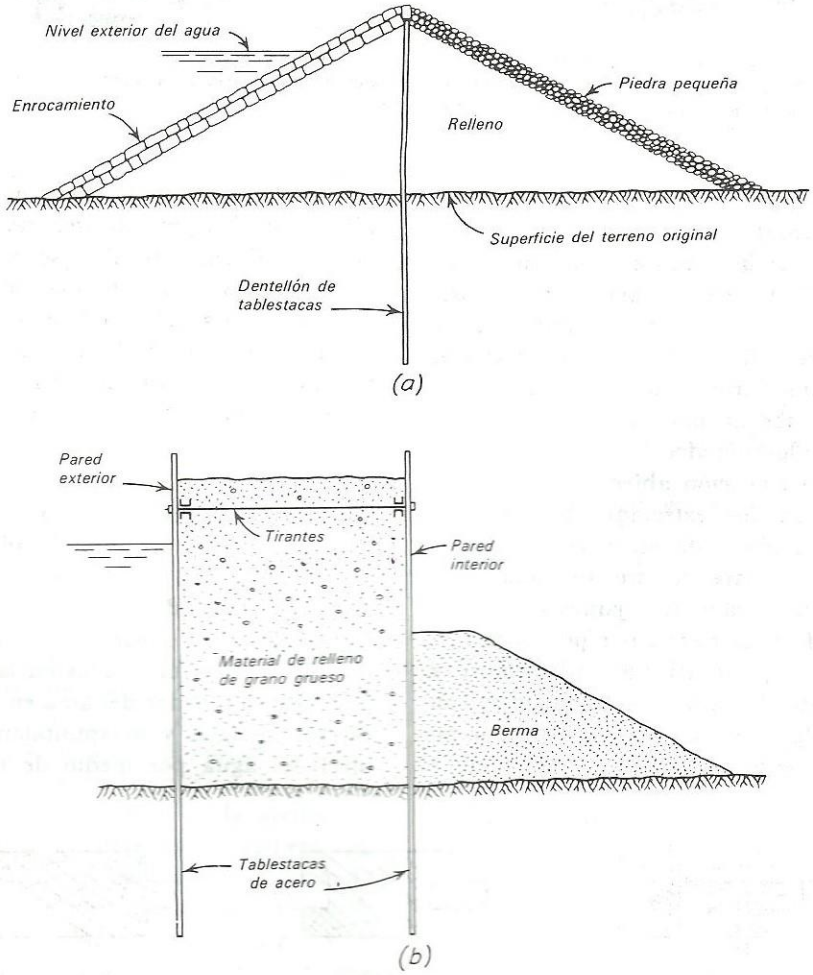


Figura 13.5. *a)* Ataguía de muro simple protegida con terraplenes. *b)* Ataguía de muro doble.

un conjunto de puntales, precisamente arriba del nivel del agua. Luego se hace descender dicho nivel hasta que llegue al correspondiente a otro conjunto de puntales. Se continúan los descensos sucesivos del nivel del agua y la instalación de apuntalamientos hasta que se agote el agua, después, el resto de la excavación se hace completamente en seco. Con frecuencia se prefabrican varios juegos de apuntalamientos, que se colocan simultáneamente en la ataguía y que se ponen en posición con la ayuda de buzos, antes de achicar la ataguía. Una de las principales dificultades de las ataguías de pared sencilla es la filtración a través de los empalmes de las tablestacas, especialmente al principio del desagüe. Frecuentemente, se acumulan cenizas, u otros materiales por el lado exterior de la ataguía para tapar las fugas. Al descender el nivel del agua, las tablestacas se inclinan hacia adentro y sus empalmes se hacen más impermeables. Si la profundidad de la ataguía llega a ser muy grande, puede resultar impracticable abatir el nivel del agua lo suficiente sin riesgo de provocar falla de fondo. Mediante dragado pueden hacerse excavaciones mucho más profundas bajo el agua. En ese caso se cuela en el fondo un tapón de concreto lo suficientemente pesado para resistir la subpresión antes de desaguar la ataguía.

Para excavaciones grandes bajo tirantes de agua de no más de 6 m, frecuentemente se hinca una sola pared de tablestacas y se apuntala con bermas de tierra (fig. 13.5*a*). Las corrientes del agua atacan fácilmente a las ataguías de este tipo y usualmente deben protegerse en sus frentes exteriores con enrocamiento. La ataguía de doble pared de tablestacas (fig. 13.5*b*) resulta adecuada para tirantes de agua mayores. Consiste en dos hileras de tablestacas conectadas por tirantes. El espacio entre las tablestacas se llena con roca o suelo.

Cuando la profundidad del agua es muy grande, se usan ataguías de tablestacas celulares. Las dos formas principales se muestran en la fig. 13.6. Cada celda se llena de roca o de grava. El tipo circular tiene la ventaja de que cada celda es independientemente estable. Por lo tanto, durante la construcción, la ataguía es casi invulnerable a las avenidas repentinas o a las tormentas. En las pilas de los puentes pequeños, las celdas se hacen lo suficientemente grandes para que abarquen toda la cimentación. Como estas celdas no pueden llenarse, las tablestacas deben apoyarse en anillos circulares.

Cajones. Si la superficie del terreno queda arriba del agua, la construcción de un cajón puede empezarse directamente arriba del área donde va a quedar situada su base. Si el nivel del terreno queda debajo del agua, la parte inferior del cajón puede construirse en cualquier otra parte, llevarse flotando a su lugar, y hundirse (fig. 13.7*a*). Como alternativa, puede hincarse un anillo de tablestacas para formar un recinto en el que se construye una isla de arena. El cajón se comienza a hincar en la arena, como si la superficie del terreno estuviera arriba del nivel del agua freática (fig. 13.7*b*).

Los cajones abiertos, usualmente se hincan por dragado. Por lo tanto, deben estar provistos de varios pozos que se prolonguen de extremo a extremo, por los cuales pueda hacerse el dragado. Los pozos deben ser lo suficientemente grandes como para permitir el fácil paso de los cucharones para excavar, pero al mismo tiempo, lo suficientemente chicos para que sus paredes tengan el peso necesario para hundirlos. En los cajones pequeños se deja un único pozo central. En los cajones grandes se usan varios. Una de las pilas para el puente sobre el Río Tajo, en Portugal, alcanza la profundidad récord de 80 m abajo del nivel del agua. Se construyó por medio de un cajón abierto para dragado que contenía 28 pozos. El peso de los cajones debe ser siempre suficiente para contrarrestar la fricción lateral contra la estructura. En algunos casos, deben añadirse cargas y usarse chiflones para obligar a bajar el cajón. Cuando éste ha llegado a su posición final, se sella el extremo inferior con concreto colado bajo el agua, con el procedimiento de trompa de elefante.

Los cajones neumáticos (fig. 13.8) se usan para profundidades entre 12 y 34 m.

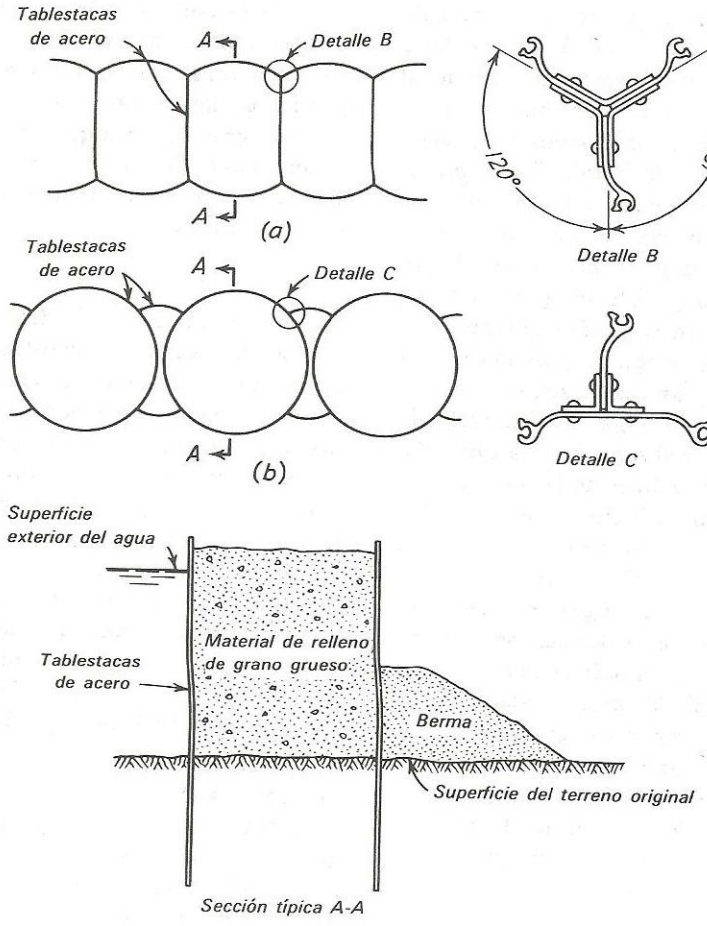


Figura 13.6. Ataguías celulares. *a)* Del tipo de diafragma. *b)* De tipo circular.

El aire comprimido impide que entren en la cámara de trabajo el lodo y el agua. La cámara de trabajo tiene usualmente una altura de 2 m, y en el techo aberturas para el paso de hombres y materiales. Las aberturas están protegidas por esclusas de aire. El uso de cajones neumáticos permite quitar los troncos enterrados, boleo grande, etc., que pueda encontrar la cuchilla. El desplante de la cimentación puede prepararse cuidadosamente y el concreto puede colarse en seco. Por otra parte, el costo de construcción es relativamente grande, en comparación con el dragado. Además, la profundidad está limitada por la presión del aire con la que los obreros puedan trabajar. Al aumentar la presión del aire, el tiempo de la jornada de trabajo debe reducirse. Se experimentan pocas molestias fisiológicas a presiones superiores a la atmosférica hasta de 2 kg/cm^2 y a esa presión pueden sostenerse las jornadas normales. A presiones tan altas como 3 kg/cm^2, la duración de las jornadas de trabajo tiene que reducirse a 1 ó 2 horas y se necesitan periodos largos para decompresión.

La fig. 13.9 muestra una pila típica para un puente de ferrocarril. La cimentación es un cajón de 29 m de altura. El cajón se hincó por dragado al aire libre hasta la elevación de la lutita laminar dura, donde se convirtió al tipo neumático. Se hincó en la lutita para obtener un buen asiento en el fondo. Este procedimiento combinó la economía del dragado a cielo abierto con la seguridad y exactitud del proceso neumático.

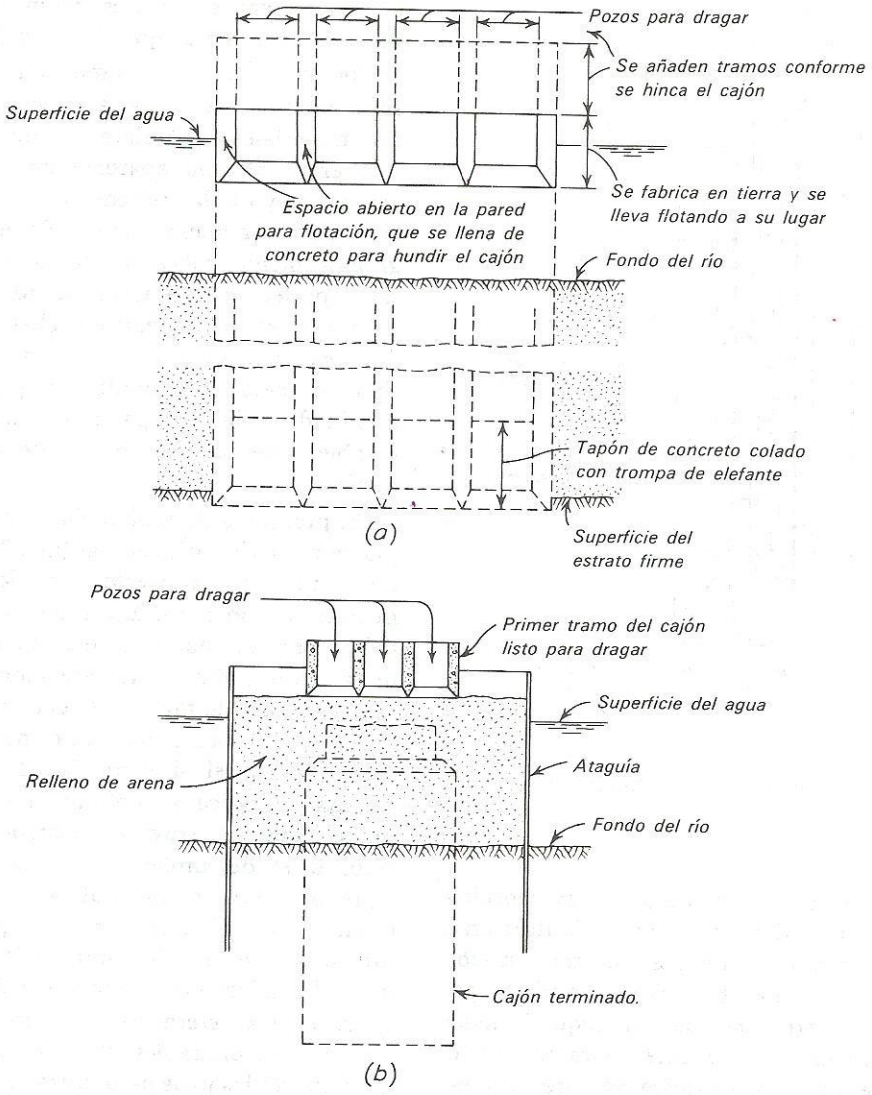


Figura 13.7. Sección transversal de cajones abiertos típicos. *a)* Del tipo flotante. *b)* Construcción en islas de arena.

13.3. Pilas coladas sin molde

Importancia de las condiciones del subsuelo. La decisión de usar pilas coladas sin moldes, en mucho mayor medida que la de usar zapatas o losas, requiere un cuidadoso estudio de las condiciones para la construcción existentes en el lugar. El comportamiento de estas pilas está determinado, cuando menos, tanto por el éxito con que se efectúen las operaciones de construcción, como por las características carga-asentamiento de los terrenos adyacentes y subyacentes. Detalles, como la presencia de cantos o boleo que interfiera con la perforación, la presencia o falta de la ligera cohesión necesaria para evitar el derrumbe de las paredes de la perforación o de la campana, o la concentración de filtraciones pequeñas en zonas permeables ocasionales pueden tener un efecto decisivo en las posibilidades de formar una pila satisfactoria y económica.

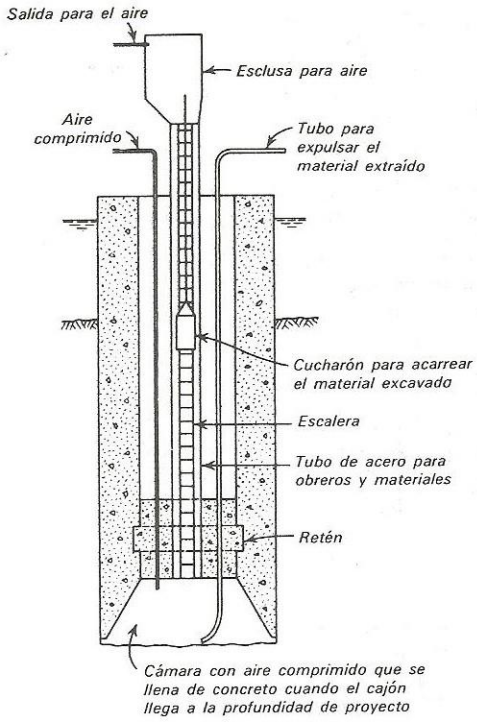


Figura 13.8. Sección de un cajón neumático típico.

El agua freática influye muy especialmente en la determinación de la dificultad y, por lo tanto, en el costo de construcción de la pila. Las filtraciones, aun en pequeñas cantidades, pueden requerir lodos de sostenimiento o ademes, para permitir el avance de la perforación sin derrumbes; puede dificultar la preparación del fondo; puede producir dificultades en el colado y daños en el concreto fresco, si se quita el ademe.

El tipo de suelo es mucho menos importante. En arcillas duras, en las arenas cementadas sobre el nivel freático, y en roca blanda, las perforaciones pueden ejecutarse rápidamente y esperarse que sus paredes se sostengan sin apoyo, hasta que se cuele el concreto. Las campanas pueden labrarse fácilmente. Sin embargo, en cualesquiera otras condiciones, deben tomarse medidas para estabilizar las paredes. Estas condiciones incluyen, en orden creciente de dificultad de construcción, suelos relativamente impermeables que contengan capas o lentes de material sin cohesión, con agua, que tienda a fluir a la perforación; arcillas y limos que puedan fluir hacia la misma, y la mayor parte de los materiales granulares húmedos con suficiente cohesión aparente para proporcionar apoyo a las paredes de la perforación, pero con acumulaciones de materiales gruesos menos cohesivos; suelos sin cohesión, perfectamente secos situados arriba del nivel freático y suelos sin cohesión abajo del nivel del agua freática. En todos los tipos de suelos, las condiciones para la estabilidad de las campanas son menos favorables que para los muros de la perforación.

El programa de exploración del subsuelo puede requerir varias etapas (art. 7.1) antes de completar el proyecto final de una cimentación con pilas. Los sondeos iniciales deben permitir hacer un estudio detallado de la estratigrafía, dando atención especial a la presencia de mantos sin cohesión o lentes de cantos, boleo, o zonas cementadas, y a la posición del nivel freático. La entrada del agua freática a cualquier nivel en un sondeo que se estuviese desarrollando en seco, o el derrumbe de las paredes del agujero, merecen especial atención. Los sondeos preliminares deben proporcionar suficiente información para poder decidir si resulta adecuada la construcción de las pilas, y para determinar su profundidad y dimensiones probables. Si se adoptan tentativamente las pilas para usarse en la obra, deberán hacerse más sondeos para definir los problemas de construcción que puedan encontrarse. Las condiciones del agua freática cerca de la base de las pilas, o en la vecindad de las campanas propuestas, deben explorarse cuidadosamente, utilizando técnicas como la de llenar con agua los agujeros cuando llegan a profundidades críticas, y observar la rapidez con que baja su nivel. Cuando menos algunos de los sondeos deben convertirse en pozos de observación. Finalmente, en trabajos grandes o potencialmente difíciles, puede convenir excavar una o más perforaciones definitivas de pila, con el equipo que se vaya a utilizar en el trabajo. La movilidad de los equipos de perforación modernos permiten utilizar

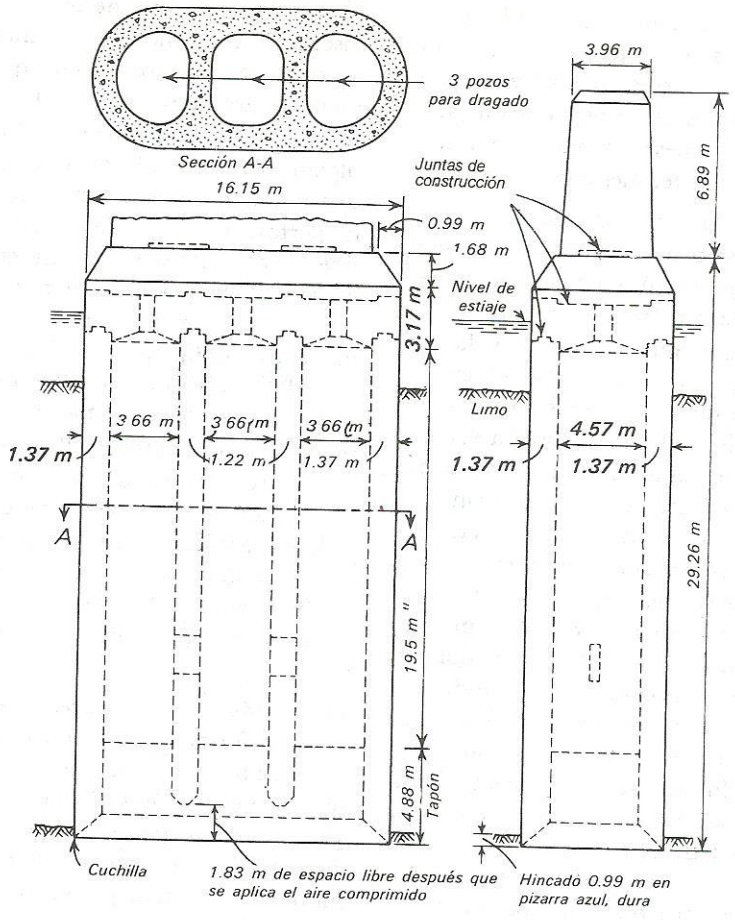


Figura 13.9. Pila para puente de ferrocarril entre Milwaukee y Rock Island en la ciudad de Kansas (cortesía de Howard, Needles, Tammen, y Bergendoff).

este procedimiento fácil y económicamente. Las perforaciones de prueba facilitan la preparación de especificaciones realistas y el dar a los postores una idea clara del trabajo que se va a ejecutar. Si aún en esta tardía etapa del proyecto, los resultados demuestran que las condiciones son desfavorables, puede cambiarse el tipo de cimentación antes de hacer los documentos finales del contrato.

Excavación. El equipo de perforación se ha descrito brevemente en el art. 13.2. Si los agujeros se mantienen abiertos y permanecen secos hasta que se ha terminado de colar el concreto, la cimentación puede construirse rápida y económicamente. De otra manera, deben tomarse medidas para mantenerlos abiertos. En algunos casos, el terreno puede convertirse, de material potencialmente inestable, en estable, desaguándolo o inyectándolo. Si, por ejemplo, la inestabilidad de las paredes se debe a zonas permeables sin cohesión, puede ser posible drenar todo el emplazamiento de la obra, haciendo descender el nivel del agua freática a uno inferior al del fondo de las perforaciones. Luego, éstas pueden excavarse en seco y el ademe puede no ser ya necesario. Si solamente hay unas cuantas de estas zonas y sus posiciones están bien definidas, algunas veces pueden estabilizarse con inyecciones (art. 9.6) antes de perforar, aunque la posibilidad de que las inyecciones resulten incompletas introduce gran incertidumbre en el procedimiento.

Con mucho, el método más usado para perforar cuerpos de pila que de otra manera serían inestables consiste en el uso de lodos semejantes al de perforación (art. 5.2). El líquido espeso impide la entrada del agua y de los materiales adyacentes.

Según sean las circunstancias, el lodo puede usarse solo o en combinación con ademe. La fig. 13.10 ilustra condiciones que se encuentran frecuentemente y representa los pasos que se siguen en la perforación en un suelo cohesivo, adecuado para hacer perforaciones en seco, excepto en una zona de suelos sin cohesión sumergido, que se derrumbaría. La perforación se hace en seco hasta la zona de derrumbes (fig. 13.10*a*). Antes de penetrar en esa zona, se llena con tierra, bentonita y agua, en tales proporciones, que se forme un líquido espeso, viscoso, que se mezcla haciendo girar la barrena, subiéndola y bajándola simultáneamente. Cuando el líquido adquiere la consistencia adecuada, se atraviesa la zona sin cohesión (fig. 13.10*b*) en la forma usual, por medio de la barrena. El lodo estabiliza las paredes del agujero, impidiendo la entrada de agua subterránea, e imparte suficiente cohesión al suelo que se perfora para permitir extraerlo con la barrena. Al ir profundizando el agujero, se añade lodo para mantener su superficie cerca del nivel del terreno. Cuando se ha pasado el manto que se derrumba, se inserta un ademe, (fig. 13.10*c*). El ademe es usualmente un solo tramo de tubo de diámetro interior ligeramente mayor que el diámetro de la barrena; se apoya en el suelo cohesivo inferior haciéndolo girar (fig. 5.4) y empujándolo simultáneamente hacia abajo. Luego se saca el lodo del agujero y se sigue perforando en seco (fig. 13.10*d*).

Con el suelo en estas condiciones, toda la perforación podría relizarse con el lodo y sin ademe. Sin embargo, como el agujero se derrumbaría si se extrae el lodo y no se inserta el ademe, el concreto necesariamente se colaría en el agujero lleno de lodo, por los métodos de colado bajo el agua que se describirán en el siguiente subtítulo. Este procedimiento se ha usado frecuentemente en Europa. En Norte América, por otra parte, después que se ha hecho la perforación estando llena de lodo, es más usual insertar un ademe con un diámetro unos cuantos centímetros menor que la perforación, para apoyarlo en el fondo y extraer el lodo. El fondo puede estar entonces completamente seco. El delgado anillo de lodo que queda entre el ademe y las paredes de la perforación, impide o reduce el movimiento del material circunvecino hacia la misma. Si la perforación termina en roca sobrepuesta por material permeable o que contenga juntas permeables cerca de su superficie, algunas veces se hinca por rotación en la roca un ademe pesado con dientes de acero endurecido llevándolo algunos decímetros dentro de la formación, hasta que se forma un cierre hermético que impida el paso del agua. La parte inferior del ademe se deja en el lugar. Si no se impiden las filtraciones, el fondo puede sellarse algunas veces con inyecciones a presión.

Formación de las campanas. No debe intentarse formar bocinas o campanas para la ampliación de la base de las pilas, a menos que el suelo sea lo suficientemente cohesivo para permitir que el techo no se desplome durante el tiempo entre la excavación, la limpieza del fondo y el colado del concreto dentro de la propia campana. Por la dificultad de satisfacer esta condición, en muchos lugares es preferible prolongar la pila recta hasta encajarla suficientemente en los materiales firmes para que pueda soportar la carga por fricción lateral.

Las campanas pueden excavarse a mano, como en el método de Chicago (fig. 13.1), pero generalmente se forman conectando un cucharón especial a la cabeza giratoria, en lugar de la barrena helicoidal. Este cucharón se ilustra en la fig. 13.10*e*. Consta de un cilindro con dos cuchillas articuladas en el extremo superior, que se cierran dentro del cilindro cuando se hace descender el cucharón por la perforación. Cuando el cucharón llega al fondo de la perforación, se sacan las hojas por unas ranuras verticales del mismo; se hace girar el cucharón y el suelo que cortan las cuchillas cae dentro de él. Después de unas cuantas revoluciones, las cuchillas se retraen y el cucharón se eleva y se vacía. El

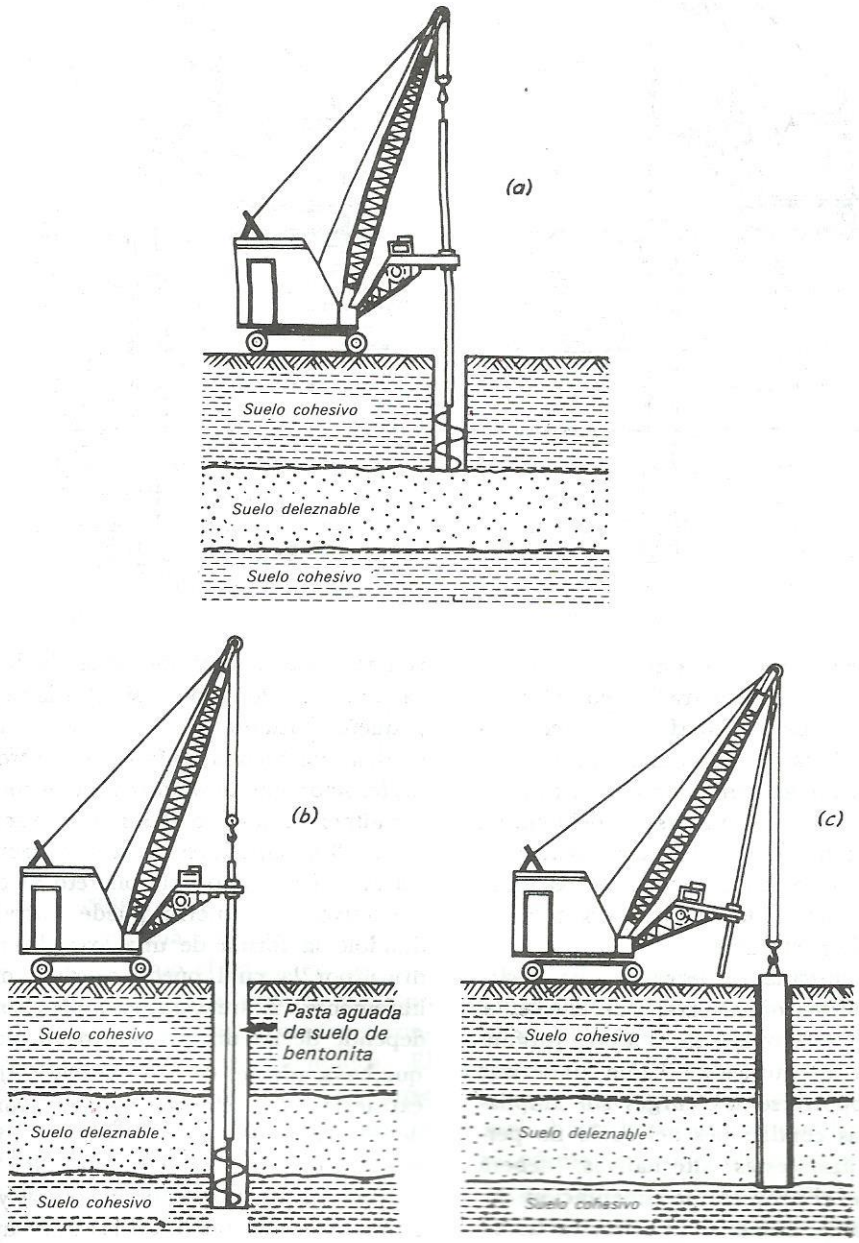
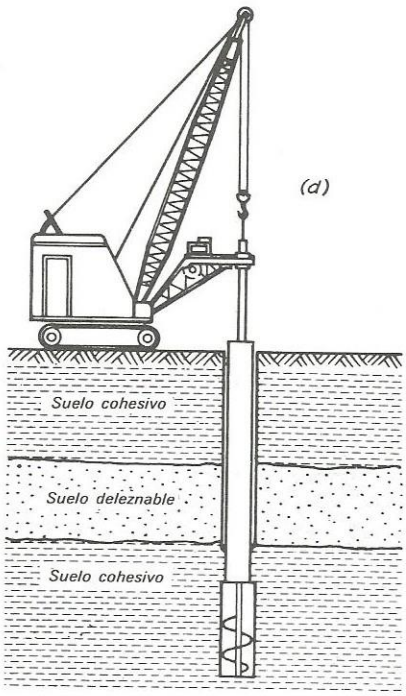
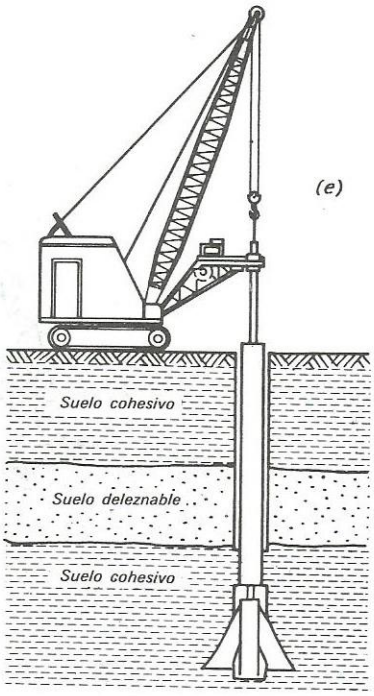


Figura 13.10. Etapas en la construcción de una pila. *a)* Excavación en seco en suelo cohesivo que no se derrumba. *b)* Perforación a través de suelo sin cohesión con la ayuda de lodos. *c)* Colocación del ademe. *d)* Perforación en seco en suelos cohesivos, tras sellar el ademe. *e)* Excavación de la campana (según O'Neill y Reese, 1970).





procedimiento se repite tantas veces como sea necesario. En comparación con el tiempo requerido para la perforación, el de la formación de la campana es bastante largo. Como la tendencia en cualquier excavación sin apoyo es licuarse o caerse con el tiempo, las condiciones del suelo para formar un agujero con campana deben ser generalmente más favorables que cuando solamente se hace la perforación.

Si la campana se derrumba, la perforación deberá profundizarse a un nivel en el que se pueda formar otra, o a otra profundidad mayor, suficiente como para que puedan soportarse las cargas sin ampliación. Si las condiciones del suelo no permiten utilizar estas alternativas, deberá modificarse el proyecto de cimentación. En algunos casos, como alternativa, se hacen dos pilas que se unen con una contratrabe para soportar la carga de la columna. Ocasionalmente, es necesario recurrir a los pilotes.

Colado. En seco, normalmente se deja caer libremente el concreto desde la superficie del terreno. Puede ocurrir una segregación perjudicial del cemento y el agregado, si el concreto cae contra los lados de la excavación; por lo tanto, si el diámetro es pequeño, usualmente se coloca un tubo vertical corto como guía en el centro de la perforación donde se introduce el concreto. Usualmente, solo se requiere vibración en los 2 ó 3 m superiores de la perforación, en los que el impacto del concreto al caer es inefectivo. El refuerzo puede introducirse dándole la forma de una armadura cilíndrica por la cual puede caer el concreto libremente. El revenimiento del concreto depende de las dimensiones de la pila, de que haya ademe, de que sea necesario o no extraerlo y del refuerzo. En la mayor parte de los casos resulta adecuado un revenimiento de 15 cm, pero pueden usarse mayores en las pilas muy reforzadas y en las de diámetro pequeño, en las que haya que extraer el ademe.

La presencia de unos centímetros de agua en el fondo de la perforación de la campana, excepto que esté localizada en un pequeño sumidero, puede reducir apreciablemente la resistencia del concreto. Algunas veces se colocan sacos de cemento en el fondo para que absorban el exceso de agua antes de colar el concreto. Más de 5

cm de agua pueden causar la segregación del concreto. El agua sube arriba del concreto y el resto del mismo debe atravesarla. Es probable que ocurra una separación casi completa del cemento y los agregados, cuando la profundidad del agua sea de 15 cm o más. Por lo tanto, si es posible deberán taparse todas las fuentes del agua que pueda entrar.

Si no puede impedirse la entrada de agua, pero si el agua no sube más de 6 mm/min, puede excavarse cerca del centro un cárcamo de pequeña sección transversal, comparada con la base, y achicarse el agua por bombeo. Con el concreto listo, se saca la bomba tan rápidamente como sea posible y se introduce en la perforación una cantidad sustancial de concreto.

Si las filtraciones son demasiado grandes para que se pueda colar en seco, puede permitirse que el nivel del agua suba libremente hasta que llegue al equilibrio, siempre que el agua no transporte una cantidad perjudicial de material suelto a la perforación. Después de que se han tapado las filtraciones, el concreto debe colarse con trompa de elefante (Tremie), cuyo extremo debe quedar inicialmente a una distancia no mayor de 30 cm del fondo de la perforación. El embudo se va subiendo conforme se va colando el concreto, pero su extremo debe permanecer siempre 30 cm dentro del mismo.

Con este sistema, el concreto puede colarse también bajo el agua, en las pilas sin ademe llenas de lodo, pero en este caso deben emplearse técnicas refinadas y contratistas especialistas experimentados. El lodo debe recircularse despacio y limpiarse de fragmentos gruesos, hasta que toda la perforación esté llena con una suspensión tixótropa que impida la acumulación de material grueso en el fondo, antes de poder introducir el concreto con el embudo.

Extracción del ademe. Como el ademe es costoso frecuentemente se saca conforme se va colando el concreto. Este procedimiento, a menos que se controle con el mayor cuidado, conduce a serios defectos en las pilas coladas. No debe intentarse si el concreto se coló con trompa de elefante.

La operación se efectúa usualmente, sacando el ademe lentamente al irse colando el concreto, debiéndose mantener todo el tiempo el extremo inferior del ademe cuando menos a 1.50 m abajo de la superficie del concreto de la pila. Se necesitará una distancia mayor, si la presión del concreto va a ser menor que la ejercida por el suelo circundante o por el fluido de perforación. De lo contrario, el material circundante invadirá el concreto fresco o reducirá el diámetro de la pila, o el concreto ya no se apoyará firmemente contra el suelo. El ademe debe mantenerse vertical durante la extracción, para evitar que se mueva el refuerzo y que se mezcle el suelo con el concreto en los lados de la pila. Después de comenzar el colado, la extracción deberá hacerse dentro de una hora, antes de que el concreto adquiera su fraguado inicial. Si ocurre un retraso mayor que este periodo, ya no deberá extraerse el ademe y la porción que no se ha extraído todavía deberá cortarse.

Intervienen muchos factores para decidir si se extrae el ademe. Si el ademe se ha instalado en un agujero perforado con la ayuda de lodo, usualmente puede sacarse con facilidad. Por otra parte, si no se ha usado lodo habrá que girar el ademe para que se suelte; la adherencia entre el ademe y el suelo puede producir retrasos, e impedir que el ademe se saque en forma regular. Entonces puede ser preferible insertar un forro delgado de acero corrugado en la perforación, colar el concreto, llenar el espacio entre el forro y el ademe con lechada o arena y finalmente sacar el ademe. Si la pila se prolonga a través del suelo hasta la roca en la que ha penetrado el ademe, es preferible dejar a este en la roca y cuando menos en la porción inferior del suelo. De acuerdo con algunos reglamentos de construcción, puede incluirse la resistencia del ademe de acero al calcular la capacidad de carga de la pila. Pudiendo entonces reducir el diámetro de la pila y la cantidad del refuerzo. Si la roca es capaz de soportar la mayor intensidad de la presión correspondiente al área de apoyo reducida, la ventaja económica de recuperar el ademe disminuye mucho.

Algunos de los defectos más importantes de las cimentaciones en estos últimos años se han debido a los intentos para recuperar ademes durante el colado, especialmente en las pilas profundas. A menos que las condiciones sean razonablemente favorables y que la supervisión y control sean los mejores, la técnica debe evitarse. El costo del ademe puede resultar insignificante en relación con el costo del daño que puede hacerse con una pila defectuosa.

Inspección. Debido a que los detalles de construcción tienen una influencia decisiva en el comportamiento de las pilas coladas sin molde, al grado que desviaciones de aparente poca importancia de la mejor técnica pueden invalidar un proyecto bien concebido, la inspección tiene un papel extraordinariamente importante, especialmente si las pilas son profundas o no pueden perforarse y colarse en seco.

Durante la excavación, el inspector debe asegurarse que los cuerpos de las pilas estén dentro de las tolerancias de verticalidad y de dimensiones, que las paredes de la perforación no se hayan derrumbado, que el fondo se haya limpiado adecuadamente, que la campana esté correctamente formada e intacta, que la naturaleza de los materiales de la base de la pila corresponda con la que se consideró en el proyecto y que el agua subterránea esté correctamente controlada.

Si se usa lodo al hacer la perforación, el inspector debe comprobar que el equipo de bombeo es adecuado, que se han instalado las coladeras adecuadas para quitar el material grueso del líquido circulante y que la consistencia inicial del lodo es la adecuada. Durante la perforación, debe comprobarse continuamente la consistencia y observar la naturaleza de los materiales que lleva el líquido.

Para inspeccionar los materiales de la campana y del fondo, es necesario que el inspector baje a la perforación. Aun en un agujero seco, esto no debe hacerse sin protección. Si la perforación no está ya ademada, usualmente se suspende un ademe de una grúa y se baja en ella. Deberá tenerse para uso del inspector el equipo adecuado y un cable adicional de seguridad.

La inspección del fondo es potencialmente peligrosa. Frecuentemente se acumulan en el fondo de las perforaciones gases explosivos o venenosos. Cualquier persona que descienda en el agujero debe exigir los medios para descubrirlos y la ventilación necesaria. Las leyes especifican las precauciones mínimas y las sanciones por no acatarlas pueden ser severas, especialmente si ocurren accidentes.

El agua bombeada de la perforación debe dejarse asentar en un depósito que permita al inspector juzgar si se están erosionando finos y en que cantidad.

El concreto se transporta usualmente en camiones con mezcladoras. Debido a la influencia de las propiedades del concreto fresco en la calidad final de la cimentación, especialmente si se va a sacar el ademe, el inspector deberá dar especial atención al revenimiento y a la comprobación de que el tiempo de mezclado no es excesivo. Deberá hacer cuando menos un cilindro de cada carga de camión. Asimismo, comprobar que el concreto cae libremente sin golpear en los lados de la excavación ni en el refuerzo. Si el concreto se cuela con embudo de trompa de elefante, deberá comprobarse que el extremo del tubo esté introducido en el concreto lo necesario.

La mayor vigilancia se requiere durante la extracción del ademe. La observación directa de la elevación de la superficie superior del concreto es difícil. Deberán idearse testigos y dispositivos de sondeo que se adapten a las condiciones del trabajo; en pilas grandes, algunas veces es posible que el inspector descienda, con la protección adecuada hasta dentro del ademe. Si sube la superficie del concreto aun momentáneamente cuando se está sacando el ademe, es casi cierto que ha penetrado en el agujero material extraño, como lodo, agua, o suelo y ha creado un defecto. La aparición de una depresión en torno a la parte superior del ademe es casi una indicación segura de la invasión de material extraño. Para completar la observación directa, se debe hacer una comparación del volumen del concreto y el volumen de la perforación.

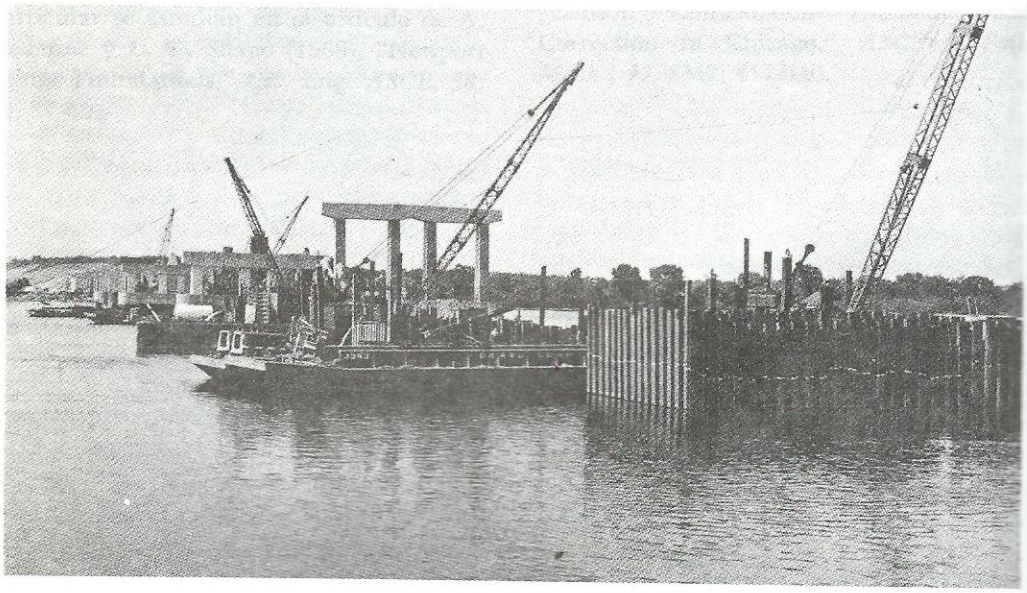
McGraw-Hill pp. 894-964. Se incluye una extensa bibliografía.

Las pilas para puentes ocupan un lugar prominente en la literatura especializada. Quizá el mejor relato sobre el hincado de un cajón con cámara de aire comprimido, escrito para público formado por personas que no son técnicas, pero completamente riguroso se encuentra en el libro de D. B. Steinman *The Builders of the Bridge* (1945), New York, Harcourt, 457 pp., cap. XVIII, "Dawn in the Caissons." El capítulo es parte de la historia de los Roeblings y estructuras tan famosas como el Puente Brooklyn.

El uso de cajones para dragado a cielo abierto, completado por las campanas de aire comprimido, usadas por primera vez en el San Francisco Bay Bridge, se describen en el libro de L. W. Riggs (1966), "Tagus River Bridge-Tower Piers," *Civ. Eng. ASCE, 36,* 2, 41-45.

Los diferentes tipos de cimentaciones considerados y adoptados para un proyecto particular se estudian en el artículo de A. Hedefine y L. G. Silano (1968), "Newport Bridge Foundations," *Civ. Eng. ASCE, 38,* 10, 37-43.

El tratado más completo sobre pilas de cimentación es *Drilled Pier Foundations,* por R. J. Woodward, W. S. Gardner, y D. M. Greer, New York, McGraw-Hill, 1973. Una excelente descripción de las técnicas ordinarias usadas en la construcción de pilas de cimentación, con un estudio sobre muchos problemas prácticos y sus consecuencias, se da en los capítulos I y II de *Behavior of Axially Loaded Drilled Shafts in Beaumont Clay,* por M. W. O'Neill y L. C. Reese, Informe de Investigación 89-8, parte la. Estado del Arte, Centro de Investigación de Caminos, La Universidad de Texas en Austin, Dic. de 1970. Especificaciones modernas que se refieren a detalles de diseño y de construcción vienen en "Suggested Design and Construction Procedures for Pier Foundations," por I. Schousboe, *ACI Journal,* Agosto de 1972, No. 8, Proc. Vol. 69 pp. 461-480. Se describen problemas típicos en arcillas blandas, especialmente del área de Chicago, en el artículo de C. N. Baker, Jr., y F. Khan (1971), "Caisson Construction Problems and Correction in Chicago," *ASCE J. Soil. Mech., 97,* SM2, 417-440.



Construcción de Pilas

Piloteadoras montadas en lanchones hincando ataguías formadas por tablestacado de sección Z y muro sencillo, dentro de las cuales se va a construir la pila de un puente. Al fondo pueden verse las pilas gemelas de dos cuerpos ya terminadas. (Fotografía cortesía del Departamento del Transporte de Illinois.)

LAMINA 14

CAPITULO 14

Pilas de subestructura, muros de contención y estribos

14.1. Fustes o cuerpos de las pilas

Las dimensiones de la parte superior del cuerpo de una pila para un puente están determinadas por consideraciones prácticas, como la magnitud de las reacciones en los apoyos, la distancia necesaria para la dilatación de la superestructura y la distancia entre armaduras o trabes. Frecuentemente, las pilas llevan en la parte superior, una corona que sobresale 15 cm de las aristas del cuerpo. Si la pila atraviesa una masa de agua, su forma debe hacerse aerodinámica abajo del nivel de las aguas máximas para evitar la formación de remolinos y la socavación.

En las grandes latitudes, el tajamar de aguas arriba puede estar provisto de una arista inclinada para levantar y romper los bloques de hielo. Por cuestión de apariencia, algunas veces se da al cuerpo de las pilas un ligero escarpio.

Las pilas llenas, (fig. 14.1*a*), se usan comúnmente en los puentes para ferrocarriles. Las dobles (figs. 14.1*b* y 14.1*c*) se adoptan para los puentes de las carreteras, aunque las del tipo *b* se usan también para ferrocarriles. Las pilas en T, (fig. 14.1*d*) son uno de los varios tipos que se usan para evitar los claros esviajados al pasar sobre vías de ferrocarril o carreteras.

La mayor parte de los puentes modernos son de concreto reforzado. Como protección contra los elementos, algunas veces se usa un recubrimiento de mampostería, especialmente cerca de la superficie del agua.

Aunque las pilas de subestructura comúnmente se consideran como parte de la misma, no son parte de la cimentación en el sentido de que su proyecto requiera considerar las propiedades de los materiales del subsuelo. Por lo tanto, ya no se considerarán más en este texto.

14.2. Muros de contención

Los muros de contención son estructuras que proporcionan soporte lateral a una masa de suelo y deben su estabilidad principalmente a su propio peso y al peso del suelo que esté situado directamente arriba de su base. Los muros de contención cons-

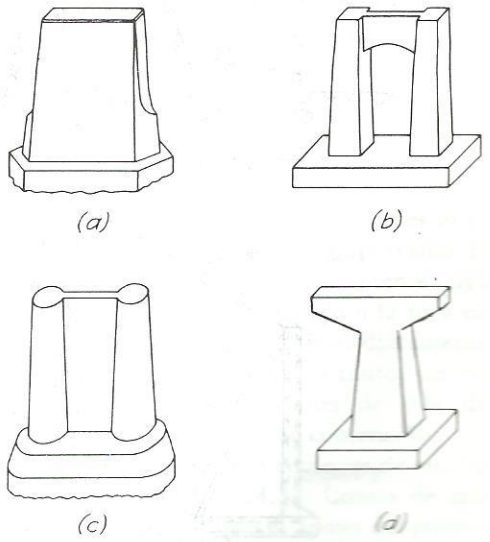


Figura 14.1. Pilas de subestructura típica para puentes de ferrocarril y de carretera. *a)* Pila llena. *b)* y *c)* De dos cuerpos. *d)* En forma de T.

tituyen partes propias de muchas cimentaciones y su proyecto es una de las funciones del ingeniero especialista en cimentaciones.

Antes de 1900, los muros se construían de mampostería de piedra. Desde esa época, el concreto con y sin refuerzo, ha sido el material dominante. Los tipos más comunes en uso son el de gravedad, el de semigravedad, el voladizo, el de contrafuertes y los muros criba.

El muro de gravedad, (fig. 14.2*a*), depende para su estabilidad completamente del peso de la mampostería o concreto y del suelo que se apoye en ellos. Sólo llevan refuerzo los muros de concreto, en los que se coloca una cantidad nominal de acero cerca de los paramentos expuestos para evitar el agrietamiento con los cambios de temperatura.

El *muro de semigravedad,* (fig. 14.2*b*), es algo más esbelto que el de gravedad y requiere refuerzo, consistente en varillas verticales colocadas a lo largo del paramento interior y otras que se continúan dentro de las zapatas. También lleva acero para temperatura cerca del paramento expuesto.

El *muro en voladizo,* (fig. 14.2*c*) es un tablero y una base formada por una losa de concreto; ambos son relativamente delgados y están completamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos.

El *muro de contrafuertes,* (fig. 14.2*d*), consiste en una delgada losa exterior, usualmente vertical, apoyada a intervalos en la cara interior, en losas verticales o contrafuertes que cortan en ángulo recto la losa exterior. Tanto la losa exterior como los contrafuertes están conectados a la losa de la base y el espacio que queda arriba de la base y entre los contrafuertes se rellena de suelo. Todas las losas están completamente reforzadas.

Los cuatro tipos anteriores se conocen como *muros monolíticos,* en contraste con los *muros de criba* (fig. 14.2*e*), que están formados por unidades estructurales individuales, unidas en el lugar formando una serie de cajas huecas, conocidas como

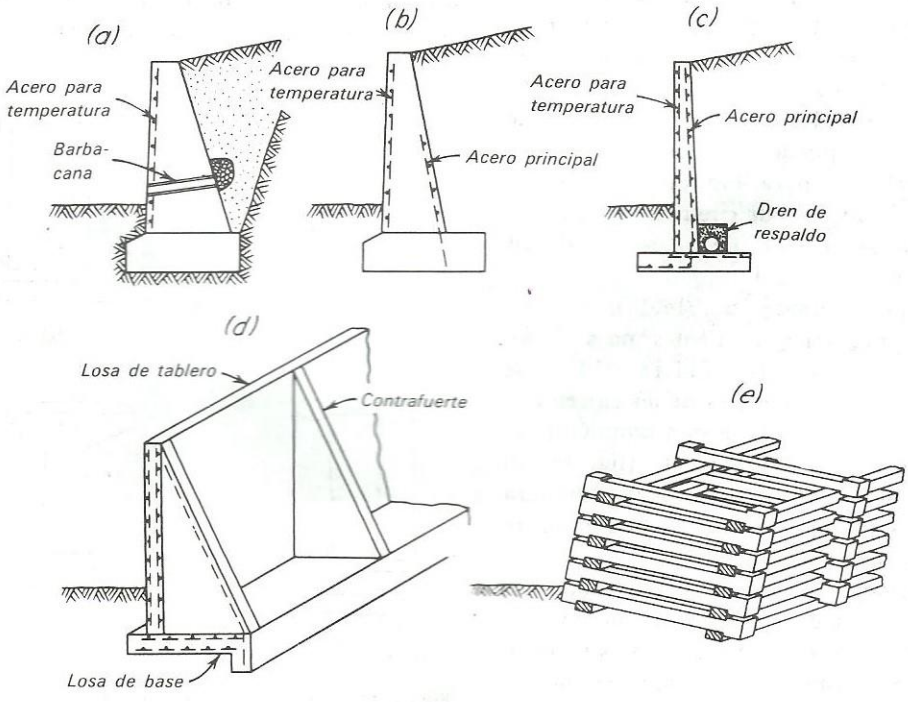


Figura 14.2. Tipos de muros de contención. *a)* Sección de gravedad. *b)* De semigravedad. *c)* En voladizo. *d)* De contrafuertes. *d)* De criba.

cribas. Estas se llenan de suelo y su estabilidad depende no solamente del peso de las unidades y su relleno, sino también de la resistencia del suelo usado para el mismo. Las unidades mismas pueden estar construidas de concreto reforzado, metal estructural, o madera.

De los tipos monolíticos, los que se construyen más comúnmente en la actualidad, son el de voladizo y el de semigravedad. Los de voladizo, generalmente tienen la ventaja del bajo costo inicial y se usan mucho en conexión con edificios y caminos. Sin embargo, debido al espesor relativamente pequeño de las secciones de concreto, son vulnerables a los efectos de la congelación y deshielo, a la expansión y a la contracción, y al deterioro del concreto. Por lo tanto, cuando lo más importante son la permanencia y los bajos costos de mantenimiento, como en las estructuras para el ferrocarril, se consideran preferibles los muros de semigravedad que son más gruesos.

Se supone que todos los muros deben soportar la presión de la tierra que contienen, pero usualmente no están proyectados para resistir la presión del agua, además de la presión de la tierra. Por lo tanto, los muros de contención bien proyectados están provistos de sistemas para drenar el agua, que de otra manera se acumularía en el relleno. Los drenes consisten comúnmente en tubos conocidos como barbacanas, (fig. 14.2*a*), tienen un diámetro de 15 ó 20 cm, se extienden a través del muro y están protegidos contra la obstrucción en el relleno por capas de grava. Los drenes deben separarse aproximadamente 3 m, tanto horizontal como verticalmente; en los muros de contrafuertes debe haber cuando menos un dren en cada uno de los espacios entre contrafuertes.

Las barbacanas no son muy eficientes para drenar los rellenos semi-permeables. A menos que las capas de grava satisfagan los *requisitos de un filtro (art. 2.5), es probable* que se obstruyan. En invierno pueden taparse las salidas con hielo. Por estas razones, se considera preferible, un *dren continuo de respaldo*, (fig. 14.2*c*), cuando las condiciones materiales del lugar permiten su uso. El dren consiste en un tubo perforado de diámetro no menor de 15 cm. El tubo, que debe estar rodeado por un filtro, usualmente termina en una zanja que debe ser accesible para su limpieza.

El material usado como relleno tiene una influencia importante en las fuerzas que actúan contra el paramento interior de un muro de contención. Se considera que las arenas limpias y las gravas son superiores a los otros suelos porque drenan fácilmente, no son susceptibles al efecto de la helada y no pierden estabilidad con el paso del tiempo. Las arenas limosas, los limos, o los suelos granulares con un pequeño porcentaje de arcilla son menos convenientes, porque no pueden drenarse fácilmente, es probable que los afecte la helada y pueden experimentar una disminución de su resistencia al esfuerzo cortante cuando aumenta su contenido de agua. Las arcillas son malas como relleno porque se drenan con dificultad, sufren con las estaciones cambios alternativos de expansión y contracción, y pueden perder gran parte de su resistencia cuando acumulan humedad. Si las grietas de contracción en un relleno de arcilla se llenan con agua de lluvia, el muro puede quedar sujeto a toda la presión hidrostática, así como también a la presión de la tierra, aunque se hayan instalado drenes. Siempre que sea posible, se considera una buena técnica insertar una cuña de material que drene con facilidad entre el muro y el relleno de arcilla, como se muestra en la fig. 14.2*a*.

14.3. Estribos

Un estribo sirve para dos funciones principales. Soporta el extremo de un tramo de puente y proporciona cuando menos algo de soporte lateral para el suelo o la roca en que descansa la calzada inmediatamente adyacente al puente. Por lo tanto, un estribo combina las funciones de pila de subestructura y de muro de contención.

Uno de los tipos más comunes de estribo se muestra en la fig. 14.3*a*. Consta de una pila central soportando el apoyo del puente y de dos aleros para retener el terraplén. Los tres elementos descansan en una sola zapata. Si los aleros están en ángulo recto con la pila, la estructura se llama estribo en U (fig. 14.3*b*). Algunas veces los aleros

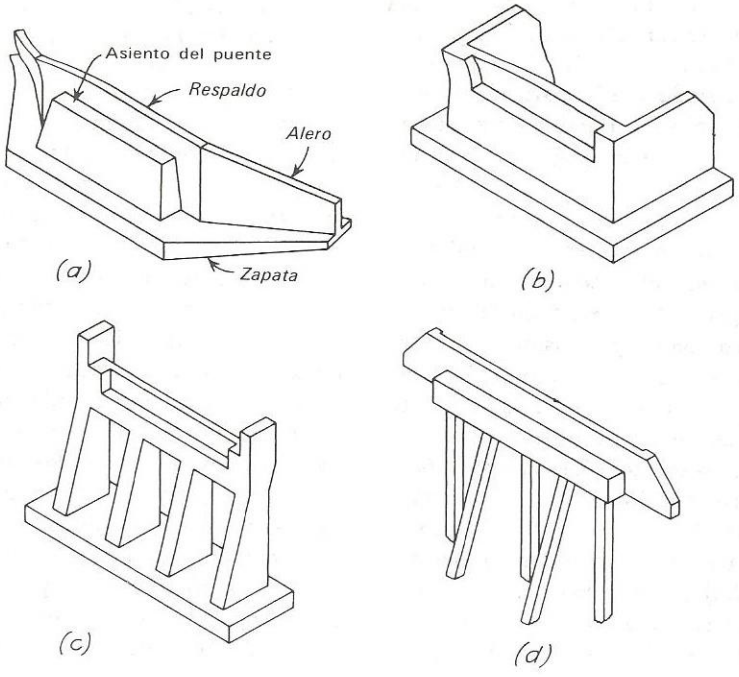


Figura 14.3. Tipos de estribos. *a)* Estribo típico de gravedad con aleros. *b)* Estribo en U. *c)* Estribo sin muro ni aleros. *d)* Estribo de caballete con aleros cortos en el cabezal.

de un estribo en U se unen entre sí para reducir su tendencia a volcarse.

El estribo sin aleros o estribo abierto (fig. 14.3*c*) también se usa mucho. Consta de dos o más columnas verticales con un cabezal que soporta los apoyos del puente. El terraplén se extiende con su talud natural desde el lecho inferior del cabezal a través de las aberturas entre las columnas. En su forma más evolucionada, un estribo sin aleros no es más que una fila de pilotes hincados a través de un terraplén soportando el apoyo del puente, (fig. 14.3*d*). El apoyo del puente está provisto usualmente de aleros pequeños para mantener las zapatas de los apoyos libres de tierra. Otra variante común es una simple pila con pequeños aleros cerca de su extremo superior. El terraplén en este caso se derrama alrededor del estribo.

LECTURAS RECOMENDADAS

Una exposición de los factores que conducen a la falla o a movimientos excesivos en los muros de contención y estribos, la reportó R. B. Peck, H. O. Ireland, y C. Y. Teng (1948), "A study of Retaining Wall Failures" *Proc. 2nd. Int. Conf. Soil Mech.*, Rotterdam, *3*, 296-299. Se hace resaltar la importancia del drenaje y del empleo de procedimientos adecuados para hacer los rellenos en una nota escrita en forma no técnica, destinada a los inspectores de campo: R. B. Peck y H. O. Ireland (1957), "Backfield Guide" *ASCE J. Struct. Div., 83*, ST4, 10 págs.



Lazarus White (1874-1953)

Constructor de cimentaciones que se hizo notar especialmente por ejecutar operaciones difíciles de apuntalamiento y recimentación. Fue uno de los primeros ingenieros en imaginar que el comportamiento del subsuelo de una cimentación bajo una carga es comparable al de un sólido elástico. De acuerdo con este concepto, introdujo el procedimiento de preesforzar el suelo situado debajo de los apoyos temporales o permanentes de las estructuras, con objeto de evitar el asentamiento durante la transferencia de carga a los nuevos apoyos. Recomendó enérgicamente el drenaje adecuado de los materiales granulares durante la excavación de cortes abajo del nivel del agua freática y durante las operaciones de construcción dentro de las ataguías. Los registros de sus observaciones sobre las dificultades de construcción son una fuente invaluable de información para todos los ingenieros. (Fotografía cortesía de Robert E. White.)

LAMINA 15

CAPITULO 15

Apuntalamiento y recimentación

15.1. Apuntalamiento

Cuando se realizan excavaciones abajo del nivel de la cimentación de estructuras adyacentes, usualmente es necesario soportarlas temporalmente. La instalación de apoyos temporales se llama *apuntalamiento*.

En uno de los métodos de apuntalamiento, se labran en las paredes de los edificios vecinos, ranuras en las que se insertan postes inclinados para soportar el peso de la parte del muro que queda arriba de los apoyos, (fig. 15.1*a*). Las bases de todos los postes deben apoyarse sobre plataformas, semejantes a las usadas en los codales (fig. 8.1). Este método es adecuado solamente para estructuras sin importancia.

Se obtiene un mejor apoyo, cortando los muros o columnas en sus bases e insertando gatos entre las cimentaciones y los muros o columnas que soportan. Al progresar la excavación y producirse asentamientos en el suelo circundante, pueden ajustarse los gatos para mantener los muros o columnas a su nivel original.

15.2. Recimentación

En algunos casos, es necesario reemplazar o reforzar la cimentación de una estructura existente. A la operación de construir nuevas cimentaciones permanentes se le llama *recimentación*. La recimentación es una técnica que practican especialistas, pero un cierto grado de conocimiento y familiarización con los métodos de recimentación y sus procedimientos, es una parte esencial del conocimiento de todo ingeniero especialista en cimentaciones. Una de las formas más sencillas de recimentación consiste en reemplazar la zapata de un muro, por otra a mayor profundidad. Los muros de mampostería o de concreto pueden soportar temporalmente huecos en su cimentación. Por lo tanto, es posible construir un foso a un lado del muro a una profundidad correspondiente a la base de la nueva cimentación, excavar debajo de

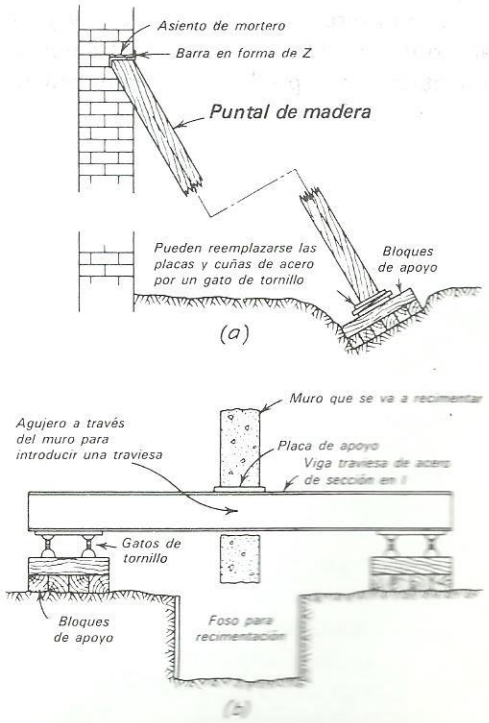


Figura 15.1. Métodos de apuntalamiento. *a*) Con ranuras en la pared. *b*) Viga atravesada.

las zapatas antiguas una longitud de 1 a 2 m, y construir un corto tramo de la nueva zapata en este espacio. Después de completar este tramo, puede hacerse otra sección adyacente.

Si el muro es incapaz de soportarse por si mismo, pueden hacerse agujeros atravesando el muro, e insertar vigas horizontales como se muestra en la fig. 15.1*b*. Estos apoyos, conocidos como *traviesas*,, descansan en ambos extremos en zapatas y gatos. Así, la traviesa es una forma de puntal. Mientras el muro está apoyado en la viga, puede construirse su nueva cimentación. De la misma manera, estas vigas pueden usarse para soportar columnas que se estén recimentando.

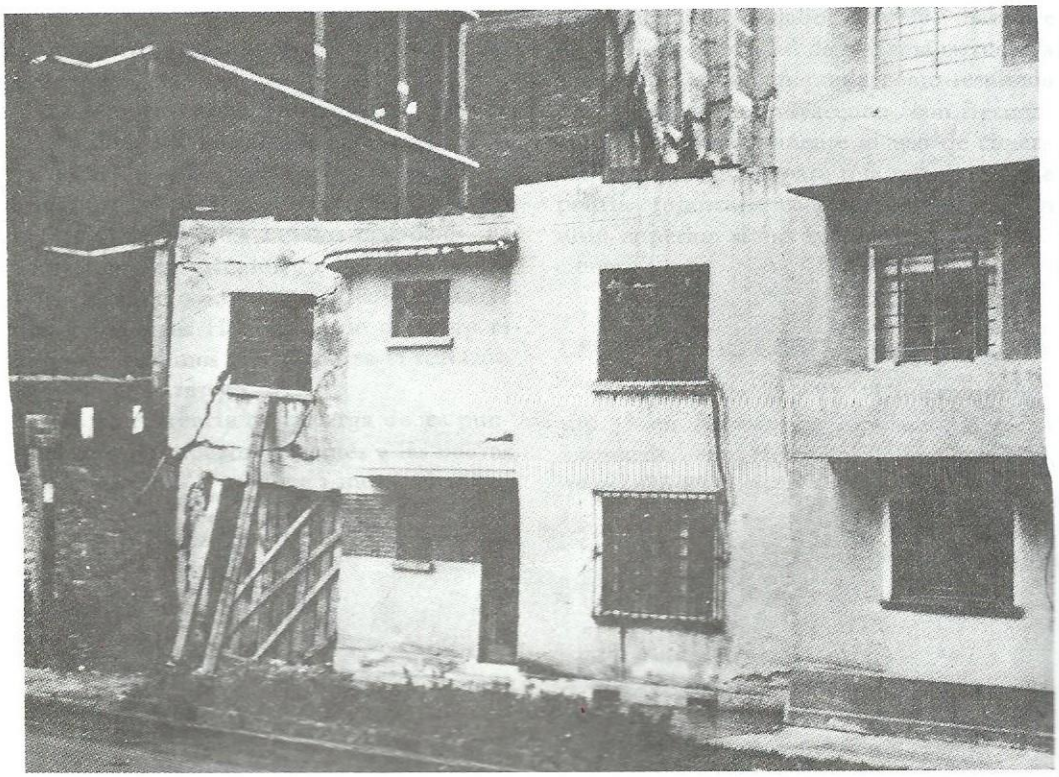
En muchos casos, las cimentaciones de las estructuras construidas han resultado inadecuadas y ha sido necesario darles un nuevo apoyo a una profundidad mucho mayor que la de las zapatas originales. El apoyo consiste usualmente en pilas excavadas a mano o en pilotes. Pueden hincarse con gatos vigas H o tubos de acero en el terreno en tramos cortos contra la reacción del peso de la zapata.

La transferencia de la carga de los puntales o de los apoyos existentes a las nuevas cimentaciones, produce inevitablemente una deformación o asentamiento en la nueva cimentación. Este asentamiento puede agrietar la estructura. Puede reducirse o eliminarse el asentamiento, preesforzando la nueva cimentación, usualmente mediante gatos colocados contra la reacción de la estructura construida. Cuando la carga está todavía en los gatos, se insertan cuñas para mantener las unidades sujetas a esfuerzo. Se quitan luego los gatos, y el espacio que ocupaban se llena con concreto.

Los métodos de recimentación son frecuentemente elaborados y bastante caros. La posibilidad de que una estructura tenga que ser recimentada como resultado de construcciones adyacentes, con frecuencia conduce inicialmente al uso de cimentaciones profundas para una estructura que podría soportarse adecuadamente a un nivel superior si no fuera a sufrir alteraciones.

LECTURAS RECOMENDADAS

E. E. White (1962), "Underpinning," cap. 9 en *Foundation Engineering,* G. A Leonards, ed. New York, McGraw-Hill, págs. 826-893.



Daños a Construcciones Vecinas

Estructura de dos pisos deformada por asentamientos diferenciales que se produjeron en arcilla muy compresible, que se consolidó parcialmente debido al peso del edificio de la derecha y parcialmente al descenso general del agua en el subsuelo. Sin embargo, no ocurrieron asentamientos diferenciales de importancia hasta que se construyó la estructura de acero de la izquierda. La cimentación piloteada de esta estructura impidió el asentamiento normal de la colindancia del edificio de dos pisos y produjo deformaciones ruinosas. Los movimientos de esta magnitud son raros, excepto en la Ciudad de México, donde se tomó la fotografía, pero han ocurrido movimientos más pequeños del mismo carácter en muchos otros lugares. (Fotografía cortesía del Profesor Leonardo Zeevaert.)

LAMINA 16

CAPITULO 16

Daños producidos por las operaciones de construcción

16.1. Asentamientos debidos a las excavaciones.

Introducción. Todo proceso de excavación está asociado a un cambio del estado de esfuerzo en el suelo. Este cambio está inevitablemente acompañado por deformaciones. Estas comúnmente toman la forma de hundimiento del área que rodea la excavación, de movimiento hacia adentro del suelo situado en los bordes y de bufamiento del suelo localizado abajo del fondo. Las estructuras apoyadas en cimentaciones que descansan sobre el material que se deforma, experimentan los movimientos correspondientes. Comúnmente se asientan y se mueven hacia la excavación.

Como no puede hacerse ninguna excavación sin alterar el estado de esfuerzo en cierto grado, puede considerarse como inevitable el que se produzcan algunos movimientos de las estructuras vecinas. Sin embargo, a los movimientos inevitables asociados a un tipo de construcción determinado, pueden añadirse otros debidos a la mala técnica de construcción. Si el apuntalamiento de los frentes de la excavación se hace descuidadamente, por ejemplo, pueden ocurrir grandes desplazamientos. La porción del movimiento asociada a las malas técnicas debe considerarse como innecesaria y por lo tanto, debe evitarse.

Métodos de construcción distintos traen consigo montos también distintos de movimiento inevitable. En algunos casos, no puede usarse un procedimiento dado, debido al daño demasiado grande que indiscutiblemente se haría a las estructuras vecinas, aun cuando la técnica fuera excelente. Por lo tanto, el ingeniero deberá estar prevenido de las consecuencias que arranca el uso de diferentes procedimientos de construcción y deberá tener el cuidado de no especificar métodos de excavación y de apuntalamiento que no puedan efectuarse sin causar daño a las propiedades adyacentes.

Para evitar este peligro, el ingeniero necesita estar familiarizado con los diferentes procedimientos de excavación y de apuntalamiento de los frentes de las excavaciones. En un trabajo dado, deberá utilizar las observaciones que sean necesarias para determinar si los movimientos son mayores que los que deben considerarse como inevitables, y para determinar la mejor forma de reducir cualesquiera movimientos que puedan evitarse.

Excavación en arena. La arena que se encuentra arriba del nivel freático comúnmente está húmeda y posee suficiente cohesión para facilitar la excavación. En los cortes grandes correctamente apuntalados, el asentamiento de la superficie del terreno colindante, usualmente no excede de 0.5 por ciento de la profundidad del corte y la influencia del asentamiento no se extiende lateralmente a una distancia mayor que dicha profundidad.

Cuando se hacen grandes cortes en arena, abajo del nivel freático, es aconsejable abatirlo antes de la construcción. Después es posible proceder a la excavación, sin que se produzcan más asentamientos que los correspondientes a la mis-

ma excavación hecha en arena húmeda. Sin embargo, el proceso de abatir el nivel freático puede por sí mismo producir asentamientos en ciertas condiciones. Esto se recalcará más adelante.

Frecuentemente, se desplantan pilas en arena situada abajo del nivel freático, hincando un cajón, dragando el material desde su interior. Si el nivel del agua dentro del cajón se abate por abajo de la subpresión actuante al nivel de las cuchillas, es posible que la arena penetre al cajón. El volumen de arena extraído puede ser varias veces el del cajón. Este procedimiento puede dar por resultado asentamientos en la vecindad de la excavación. En muchos casos esto puede evitarse manteniendo el nivel del agua dentro del cajón más alto que el del exterior. Si no resulta práctica la extracción de la arena con dragas, puede ser necesario equilibrar la presión del agua por medio de un lodo de arcilla o de aire comprimido para evitar que la arena entre.

Excavaciones en arcilla. Cuando se efectúan grandes excavaciones en arcilla blanda, el peso del suelo vecino a sus bordes actúa como sobrecarga sobre el suelo situado al nivel del fondo de las mismas y se desarrollan fuerzas laterales en el subsuelo. Si la profundidad llega a ser tan grande que se alcance la capacidad de carga del suelo correspondiente al fondo, son inevitables grandes movimientos, sin que importe el cuidado con que se hayan apuntalado los frentes del corte.

Si a poca profundidad bajo el fondo de la excavación existe un estrato firme, se reduce mucho la tendencia a la falla por falta de capacidad de carga. Los movimientos también pueden disminuirse hincando pilotes alrededor del contorno de la excavación, hasta que estén firmemente encajados en el estrato firme inferior. Estos pilotes se apuntalan conforme avanza la excavación.

Mediciones de campo han demostrado que el volumen de arcilla blanda que se mueve hacia dentro en los bordes de un corte, más el que se mueve hacia arriba en el fondo, equivale al volumen de asentamiento alrededor de la excavación. Por lo tanto, cualesquiera medidas que puedan tomarse para evitar movimientos laterales o bufamientos se reflejarán en una disminución de los asentamientos. Por ello, es aconsejable mantener apuntalamientos bien apoyados todo el tiempo, e insertar puntales tan pronto como sea posible al avanzar la excavación.

La excavación de pilas o el hincado de cajones en arcilla está asociada de la misma manera a pérdidas de suelo. El material bajo el fondo de la excavación en cualquier etapa sube hacia la misma. Si los costados permanecen sin apoyo, aun por corto tiempo, también pueden producirse movimientos laterales. Estos movimientos pueden no producir asentamientos apreciables alrededor de una sola perforación, pero el asentamiento acumulativo, debido a la excavación de muchas en un área pequeña puede ser de varios centímetros o decímetros.

Los asentamientos inevitables pueden reducirse eligiendo procedimientos de construcción que ocasionen menores pérdidas de suelo. En estos se incluyen el uso de tablestacas o de forros cilíndricos que eliminan las caras verticales expuestas. Si los movimientos son todavía demasiado grandes, la perforación puede llenarse con un líquido pesado y efectuarse la excavación por medio de un taladro mecánico o una broca rotatoria. Pueden reducirse aún más, pero con grandes gastos, usando aire comprimido. Asimismo, pueden obtenerse resultados semejantes hincando tubos gruesos de acero de gran diámetro, extrayendo el suelo por dragado, con chiflones, o por un proceso de lavado semejante al usado para hacer sondeos, o por medio de un chorro de aire comprimido.

Excavación en depósitos estratificados. En algunas localidades, depósitos de arcilla o de otros materiales impermeables están subyacidos por limos, arenas o gravas permeables. La excavación en pozos abiertos puede efectuarse sin dificultad a través de los suelos impermeables. Sin embargo, si los huecos en los materiales subyacentes están ocupados por agua o gas a presión, los materiales tenderán a romperse, penetrando en el pozo e inundarán cuando menos su parte inferior. En este proceso, los estratos

de arcilla pueden socavarse debido a la remoción de la arena subyacente. Esto puede producir asentamientos aun a distancia considerable del punto en el que se haga la excavación.

16.2. Asentamientos debidos a las vibraciones

Las vibraciones tienen relativamente poco efecto en los suelos cohesivos, pero pueden aumentar mucho la compacidad relativa de los materiales sin cohesión. La humedad contenida en muchas arenas arriba del nivel freático, proporciona suficiente cohesión para retardar o impedir la modificación de la estructura de los granos. Sin embargo, las arenas relativamente secas y las que quedan abajo del nivel de las aguas freáticas son fácilmente compactables. Cualesquiera operaciones que produzcan vibraciones en tales materiales ocasionarían asentamientos apreciables en la superficie del terreno.

Las principales fuentes de vibración en las operaciones de construcción son el hincado de pilotes y las voladuras. Como ambas operaciones se han usado con el objeto de compactar arenas sueltas, es evidente que ambas pueden producir asentamientos en conexión con las actividades de construcción.

En un caso, se hincaron 100 pilotes a una profundidad de 15 m en un depósito de arena y grava sueltas. El asentamiento de la superficie del terreno dentro del área ocupada por los pilotes fue de 15 cm y disminuyó a 3 mm a una distancia de 15 m. (Cummings, 1949). Si el hincado de pilotes es esas arenas puede dañar estructuras adyacentes, puede ser necesario recurrir a otro tipo de construcción.

16.3 Asentamientos debidos al abatimiento del agua freática

Causa del asentamiento. Siempre que se hace descender el nivel freático, el peso efectivo del material entre la posición original y final de dicho nivel, aumenta del valor correspondiente al suelo sumergido al del suelo húmedo o saturado. Esto causa el aumento correspondiente de presión efectiva en todos los niveles abajo de la posición original del nivel freático, y produce deformaciones, de acuerdo con la relación esfuerzo-deformación, para el material en cuestión. Los desalojamientos originados producen un asentamiento de la superficie del terreno que es aproximadamente proporcional al descenso del nivel freático.

Efecto del abatimiento de nivel freático en arenas. Un sólo aumento de la presión efectiva en una masa de arena no produce ordinariamente asentamientos de significación, porque aún la arena suelta es relativamente incompresible. Sólo si la arena está extremadamente suelta, de manera que su estructura pueda sufrir un colapso, existe la posibilidad de un asentamiento importante. Por otra parte, las fluctuaciones del nivel freático pueden producir por último, grandes asentamientos, debido a que la deformación de la arena aumenta perceptiblemente con cada aplicación de carga, como se indicó en la fig. 4.13. Durante las operaciones normales de construcción, el nivel freático baja usualmente sólo una o dos veces y el efecto acumulativo no es importante.

En algunos casos, han ocurrido grandes asentamientos cerca de excavaciones drenadas en arena, debido a que se ha permitido la formación de manantiales en o cerca del fondo de la excavación. El agua, al formar manantiales puede acarrear al material dentro de la excavación grano a grano, pudiéndose formar un túnel debajo de algún estrato ligeramente cohesivo. Cuando el túnel se hace suficientemente grande, puede sufrir un colapso su techo, y la superficie del terreno que queda arriba de él se asienta. El asentamiento puede tomar la forma de un sumidero, situado a considerable distancia del borde de la excavación.

Efecto del abatimiento del nivel freático en estratos de arcilla. El abatimiento del nivel freático dentro o arriba de un estrato de arcilla, aumenta en última instancia la presión intergranular igual que en la arena. Además, debido a la elevada compresibilidad de la arcilla y de varios suelos orgánicos, los asentamientos originados pueden ser demasiado grandes. Sin embargo, el

proceso de consolidación iniciado al descender el nivel freático, puede requerir considerable tiempo para que se produzca todo el asentamiento. El tiempo depende principalmente de la permeabilidad del material. El asentamiento de la turba y del limo orgánico puede ocurrir muy rápidamente, llegando a ser de varios decímetros. El asentamiento en las arcillas más impermeables puede no ser excesivo durante el relativamente corto periodo de construcción. La rapidez del asentamiento y su magnitud pueden estimarse de acuerdo con los principios estudiados en el cap. 3.

Si los mantos compresibles están sobre una capa de arena en la cual se haya hecho descender el nivel freático, los niveles piezométricos pueden disminuir hasta una distancia muy grande de la excavación. Los asentamientos correspondientes a los materiales superiores se pueden extender lejos del lugar de la construcción y ser la causa de defectos estructurales importantes. Durante la construcción de un grupo de esclusas en Holanda, haciendo descender el nivel freático 6.40 m en un suelo que consistía en 6.10 m de arcilla y turba sobre arena, se produjeron asentamientos notables hasta a 760 m. Aun a una distancia de 40 m, el asentamiento era de 61 cm. (Brinkhorst, 1936).

16.4 Desplazamientos debidos al hincado de pilotes

Cuando se hincan pilotes en materiales sueltos sin cohesión, es probable que la superficie del terreno se asiente, aun cuando el volumen de los pilotes pueda representar una fracción apreciable del volumen del subsuelo. En la mayor parte de los otros materiales, el hincado de un pilote probablemente se asocie al desalojamiento de un volumen de material igual, o algo menor que el del pilote. Cuando se hincan muchos pilotes en una cimentación, especialmente si su separación es pequeña, la superficie del terreno puede levantarse hasta varios decímetros. El levantamiento puede extenderse a distancia considerable de las fronteras del grupo de pilotes. Las estructuras situadas dentro de esta distancia se desalojan hacia arriba.

En algunos casos, especialmente si los suelos son limosos, los elevados esfuerzos que se producen en la masa del suelo debido a la introducción de los pilotes, producen una intensa y rápida consolidación, en la que el levantamiento, es seguido por asentamiento al cabo de unos cuantos días. En materiales menos permeables como las arcillas, es probable que una porción considerable del levantamiento sea permanente.

El desplazamiento asociado al hincado de los pilotes se acompaña también de movimientos laterales. Las estructuras localizadas cerca de los pilotes se desalojan. En algunos casos, el desplazamiento puede ser muy importante. Por ejemplo, puede hincarse un gran número de pilotes detrás de un malecón cercano a un río con cauce relativamente profundo. La resistencia de un malecón a moverse hacia afuera, usualmente es pequeña. La mayor parte del desalojamiento debido al hincado de los pilotes, se reflejará en movimientos laterales del malecón. La mayor parte de los desalojamientos debidos al hincado de los pilotes estará representada por movimientos laterales en el malecón. La invasión de las estructuras en los cauces de los ríos, ocasionada por esta razón, en muchos casos, llega a ser de 30 cm o más.

16.5 Importancia de las observaciones de campo para el control de las operaciones de construcción

Importancia legal de las observaciones. En el pasado frecuentemente se ignoró lo inevitable de cierta cantidad de asentamiento o bufamiento inherente a las operaciones de construcción. Los contratistas e ingenieros consideraban poco prudente admitir la influencia de sus operaciones en las estructuras vecinas. Se han escrito numerosas especificaciones en las que se estipula que las excavaciones deben efectuarse de manera que no ocurran asentamientos en los suelos vecinos. Si no se recibían quejas de los propietarios de las propiedades vecinas, generalmente se suponía que se había cumplido con estas recomendaciones. Por otra parte, si hay recla-

maciones, el tema se presta a grandes diferencias de opinión, con respecto a la magnitud del asentamiento y del daño debido a él.

Más recientemente, se ha hecho costumbre que el ingeniero responsable de una construcción, el contratista, o ambos, fijen puntos de referencia, no solamente dentro de los límites de su propiedad, sino también en estructuras pertenecientes a vecinos. Las observaciones que se hagan en estos puntos de referencia frecuentemente son suficientes para indicar la tendencia de los movimientos. En igual forma, los propietarios vecinos, comúnmente emplean ingenieros independientes para que observen los movimientos de sus estructuras. Si ocurre daño, los hechos del caso pueden determinarse fácilmente y generalmente puede llegarse a un arreglo justo sin costosos litigios.

Observaciones para mejorar la técnica. Las observaciones de los asentamientos, de los bufamientos, y de los movimientos laterales pueden servir para otro objeto vital, especialmente cuando se combinan con un registro cuidadoso de los detalles del procedimiento de construcción. Sirven como indicación de técnicas inadecuadas de excavación, apuntalamiento o hincado de pilotes. Si los asentamientos son consistentemente mayores que los que se han observado en conexión con obras semejantes, en condiciones de suelo parecidas, puede deducirse que el método de construcción no se está siguiendo en la forma más adecuada. Pueden probarse variaciones en la técnica y juzgarse sus méritos sobre la base de los cambios en las tendencias de los asentamientos. Adoptando las técnicas que conduzcan a reducciones en el asentamiento y desechando las que conduzcan a aumentos, puede reducirse el asentamiento a la mínima expresión compatible con el método de construcción.

En muchos casos, las medidas de las deflexiones de los miembros de un sistema de apuntalamiento, o la medida de las cargas en estos miembros, ha permitido hacer sustanciales reducciones en el costo de la construcción, y al mismo tiempo, reducir los asentamientos correspondientes. Por lo tanto, las observaciones sistemáticas de este tipo resultan casi siempre económicas. Tienen la ventaja adicional, que condiciones imprevistas que pudieran producir un desastre, con seguridad están precedidas por aumentos aparentemente inmotivados en las deflexiones o en la presión. Con un sistema de alarma adecuado, puede investigarse la causa de los aumentos y tomarse los remedios adecuados antes de que surjan las dificultades.

16.6. Influencia de los métodos constructivos en el proyecto

En los siguientes capítulos, se establecerán métodos para determinar la bondad de las diferentes clases de cimentaciones. En general, se considerará que una cimentación es satisfactoria, si no transmite presiones al subsuelo que exceden la carga de seguridad o que produzcan asentamientos excesivos. Sin embargo, algunos tipos de cimetaciones, que pudieran ser completamente aceptables desde estos dos puntos de vista, también pueden ser extremadamente difíciles o imposibles de ejecutar. Más aún, algunas instalaciones pueden originar asentamientos excesivos en las propiedades vecinas. Por lo tanto, la practicabilidad para construir cada tipo de cimentación en que pudiera pensarse es una cuestión importante. En muchos casos, es un factor decisivo para la elección final.

La elección del tipo de cimentación para una estructura dada puede ser influida también por la posibilidad de daño, debido a operaciones de construcción, realizadas en predios adyacentes en fecha posterior. Por ejemplo, una cimentación satisfactoria para un determinado edificio puede consistir en pilas que atraviesen arcilla blanda hasta un estrato de arcilla muy dura que descanse en arena compacta saturada, que a su vez está sobre a un manto de roca. Sin embargo, si se construye un nuevo edificio en la propiedad adyacente y se cimienta sobre pilas que se prolongan a través de la arcilla dura y la arena saturada hasta el manto de roca, existen muchas probabilidades de que la arena fluya entrando en la excavación para las nuevas pilas, y que el soporte para el estrato de arcilla dura debajo del primer edificio se pierda. Ante

esta posibilidad, puede ser preferible apoyar el primer edificio en pilas que se prolonguen hasta la roca, aún a costa de mayor gasto. Por lo tanto, la posibilidad de daño debida a la futura construcción en la vecindad, puede ser un factor importante en la elección final del tipo de cimentación.

LECTURAS RECOMENDADAS

Ejemplos de varias causas de daños debidas a las operaciones de construcción y trastornos semejantes están contenidos en los siguientes artículos.

D. J. D'Appolonia (1971), "Effects of Foundation Construction on Nearby Structures," *Proc. 4th Panam. Conf. Soil Mech.*, Puerto Rico, 1, 189-236. Informe sobre el estado del arte.

R. B. Peck (1969*b*), "Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground," *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech.*, México. Volumen sobre el Estado del arte. pp. 225-290. Movimientos asociados a cortes apuntalados y túneles.

J. Feld (1968), "Construction Failure." New York, Wiley, 399 pp., los caps. 2 y 3 tratan de cimentaciones y obras subterráneas.

M. G. Lockwood (1954), "Ground Subsides in Houston Area," *Civ. Eng. ASCE, 24,* 6, 48-50. Efecto de abatir el nivel freático.

R. E. Gray y J. F. Meyers (1970), "Mine Subsidence and Support Methods in Pittsburgh Area," *ASCE J. Soil Mech., 96,* SM4. 1267-1287.

D.D. Barkan (1962), "Dynamics of Bases and Foundations" (traducido del ruso por L. Drashevska; traducción editada por G. P. Tschebotarioff), New York, McGraw-Hill, Chap. IX, "Effect on Structures of Waves from Industrial Sources," pp. 407 - 424. Tratado general con breves relatos de casos.

PARTE C

Selección del tipo de cimentación y bases para el proyecto

Como todas las estructuras están soportadas por cimentaciones y, finalmente por suelo o roca, el éxito de un proyecto estructural, depende en gran parte del ingeniero especialista en cimentaciones. Sin embargo, la planificación general, el proyecto y la construcción de la mayor parte de las obras requiere los esfuerzos combinados de varias disciplinas. De esta manera, el especialista en cimentaciones forma parte de un equipo de proyecto; encuentra que los tipos de cimentación y los métodos de construcción pueden ser transacciones que resultan de muchos requisitos, además de las condiciones del subsuelo.

En determinados trabajos, como en la construcción de muelles, presas y bordos, puede decirse que el ingeniero de cimentaciónes es el profesional principal. En otras obras, como la mayor parte de los edificios, es natural que el ingeniero estructural o el arquitecto sean los líderes del equipo y asuman muchas, si no todas, las responsabilidades del ingeniero especialista en cimentaciones. Sin embargo, la complejidad de las condiciones de la cimentación, no está necesariamente relacionada al tamaño de la obra. Por lo tanto, puede suceder que la demanda de pericia en la ingeniería de cimentaciones sea mayor en obras pequeñas que en otras más grandes.

Independientemente de cuál sea la jerarquía de las responsabilidades profesionales y de cuál pueda ser el tipo y tamaño de la obra, los procedimientos ingenieriles son los mismos para elegir el tipo más adecuado de cimentación para ciertas condiciones de suelos, para elegir valores convenientes de la presión admisible en el suelo o para seleccionar las cargas admisibles por pilote. La parte C trata de estos procedimientos.



General Wm. Sooysmith (1830-1916)

Eminente ingeniero norteamericano de cimentaciones durante la época de la expansión de los ferrocarriles hacia el Oeste y del desarrollo de los rascacielos. Empleó una gran variedad de cimentaciones, según las condiciones de sus obras. Fue el primero en usar los cajones neumáticos en los E.E.U.U. (Wagoshance Lighthouse, Straits of Mackinac, 1867); fue el inspirador de la transición de las cimentaciones de poca profundidad a los pilotes largos en Chicago y desarrolló el "Método Chicago" para construir pilas; dirigió también una de las primeras pruebas en un grupo de pilotes (Biblioteca Pública de Chicago, 1893. Un grupo de cuatro pilotes). (Fotografía cortesía de la Sociedad de Historia de Chicago.)

LAMINA 17

CAPITULO 17

Factores que determinan el tipo de cimentación

17.1. Etapas de la selección del tipo de cimentación

El tipo de cimentación más adecuado para una estructura dada, depende de varios factores, como su función, las cargas que debe soportar, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la superestructura. Puede ser que sea necesario hacer otras consideraciones, pero las anteriores son las principales.

Debido a las relaciones existentes entre estos varios factores, usualmente pueden obtenerse varias soluciones aceptables para cada problema de cimentación. Cuando diferentes ingenieros con su gran experiencia se ven ante una situación dada, pueden llegar a conclusiones algo diferentes. Por lo tanto, el criterio juega un papel muy importante en la ingeniería de cimentaciones. Es de dudar que alguna vez pueda elaborarse un procedimiento estrictamente científico para el proyecto de cimentaciones, aunque los progresos científicos hayan contribuido mucho al perfeccionamiento de la técnica.

Cuando un ingeniero experimentado comienza a estudiar una obra nueva, casi instintivamente desecha los tipos más inadecuados de cimentación y se concentra en los más prometedores. Cuando su elección se ha reducido a unas cuantas alternativas que se adaptan bien a las condiciones del subsuelo y a la función de la estructura, estudia la economía relativa de estas selecciones, antes de tomar la decisión final.

Los ingenieros con menos experiencia pueden seguir un procedimiento semejante, sin peligro de cometer errores serios, si aprovechan los resultados de los estudios científicos y el trabajo experimental de otros. Sin embargo, para que sea útil esta información debe estar organizada lógicamente. En la parte C de este libro, se hace una relación de la experiencia con varios tipos de cimentaciones y condiciones del subsuelo, presentada de manera que el lector pueda familiarizarse con los procesos mentales usados por hombres que han tenido éxito en la práctica. Haciéndolo así, el lector puede usar técnicas semejantes y esperar llegar a soluciones razonables, excepto para los problemas de cimentación más complejos.

Al elegir el tipo de cimentación, el ingeniero debe dar los siguientes 5 pasos sucesivos:

1. Obtener cuando menos, información aproximada con respecto a la naturaleza de la superestructura y de las cargas que se van a transmitir a las cimentaciones.
2. Determinar las condiciones del subsuelo en forma general.
3. Considerar brevemente cada uno de los tipos acostumbrados de cimentación, para juzgar si pueden construirse en las condiciones prevalecientes; si serían capaces, de soportar las cargas necesarias, y si pudieran experimentar asentamientos perjudiciales. En esa etapa preliminar se

eliminan los tipos evidentemente inadecuados.

4. Hacer estudios más detallados y aún anteproyectos de las alternativas más prometedoras. Para hacer estos estudios puede ser necesario tener información adicional con respecto a las cargas y condiciones del subsuelo, y generalmente, deberán extenderse lo suficiente para determinar el tamaño aproximado de las zapatas o pilas, o la longitud aproximada y número de pilotes necesarios. También puede ser necesario hacer estimaciones más refinadas de los asentamientos, para predecir el comportamiento de la estructura.
5. Preparar una estimación del costo de cada alternativa viable de cimentación, y elegir el tipo que represente la transacción más aceptable entre el funcionamiento y el costo.

En los pasos 3 y 4, se requiere el conocimiento del comportamiento probable de cada tipo de cimentación para cada tipo de condición del subsuelo. La presentación de esta información es el objeto principal de la Parte C.

17.2. Capacidad de carga y asentamiento

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 puede 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*. En realidad, los dos tipos de mal comportamiento frecuentemente están tan íntimamente relacionados, que la distinción entre ellos es completamente arbitraria. Por ejemplo, una zapata en arena suelta se asienta más y más, fuera de proporción con el incremento de carga, incluso hasta el punto en que para incrementos muy pequeños se producen asentamientos intolerables; sin embargo, no se produce un hundimiento catastrófico de la zapata en el terreno. En otros casos, la distinción es clara; una zapata colocada sobre arcilla firme que tiene un subestrato de arcilla blanda, puede estar completamente a salvo contra falla en el terreno, pero el asentamiento debido a la consolidación de la arcilla blanda puede ser excesivo. En muchos problemas prácticos pueden investigarse los dos tipos de mal comportamiento separadamente, como si fueran causas independientes. Esta separación simplifica mucho el enfoque del ingeniero.

En cada uno de los capítulos siguientes, se considera una de las principales clases de depósitos naturales. En cada clase se hace una lista de los diferentes tipos de cimentaciones, y se describen métodos para determinar la carga que puede transmitirse con seguridad al suelo por la cimentación sin que se produzcan asentamientos excesivos. Finalmente, se da para cada clase de depósito natural, un resumen de las dificultades de construcción que puedan tener alguna influencia en la funcionalidad de cada tipo de cimentación.

17.3. Cargas de proyecto

La selección de las cargas en las que debe basarse el proyecto de una cimentación, influye no solamente en la economía, sino también, algunas veces, hasta en el tipo de cimentación. Además, las mismas condiciones del suelo tienen influencia en las cargas que deberían haberse considerado.

Cada unidad de cimentación debe ser capaz de soportar, con un margen de seguridad razonable, la carga máxima a la que vaya a quedar sujeta, aun cuando esta carga pueda actuar sólo brevemente o una

vez en la vida de la estructura. Si una sobrecarga o una mala interpretación de las condiciones del suelo hubieran de tener como consecuencia, simplemente un aumento excesivo de los asentamientos, pero no una falla catastrófica, pudiera justificarse un factor de seguridad más pequeño, que si dicha falla pudiera producirse.

Frecuentemente se especifican en los reglamentos de construcción las cargas máximas, las presiones correspondientes en el suelo y las cargas en los pilotes; estos requisitos son restricciones legales al proyecto que deben satisfacerse. Sin embargo, como no pueden considerarse todas las eventualidades, el ingeniero de cimentaciones debe asegurarse por sí mismo que son seguras, aunque satisfagan el reglamento. Además, las cargas que se requieren para las investigaciones de seguridad o para satisfacer los requisitos legales pueden no ser adecuadas para asegurar el funcionamiento más satisfactorio de la estructura con respecto al asentamiento.

Por ejemplo, como las arenas se deforman rápidamente bajo el cambio de esfuerzo, los asentamientos de las zapatas en la arena acusan la carga real máxima a la que están sujetas. Puede ser que la carga viva real nunca se aproxime al valor prescrito en el reglamento de construcción, mientras que las cargas muertas reales y las calculadas, deben ser prácticamente iguales. Por lo tanto, una columna que en el reglamento de construcción tenga una relación grande de la carga viva a la muerta, probablemente se asiente menos que una que la tenga pequeña. Así, para determinar las dimenciones de las zapatas que se apoyan en arena de modo que sufran igual asentamiento, el ingeniero debe usar la estimación más realista posible de las cargas vivas máximas, en vez de unas infladas arbitrariamente.

Por otra parte, el asentamiento de una estructura apoyada en zapatas sobre una arcilla saturada, virtualmente no es afectado por una corta aplicacion de una carga relativamente grande a una o más zapatas, siempre que no se llegue a una falla por capacidad de carga. Debido a lo lento de la respuesta de la arcilla a las cargas aplicadas, el asentamiento debe estimarse sobre la base de la carga muerta, más la mejor estimación posible de la carga viva permanente, en vez de tomar en cuenta la carga viva máxima.

En los capítulos siguientes se sugieren para las diferentes condiciones, las cargas y factores de seguridad adecuados. Sin embargo, en cada proyecto será necesario hacer una cuidadosa valoración de las condiciones peculiares del terreno y estructura de que se trate. Como regla general, debe aplicarse un factor de seguridad de 3 con las cargas especificadas en los reglamentos de construcción, si el subsuelo no es de tipo anormal y si sus propiedades se han investigado en forma correcta. El factor de seguridad, ordinariamente no debe ser menor de 2, aunque se conozcan las cargas máximas con un grado de precisión elevado y se conozcan excepcionalmente bien las condiciones del suelo.

El asentamiento permisible depende del tipo de estructura y de su función. La carga transmitida al suelo en la base de una pila de puente puede deberse en su mayor parte, al peso muerto de la pila y el asentamiento correspondiente puede ser de varios centímetros. Si el asentamiento ocurre durante la construcción de la pila, no tiene importancia práctica. Si se produce durante un largo tiempo, puede no tener consecuencias, siempre que la superestructura sea de armaduras sencillas o vigas en voladizo; pero las consecuencias pueden ser serias, si la superestructura es una trabe o armadura continua. Pocos edificios de concreto pueden soportar un asentamiento diferencial entre columnas adyacentes de más de 2 cm, sin mostrar algunos signos de daño. Una estructura de acero puede soportar algo más y una mampostería de ladrillo puede soportar tres o cuatro veces esta cantidad sin daño serio. El asentamiento irregular o errático es más peligroso para una estructura de cualquier tipo, que el uniformemente distribuido.

Ya que en el costo de una cimentación influye mucho la magnitud de los asentamientos diferenciales que se consideran tolerables, el ingeniero no debe subestimar el asentamiento que su estructura puede soportar.

Las consideraciones anteriores se refieren a las cargas que influyen en el comportamiento del suelo o roca en que se apoya la cimentación. Además, el proyecto estructural de los elementos de las cimentaciones de concreto reforzado, como zapatas, cabezales para pilotes, o losas como actualmente se hacen, utilizando diseño plástico, requieren que se asignen factores de carga que consideren la naturaleza de la misma y la probabilidad de su ocurrencia. Este aspecto de la evaluación de las cargas de proyecto se estudia en la Parte D.

LECTURAS RECOMENDADAS

La exposición clásica con respecto a la influencia de la mecánica de suelos en la ingeniería de cimentaciones, es el discurso que como Presidente del Primer Congreso Internacional de Mecánica de Suelos, pronunció K. Terzaghi en la Universidad de Harvard en junio de 1936. Es útil que todos los ingenieros de cimentaciones lo lean varias veces. Se encuentra en el Vol. III de la Memoria del Congreso y se reimprimió en las páginas 62-67 del volumen *From Theory to Practice in Soil Mechanics-Selections from the Writings of Karl Terzaghi*", New York, Wiley 1960. Otros tres escritos de Terzaghi dan a los ingenieros de cimentaciones la perspectiva del inspirador de la Mecánica de Suelos:

"The Influence of Modern Soil Studies on the Design and Construction of Foundations." *Building Research Congress,* London, 1951, Div. 1, Part III, págs. 139-145. Además reimpreso en *From Theory to Practice in Soil Mechanics,* págs. 68-74.

"Origin and Functions of Soil Mechanics", *Trans. ASCE,* Vol CT (1953), págs. 666-696. (Es un artículo más general que trata de todos los aspectos de la mecánica de suelos aplicada.)

"Discurso en la Sesión Inaugural del Cuarto Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones", *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech.,* Londres, 1957, *3,* 55-58. También reimpreso en *From Theory to Practice in Soil Mechanics,* págs. 75-78.

Los siguientes artículos se refieren a los efectos de los asentamientos en las estructuras y criterios para los asentamientos admisibles. El artículo de Feld resume la experiencia mundial y contiene una extensa bibliografía.

J. Feld (1965), "Tolerance of Structures to Settlement", *ASCE J. Soil Mech., 91,* SM3, 63-67.

J. R. Salley y R. B. Peck (1969), "Tolerable Settlements of Steam Turbine-Generators", *ASCE J. Power Div., 95,* PO2, 227-252.

A. W. Skempton y D. H. MacDonald (1956), "The Allowable Settlement of Buildings", *Proc. Inst. Civ. Eng., 5,* 3, Pt. 3, 727-784.

Estudios sobre los factores de seguridad en relación con el proyecto de cimentaciones se presentan en:

G. G. Meyerhof (1970), "Safety Factors in Soil Mechanics," *Canadian Geot. Jour., 7,* 4, 349-355. El artículo contiene una bibliografía útil.

G. F. Sowers (1969), "The Safety Factor in Excavations and Foundations," *Hwy. Res. Rec., 269,* 23-34.



Laurits Bjerrum (1918-1973)

Director del Instituto Geotécnico Noruego desde que se fundó en 1951. Bajo su dirección, el Instituto dedicó sus esfuerzos principalmente a los problemas en que intervenían las arcillas blandas y sensibles de Noruega, pero los conocimientos obtenidos de estos estudios, que fueron desde investigaciones de los aspectos más fundamentales del comportamiento del suelo, hasta las observaciones de campo más elaboradas, han ejercido una notable influencia en la ingeniería geotécnica en todo el mundo.

LAMINA 18

CAPITULO 18

Cimentaciones de arcillas y en limo plástico

18.1 Características importantes de los depósitos de arcilla y los de limo plástico

Las arcillas pueden encontrarse en estados que varían de los correspondientes a las blandas normalmente consolidadas, a las duras preconsolidadas. En los arts. 3.2 y 4.8 se han descrito sus características de consolidación y resistencia. Las arcillas preconsolidadas tienen frecuentemente defectos estructurales secundarios, como grietas y planos de resbalamiento, que influyen en su resistencia y compresibilidad, por lo que pueden requerir una investigación especial antes de proyectar.

La plasticidad de los limos puede deberse a un alto porcentaje de partículas en forma de lámina o a materia orgánica. Los mantos profundos de limo, que contienen frecuentemente más o menos materia orgánica, se encuentran en formaciones que son o fueron playas de océanos y lagos o lechos de ríos. Cuando estos depósitos se encuentran abajo del nivel del agua freática y nunca han estado expuestos a secado, es probable que sean tan blandos y compresibles como las arcillas normalmente consolidadas cerca del límite líquido. Por lo tanto, los limos plásticos tienen muchas de las características de las arcillas blandas y medias, y el proyecto de las cimentaciones en limo plástico se basa en consideraciones semejantes a las que gobiernan las estructuras en arcilla. Por esta razón, en este capítulo, la arcilla y el limo plástico se consideran cono sinónimos.

En varias circunstancias pueden usarse zapatas, losas, pilas, y pilotes para soportar estructuras en depósitos de arcilla y limo plástico. Para cada tipo de cimentación, se requieren investigaciones independientes para determinar el factor de seguridad contra una falla por capacidad de carga y la magnitud probable del asentamiento.

La capacidad de carga depende principalmente de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante. Cuando se aplica carga por primera vez a las zapatas en arcilla saturada, se produce un aumento en la presión de poro; si la permeabilidad de la arcilla es cuando menos regular, este aumento no se disipa rápidamente. Por lo tanto, cuando menos durante un corto tiempo después de la carga, prevalecen condiciones de resistencia no drenada, siendo aplicable el análisis en que $\phi = 0$ (art. 4.8). Como resistencia puede tomarse la no drenada, (ec. 4.7), o la mitad de la resistencia a la compresión simple. En el mismo grado que se produzca consolidación, están del lado de la seguridad los resultados de los análisis basados en la premisa de que $\phi = 0$.

A menos que la arcilla sea muy sensible la resistencia no drenada, puede obtenerse económicamente y con suficiente precisión, realizando pruebas con muestras de 5 cm tomadas con muestreo continuo, con muestradores de tu-

bo de pared delgada. Cuando sólo puede justificarse un gasto mínimo de exploración, puede estimarse la resistencia a la compresión simple en muestras obtenidas con el muestreador de media caña (Tabla 1.5), usando la correlación entre la resistencia y los valores N de la prueba de penetración estándar (Tabla 5.3). Sin embargo, la prueba de penetración estándar es, a lo sumo, un índice inseguro de la resistencia a la compresión simple de las arcillas, y es preferible hacer pruebas con muestras de tubo. Las pruebas in-situ por medio de veleta constituyen con frecuencia una alternativa mejor que el uso de muestreadores de pared delgada, tanto en lo económico como en lo técnico. Si la arcilla contiene defectos estructurales secundarios, puede ser necesario recurrir a las pruebas de carga (art. 18.2).

El asentamiento depende principalmente de la compresibilidad de la arcilla, que está íntimamente relacionada a su historia de carga. La compresibilidad puede evaluarse con mayor seguridad por medio de las pruebas de consolidación en muestras inalteradas representativas con diámetro de 10 a 15 cm, pero el costo para obtener estas muestras algunas veces impide su uso. Pueden resultar satisfactorias muestras más pequeñas si se toman con las mejores técnicas. En algunos casos, puede estimarse la compresibilidad de las arcillas blandas, con suficiente precisión, con los Límites de Atterberg y la humedad natural, o mediante pruebas de consolidación en muestras completamente remoldeadas (art. 3.3). Sin embargo, las estimaciones basadas en estos procedimientos, son inaplicables a las arcillas preconsolidadas o a las muy sensibles (art. 3.5 y 3.6).

En los artículos que siguen, se estudian la capacidad de carga y la determinación de las cargas de seguridad para cada tipo de cimentación. Luego se describen los procedimientos generales para hacer predicciones sobre los asentamientos. Finalmente, se tratan la excavación y la estabilidad de taludes en arcilla y el movimiento lateral de las estructuras cimentadas en ese material.

18.2 Zapatas en arcilla

Capacidad de carga máxima. La fig. 18.1*a* representa la sección transversal de una zapata larga de ancho B, apoyada a una profundidad D_f abajo de la superficie del terreno. A la cantidad D_f se le llama *profundidad de desplante*. Su significado en una zapata con profundidades diferentes en los dos lados se muestra en la fig. 18.1*b*. Se

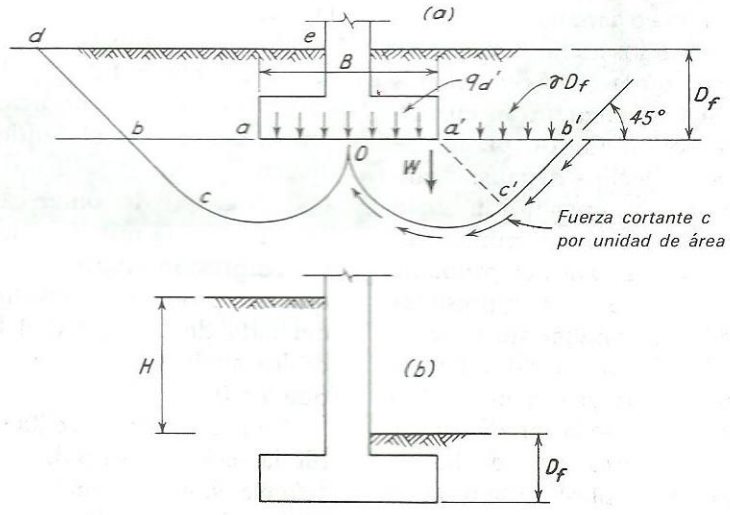


Figura 18.1. *a)* Sección transversal de una zapata larga sobre arcilla, mostrando las bases para el cálculo de la capacidad de carga máxima. *b)* Croquis para indicar D_f en zapatas con sobrecarga de diferente profundidad a cada lado.

supone que el suelo que está debajo de la base de la zapata es arcilla intacta sin defectos estructurales, como superficies de deslizamiento o grietas y su grado de saturación es prácticamente la unidad.

Si falla la zapata ilustrada en la fig. 18.1*a*, debe desalojarse hacia arriba y a la izquierda, una cuña de suelo *Ocbde*, como se muestra en el lado izquierdo de la figura. El peso de la cuña y la resistencia al corte del suelo a lo largo de *Ocbd* tienden a resistir la falla. No existe una teoría completamente rigurosa para calcular la capacidad de carga máxima bajo estas circunstancias, pero se dispone de soluciones suficientemente aproximadas. Se supone, como se ilustra a la derecha de la fig. 18.1*a*, que la influencia del suelo arriba del nivel de la base de la zapata puede reemplazarse por una sobrecarga uniforme γD_f. La teoría y la experimentación indican entonces, que la superficie de deslizamiento consta de una sección circular Oc' y una sección recta $c'b'$, que forma un ángulo de 45° con la horizontal. Todas las fuerzas que actúan en la masa deslizante $Oc'b'a'$ se muestran en la figura. Puede utilizarse la condición de que estas fuerzas deben estar en equilibrio, para evaluar la capacidad de carga máxima q_d'. Las fuerzas normales que obran en la superficie de deslizamiento no pueden producir resistencia al esfuerzo cortante por fricción, debido a la suposición de que $\phi = 0$. Por otra parte, obra una resistencia al corte c (fig. 4.9) por unidad de área a lo largo de la superficie que se opone al deslizamiento. El resultado de la evaluación conduce a la expresión:

$$q_d' = cN_c + \gamma D_f \qquad 18.1$$

Se define la *capacidad de carga máxima neta* q_d, como la presión que puede aplicarse en la base de la zapata en exceso a la existente al mismo nivel, debida a la sobrecarga circundante; por lo tanto

$$q_d = q_d' - \gamma D_f$$

y

$$q_d = cN_c \qquad 18.2$$

Para hacer resaltar la diferencia entre q_d y q_d' la última se conoce como capacidad de carga máxima global. En la ec. 18.2, N_c es un *factor de capacidad de carga* adimensional, que tiene, para una zapata larga y continua situada en la superficie del depósito de arcilla, el valor de 5.14 (Prandtl, 1920).

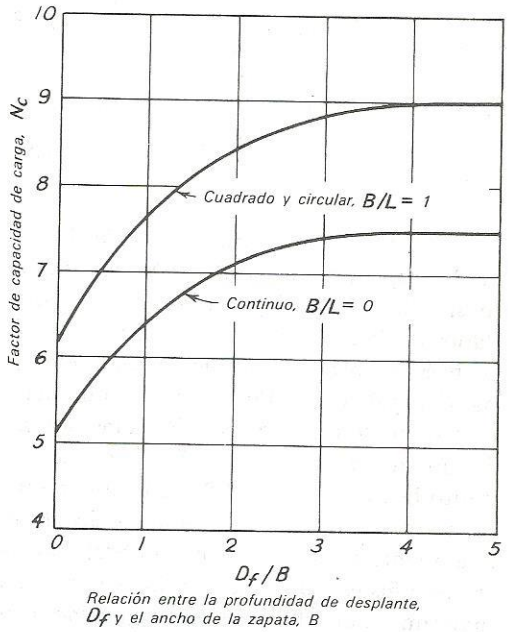


Figura 18.2. Factores de capacidad de carga para cimentaciones en arcilla bajo condiciones $\phi = 0$ (según Skempton, 1951).

En una zapata, el valor de N_c varía algo con la relación del ancho B a la longitud L, y con el espesor de la sobrecarga D_f, como se indica en la fig. 18.2 (Skempton, 1951). Para cualquier valor dado de D_f/B, la fig. 18.2, hace ver que el factor de capacidad de carga para zapatas circulares y cuadradas es aproximadamente 1.2 veces el correspondiente a una zapata larga continua. Puede utilizarse una interpolación lineal para las zapatas rectangulares que tengan valores intermedios de B/L.

Presión admisible en el suelo. Bajo la carga muerta más las cargas vivas máximas que pueden esperarse normalmente, el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga debe ser del orden de 3. La presión admisible en el suelo q_a (art. 10.4) puede, por lo tanto, tomarse como un tercio de la presión máxima neta (ec. 18.2)

$$q_a = \frac{cN_c}{3} \qquad 18.3$$

o

$$q_a = \frac{q_u N_c}{6} \qquad 18.4$$

La ec. 18.4 y los valores de N_c de la fig. 18.2 proporcionan la base de las curvas mostradas en la fig. 18.3. Para valores dados de la resistencia del suelo y de D_f/B, la presión neta admisible en el suelo q_a para zapatas continuas puede obtenerse directamente de la gráfica. Para las zapatas rectangulares los valores de la gráfica se multiplican por $(1 + 0.2B/L)$; por lo tanto, para las zapatas cuadradas o circulares el aumento es 20 por ciento. Pueden hacerse los ajustes adecuados a los valores del diagrama para factores de seguridad con otros valores diferentes a 3.

La relación del espesor de la sobrecarga al ancho de la zapata comúnmente es menor de 1. La fig. 18.3 revela que, bajo estas condiciones, la presión neta admisible

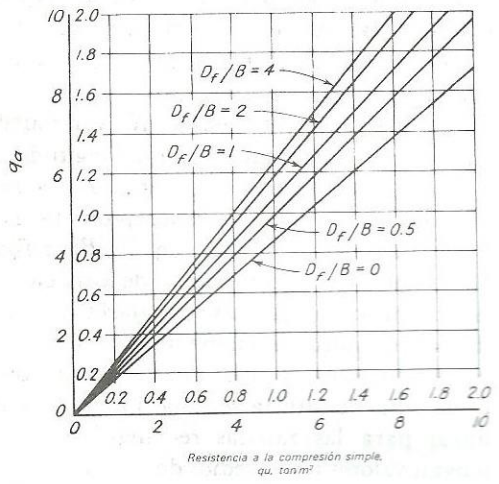


Figura 18.3. Presión admisible neta para zapatas sobre arcilla y limo plástico, determinada para un factor de seguridad de 3 contra falla por capacidad de carga (condiciones $\phi = 0$). Los valores del diagrama son para zapatas continuas (B/L = 0); para zapatas rectangulares, multiplíquense los valores por 1 + 0.2 B/L; para zapatas cuadradas y circulares, multiplíquense los valores por 1.2.

es aproximadamente igua a la resistencia a la compresión simple de la arcilla.

Debido a las variaciones que ocurren normalmente, aun en los depósitos de arcilla relativamente uniformes, el valor de q_u en la ec. 18.4 o en la fig. 18.3, debe representar el promedio en una profundidad B abajo de la zapata. La resistencia a la compresión simple debe determinarse a intervalos de 15 cm en la dirección vertical. Puede estimarse la resistencia de algunas de las muestras, si el técnico es experimentado, pero deberá probarse cuando menos una de cada cinco. Si, por otra parte, la arcilla no es uniforme y existe un estrato blando situado dentro de una profundidad B, abajo de la base de la zapata, la resistencia del estrato blando determinará el factor de seguridad del elemento. En la fig. 21.2, se muestra esta condición y sus efectos importantes en el proyecto de las zapatas se estudia en el art. 21.3.

Si la resistencia del suelo disminuye con la profundidad, la seguridad de una zapata grande puede ser mucho menor que la de una pequeña. Además, bajo estas condiciones, sólo pueden usarse la ec. 18.4 y las curvas de la fig. 18.3 para elegir la carga de seguridad de una zapata individual, si la zapata está tan alejada de sus vecinas, que los esfuerzos en el subsuelo, ya no son influidos significativamente por dichas vecinas. Si en el subsuelo existen uno o más estratos blandos o una profundidad incluso mayor que B, debe hacerse un cálculo para determinar si la presión en la frontera superior de cualquiera de los estratos blandos excede del valor de seguridad para el estrato. Si lo hace, debe modificarse el proyecto.

Puede determinarse la presión en la frontera superior por medio del diagrama descrito en el art. 18.6. Sin embargo, con frecuencia resulta más expedito y suficientemente preciso, suponer que la presión en la base de la zapata se distribuye uniformemente dentro de los confines de un prisma truncado, cuyos lados se inclinan hacia afuera de las aristas inferiores de la zapata con un talud de 2:1 (vertical:horizontal).

Si la arcilla contiene sistemas de grietas o superficies de resbalamiento, el proce-

dimiento basado en la resistencia al esfuerzo cortante no drenada, determinada con pruebas de compresión simple, o con veleta, no debe usarse, porque la resistencia de la arcilla depende de la separación y naturaleza de los defectos y no de la resistencia del material intacto. Bajo estas circunstancias, puede ser necesario recurrir a pruebas de carga.

El modo de hacer una prueba de carga, depende de la separación de las grietas, el tamaño de la zapata, y el grado de uniformidad de la arcilla. Para tener la seguridad de que se incluye un número representativo de grietas, la placa de prueba (fig. 18.4) debe ser cuando menos de 60 x 60 cm, cuadrada. El efecto de la sobrecarga alrededor de la placa debe eliminarse. Por lo tanto, la prueba se efectúa en una fosa de un ancho cuando menos igual a tres veces el de la placa. La carga debe aplicarse sn incrementos y debe observarse la deformación después de cada uno de ellos, hasta que su magnitud sea muy pequeña. La relación de la carga al asentamiento debe determinarse hasta el punto de falla o hasta que la carga aplicada sea el triple de la de diseño. Deberá hacerse una prueba de carga al nivel de la base de las zapatas, y suficientes pruebas adicionales a mayor profundidad para determinar el valor promedio de la capacidad de carga dentro de la profundidad B. Si la arcilla se debilita consistentemente con la profundidad, la carga de seguridad debe basarse en los valores menores de la capacidad de carga. Si las variaciones son erráticas, puede usarse el valor promedio.

Procedimiento de diseño. Si las zapatas que soportan una estructura están proyectadas con un factor de seguridad de 3, los asentamientos diferenciales por consolidación de la arcilla que las subyace, probablemente no excedan de 2 cm. siempre que las zapatas estén suficientemente separadas como para que el funcionamiento de cada una de ellas sea independiente de las demás y siempre que el suelo bajo ellas no sea una arcilla normalmente consolidada, blanda o muy blanda. Las cargas que se consideran al elegir los tamaños de las zapatas para proporcionar un factor de seguridad de 3, deben ser las que vayan a obrar la mayor parte del tiempo. No se incluirán los valores excepcionales de la carga viva, debidos a combinaciones improbables de carga, ni las cargas producidas por el viento, la nieve en climas templados, o las de los sismos. El factor de seguridad no debe ser menor que 2 bajo las condiciones más severas y combinaciones de carga probables. Por lo tanto, la presión máxima en el suelo en las condiciones más desfavorables de carga no debe exceder de 1.5 veces los valores de q_a obtenidos con la ec. 18.4 y la fig. 18.3.

Como se dijo antes en este artículo, el valor de q_u que debe usarse para obtener la presión admisible del suelo q_a para una zapata dada, usando la ec. 18.4 y la fig. 18.3, debe representar el promedio para una profundidad B bajo el desplante. Sin embargo, los tamaños, formas y profundidades de las zapatas comúnmente varían considerablemente en una obra determinada. Además, los sondeos no se hacen ordinariamente en cada zapata. Por estas razones, y debido a las variaciones inherentes de la mayor parte de los depósitos naturales de arcilla, rara vez se justifica el uso de diferentes promedio de valores de q_a para diferentes zapatas. La presión admisible se basa comúnmente en datos de los sondeos en que aparezcan las condiciones

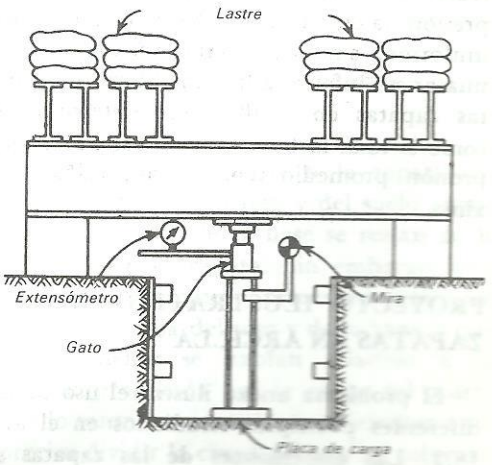


Figura 18.4. Instalación para hacer una prueba de carga en arcilla fisurada.

menos favorables. La determinación de su magnitud y la decisión de si debe variarse de unas zapatas a otras, o para las diferentes profundidades de desplante, dependerá del criterio del ingeniero especialista en cimentaciones.

Las zapatas continuas que se construyen debajo de los muros exteriores de los sótanos están sujetas a cargas desequilibradas, incluyendo la presión lateral de la tierra (fig. 18.1*b*). Si la diferencia γH de sobrecarga en los dos lados de la zapata no excede de $0.5q_u$, la carga desequilibrada puede despreciarse. De otra manera, la zapata y el muro del sótano deben proyectarse como muro de sostenimiento (cap. 26).

En muchos casos, excepto cuando se trata de arcillas firmes o duras, el efecto de cualquier zapata en un grupo, resulta afectado en forma importante por la presencia de las zapatas vecinas o de otras áreas cargadas. En este caso, el asentamiento diferencial de una cimentación de zapatas puede ser mucho mayor que 2 cm. En consecuencia, deberá hacerse una investigación de los asentamientos de toda la cimentación para completar la determinación de la presión admisible en el suelo para las zapatas individuales. Estas cuestiones se consideran en el art. 18.6.

Zapatas con carga excéntrica. Debajo de los muros de contención y de otros tipos de estructuras sujetas a cargas laterales, la presión calculada en la base puede no ser uniforme, sino que varía linealmente de una arista inferior a la otra. El ancho de estas zapatas en arcilla debe determinarse como si toda la base estuviera sujeta a una presión promedio igual a la presión máxima.

PROYECTO ILUSTRATIVO 18-1. ZAPATAS EN ARCILLA

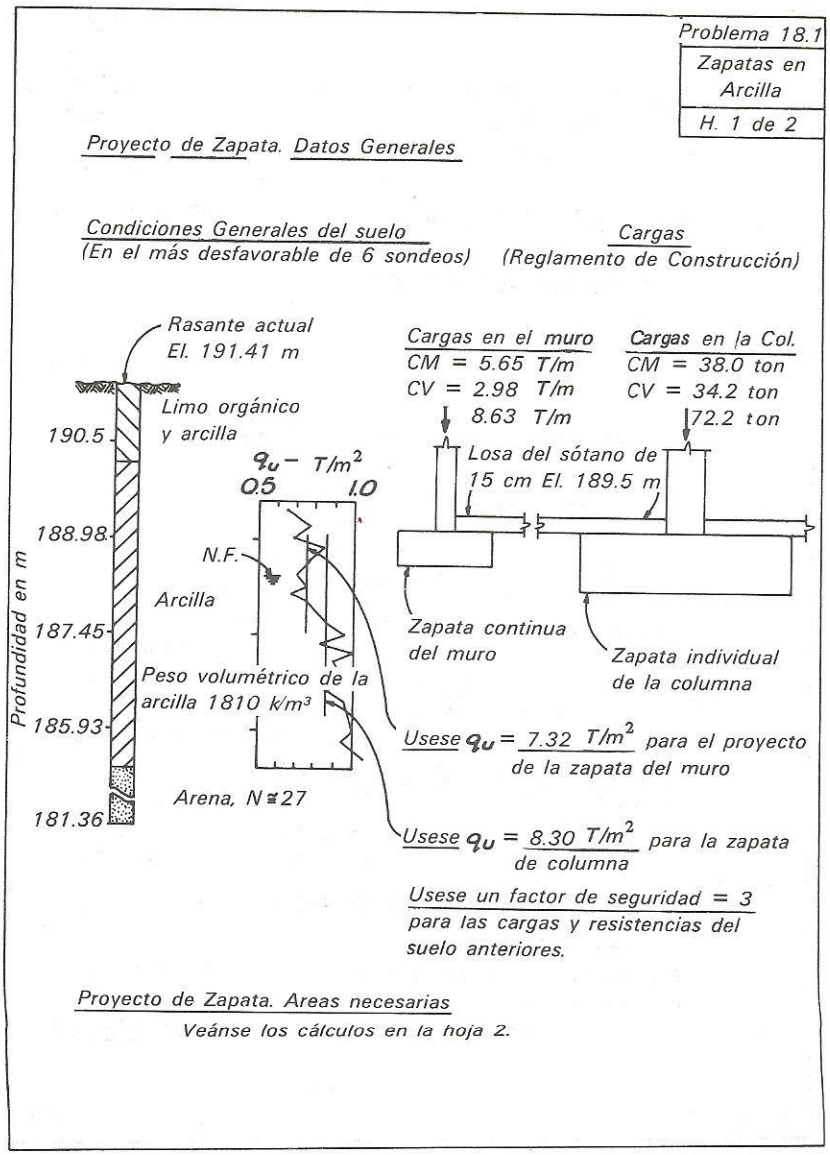
El problema anexo ilustra el uso de los diferentes principios estudiados en el art. 18.2. Las dimensiones de las zapatas se determinan exclusivamente tomando como base la resistencia de la arcilla. El tema del asentamiento de las cimentaciones sobre arcilla se desarrolla en el art. 18.6 y en los problemas 18-4 y 18-5.

Los datos generales menos favorables obtenidos de varios sondeos en el solar del edificio se dan en la Hoja 1. También se da una lista de las cargas para las que habrá que considerar un factor de seguridad de 3. Se supone que estas cargas rigen el diseño. Si debido a que pueden producirse combinaciones más severas de corta duración, la carga total en cualquier zapata pudiera exceder de estos valores en más del 50 por ciento durante la vida del edificio, a las zapatas en que pudieran presentarse estas condiciones se les darán las dimensiones correspondientes para las combinaciones de carga más severas, con un factor de seguridad de 2.

La presión neta admisible en el suelo se determina de la fig. 18.3, en la cual se toma el promedio de la resistencia a la compresión simple de la arcilla para profundidades abajo de la base, igual al ancho de la zapata. Para fines de ilustración, aunque pudiera considerarse un refinamiento, innecesario en la práctica, se usa un valor más alto q_a en las zapatas cuadradas que en las continuas, debido al factor de forma $(1 + 0.2B/L)$.

Inicialmente, por supuesto, no se conoce el ancho de la zapata. Por lo tanto, la profundidad a la que deben promediarse las resistencias a la compresión tampoco se conoce, y se requiere un procedimiento de tanteos. Las hojas adjuntas muestran solamente el tanteo final para cada zapata. El tanteo inicial se basa en un promedio aproximado de q_u, tomado a ojo de los datos de la gráfica de la Hoja 1. La convergencia hacia el valor final de B es rápida; generalmente, los resultados del tercer tanteo son satisfactorios.

Los ejemplos de los procedimientos de tanteos en este problema y en los siguientes, y la disposición general de los cálculos, son representativos de la práctica usual de las oficinas de proyecto. En muchos casos, puede plantearse el problema en forma de ecuaciones y resolverlas directamente para obtener una cierta cantidad, como podría ser el ancho de la zapata. Sin embargo, las ecuaciones resultan complicadas y muchas



veces son fuentes de error. Y lo que es más importante, frecuentemente ocultan la influencia de las variables principales. En cambio, los procedimientos de tanteos, conducen rápidamente a valores aproximadamente correctos de las cantidades deseadas y permiten al proyectista, en cada paso de los cálculos, juzgar lo razonable de los resultados. Además, esta forma de cálculo facilita las comprobaciones independientes, que requiere todo proyectista.

Como en la fig. 18.3 se da el valor de la capacidad de carga en exceso, del peso de la sobrecarga adyacente a la zapata, los pesos de la losa del piso y del suelo arriba de la elevación de la base se restan de la carga sobre la zapata. Sin embargo, esta resta compensa muy aproximadamente los pesos de la losa del piso y de la zapata que anteriormente se habían añadido a la presión producida por la carga del muro. Por lo tanto, usualmente es suficientemente preciso dividir la carga del muro o columna por el área de la zapata y comparar esta presión, con el valor de seguridad determinado en la fig. 18.3. Sin embargo, si no

Probl. 18-1
Zapatas en Arcilla
H 2 de 2

Proyecto de Zapata. Areas Necesarias
Zapata continua del Muro

Carga total = 8.63 TOm
÷ digamos ton/m² = 1.23 m

Probemos B = 1.30 m, supongamos que el peralte de la zapata es de 46 cm por tanto, $D_f/B = 0.47$

Carga total del muro = 8.63
÷ 1.30 = 6.64 T/m²

Carga adicional
Losa del piso = .15 x 2.400
Zapata = .46 x 2.400/2
} = 1.46 / 8.10 T/m²

Carga de la sobrecarga
Losa del piso = .15 x 2.400/2
Suelo = .46 x 1.760/2
} = − 1.17 / 6.93 T/m²

Fig. 18.3, q_u = 7.32 ton/m²; q_a = 7.13 ton/m²
Usese una zapata de 1.30 m en el muro

Zapatas Individuales de Columna:
Carga total en la Col. = 72.2 ton
÷ digamos 9.20 ton/m² = 7.85 m²

Probemos B = 2.80 x 2.80 m, A = 7.84 m²
Supongamos un peralte de 0.70 m y $D_f/B = 0.30$

Carga total en la columna = 72.2 T
÷ 7.84 m² = 9.20 T/m²

Carga adicional menos sobrecarga 0.70 (2,400 — 1,760) = −0.44 / = 8.76 TOm²

Fig 18,3, q_u = 8.30 ton/m²; q_a = 7.71 x 1.20 = 9.25 T/m²
digamos, está bien.

Usese una zapata en la columna de 2.80 x 2.80 m

se omiten los cálculos de la carga adicional menos la sobrecarga, pueden simplificarse como se indica para la zapata de la columna en la Hoja 2 del problema, en la que el peralte de la zapata se multiplica por la diferencia entre los pesos volumétricos del concreto y del suelo. Debe notarse que la sobrecarga en la proyección exterior de la zapata del muro, aunque es mayor que γD_f se ignora en los cálculos. Se supone que esta carga la toma completamente la resistencia del suelo adyacente.

El área de la zapata de la columna en el problema es tal que la presión neta en el suelo se excede ligeramente bajo las cargas vivas y muertas usadas para el proyecto. Es una técnica común permitir estos pequeños excesos, porque usualmente la precisión que se da a la medida de las zapatas es de 7 u 8 cm. Tomando en consideración los límites de precisión probables de las cargas, la resistencia del suelo y los métodos de análisis, rara vez se justifica un mayor refinamiento en el proyecto.

18.3 Losas de cimentación en arcilla

Capacidad de carga máxima. La presión máxima neta que puede soportar el suelo debajo de una losa, en un depósito grueso de arcilla o de limo plástico puede obtenerse de la misma manera que para las zapatas (art. 18.2). La cantidad q_d en la ec. 18.2, es la presión a la elevación del lecho inferior de la losa, en exceso de la ejercida por la sobrecarga circunvencina. De la misma manera, en la ec. 18.4 y en la fig. 18.3, q_a es la presión neta en el suelo. Al aumentar la profundidad de la excavación, la presión que puede aplicar con seguridad el edificio, se aumenta proporcionalmente. Esto puede lograrse aumentando el número o profundidad de los sótanos. Por otra parte, el área de la losa, en general no puede aumentarse apreciablemente con la intención de reducir la presión en el suelo, porque no es factible extenderla más de unos cuantos metros fuera del mismo edificio. Por lo tanto, si se va a construir una losa en un solar situado sobre una arcilla demasiado blanda para que proporcione apoyo al nivel normal del sótano, el único método práctico para proporcionar el factor de seguridad adecuado consiste en bajar la profundidad de la cimentación.

Presión admisible del suelo para losas en arcilla. Al determinar las dimensiones de las zapatas en arcilla (art. 18.2), la capacidad de carga máxima neta se dividió por el factor de seguridad para obtener una presión admisible neta. Para un factor de seguridad igual a 3, este procedimiento da por resultado las ecs. 18.3 y 18.4 y la fig. 18.3. Los mismos principios son aplicables a losas en arcilla. Por lo tanto, puede expresarse el factor de seguridad, en función de la presión neta en el suelo como:

$$F = \frac{cN_c}{q_b - \gamma D_f} \qquad 18.5$$

donde q_b es la *presión global en el suelo o presión de contacto* producida en la base de la losa por el peso del edificio y por la carga viva, y que, en el denominador de la ec. 18.5 se reduce a una presión neta restando el peso de la sobre carga circunvecina, γD_f.

De acuerdo con la ec. 18.5, el factor de seguridad es muy grande para losas desplantadas a las profundidades en que γD_f es aproximadamente igual a q_b. Cuando estos términos son iguales se dice que la losa está *totalmente compensada.* El factor teórico de seguridad contra la falla del subsuelo bajo estas circunstancias es infinito, siempre que no haya incertidumbre en la estimación de las cargas o en la acción de γD_f. Sin embargo, aun si γD_f es completamente efectivo, un aumento en la presión global del suelo q_b, posiblemente causado por cargas adicionales imprevistas en la cimentación, reduce el grado de compensación; además, la disminución en el factor de seguridad, está fuera de proporción con el aumento en las cargas. La ec. 18.5 demuestra también, que un error en la estimación del peso de la estructura, o en la carga viva tiene mayor influencia en el factor de seguridad para una arcilla débil que para una resistente.

Como para las zapatas en arcilla (art. 18.2), el factor de seguridad contra falla de una arcilla debajo de una losa no debe ser menor que 3 bajo cargas normales, ni menor que 2 bajo las mayores cargas posibles. Así, en este caso puede usarse la fig. 18.3 para obtener la presión neta admisible en el suelo. Los valores de la fig. 18.3 pueden multiplicarse por las relaciones adecuadas para convertir las presiones a las correspondientes a factores de seguridad diferentes de 3. Como N_c y, en consecuencia, la presión admisible en el suelo sufren algo la influencia del espesor de la sobrecarga, la determinación de D_f para la compensación parcial necesaria para obtener un cierto factor de seguridad, hablando estrictamente, debe hacerse con un procedimiento de tanteos. Sin embargo, el primer tanteo basado en una relación D_f/B supuesta, es de ordinario suficientemente preciso.

PROYECTO ILUSTRATIVO 18-2. LOSA DE CIMENTACION EN ARCILLA

Varios de los principios que se refieren a la compensación total y parcial, y a sus

relaciones con el factor de seguridad en las losas de cimentación sobre arcilla se ilustran el problema 18-2. La combinación de cargas elegidas para el proyecto es el peso del edificio, más la carga viva permanente. Para esta combinación se requiere un espesor D_f de 6.26 m para la completa compensación, mientras que una profundidad de 4.72 m, proporciona un factor de seguridad de 3.

Los cálculos demuestran que, para una profundidad de 4.72 m, un incremento imprevisto en las cargas, de solamente el 25 por ciento, reduciría el factor de seguridad de la cimentación aproximadamente en un 50 por ciento. A la misma profundidad, el factor de seguridad se reduciría en forma desproporcionada a un valor ligeramente menor que la unidad, si las cargas se aumentaran 50 por ciento.

En este problema se ilustra también la importancia de la sobrecarga D_f. Se ve que el factor de seguridad disminuye a la unidad, cuando se reduce la sobrecarga de 4.72 a 1.65 m. Si D_f se redujera a cero, el factor de seguridad para las cargas de proyecto sería igual a 0.74, y ocurriría la falla.

Para cualquier cambio en la resistencia de la arcilla, todos los valores del factor de seguridad calculados, cambian proporcionalmente. Estos cambios se ilustran en las curvas de la hoja 3 para diferentes valores de q_u.

Los cálculos del problema son correctos, si el espesor de la arcilla blanda es igual cuando menos a 18.30 m. Los depósitos de espesores menores y los de carácter heterogéneo (cap. 21), requieren un estudio especial.

18.4. Pilas en arcilla

La carga máxima neta y las presiones admisibles que puede soportar un depósito de arcilla en la base de una pila, pueden determinarse en forma semejante a la utilizada para las zapatas (art. 18.2). Sin embargo, para pilas, la relación de la profundidad de la cimentación al ancho de la base es grande; usualmente, es mayor de 4. De acuerdo con la fig. 18.2, si la relación D_f/B es igual o mayor que 4, no tiene influencia en el factor de capacidad de carga N_c. Por lo tanto, para las pilas, la capacidad de carga máxima q_d (ec. 18.2) puede representarse como:

$$q_d = 7.5c\left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right) \qquad 18.6a$$

Si la pila es cuadrada o circular, si c es la resistencia no drenada al esfuerzo cortante igual a $q_u/2$, y si se desea un factor de seguridad de 3, la ec. 18.6*a* se convierte en:

$$q_a = 1.5q_u \qquad 18.6b$$

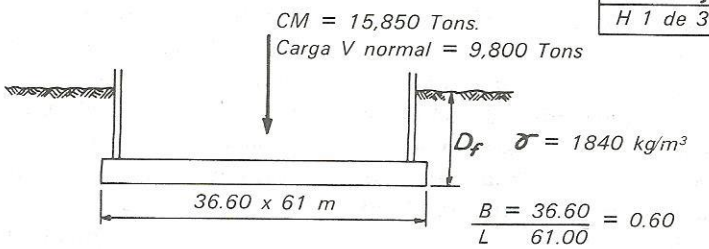
Los valores de q_a obtenidos de la ec. 18.6*b* son iguales a 1.2 veces los obtenidos de la fig. 18.3 a lo largo de la línea $D_f/B = 4$.

Frecuentemente se encuentra un estrato adecuado para apoyar pilas sólo a gran profundidad, debajo de suelos demasiado débiles o compresibles para que participen en el apoyo de las cargas permanentes de la pila. Sin embargo, las ecs. 18.6*a* y 18.6*b* son todavía aplicables, siempre que la pila se desplante a una profundidad de cuando menos $4B$ abajo del lecho superior del estrato de apoyo. Cuando las profundidades de penetración son menores, puede usarse la fig. 18.3, pero debe considerarse D_f, la profundidad de penetración de la base de la pila en el estrato resistente.

En otros casos, el material de cimentación puede ser arcilla relativamente firme extendiéndose hasta gran profundidad. Pilas de cuerpo recto pueden construirse en perforaciones hechas a una profundidad suficiente para que desarrollen la fricción lateral necesaria para soportar una gran porción de la carga. La magnitud de la fricción lateral que puede desarrollarse, depende de varios factores, incluyendo la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla inalterada, el grado en que se ablanda la arcilla con el agua que absorbe de la atmósfera, de las operaciones de perforación, del concreto colado en la perforación, del remoldeo que esta última produzca y de que se forme o no una capa de arcilla remoldeada en las paredes de la excavación. Las relativamente pocas pruebas a escala natural de que se dispone (Skempton,

Probl. 18-2
Losa de cim. en Arcilla
H 1 de 3

Proyecto de una losa de Cimentación.
Datos Generales



$\frac{B}{L} = \frac{36.60}{61.00} = 0.60$

Arcilla blanda profunda, q_u promedio = 2.90 T/m²

$$q_b = \frac{15{,}850 + 9{,}800}{36.60 \times 61.00} = \frac{25650}{2232.6} = 11.50 \text{ T/m}$$

Determinación de D_f, para compensación total

$\gamma D_f = q_b$ ó $1840 D_f = 11.50$

$$D_f = \frac{11.50}{1.840} = 6.25 \text{ m para compensación total}$$

Determinación de D_f, para $F_s = 3$ (compensación parcial)

$\gamma D_f = q_b - q_a$ *Ya que $F_s = 3$, Usese Fig. 18.3*

Supongamos $\frac{D_f}{B} = 0.1$

$$1 + 0.2 \frac{B}{L} = 1 + 0.2 \frac{(36.60)}{61.00} = 1.12$$

$q_a = 2.54 \times 1.12 = 2.84$ T/m²

$$D_f = \frac{11.50 - 2.84}{1.840} = \frac{8.66}{1.840} = 4.71 \text{ m para } F_s = 3$$

1959; Woodward y colaboradores., 1961), sugieren que la fricción lateral máxima c_a por unidad de área puede tomarse como:

$$c_a = \alpha_1 c \qquad 18.7$$

donde α_1 varía entre 0.3 y 0.5, y puede tomarse generalmente como 0.45, y c es la resistencia al corte no drenada, promediada a lo largo de la pila. Debido a la posibilidad de reblandecimiento, no debe permitirse que el valor de c_a exceda de 10 tons/m². La carga total que resulta de la fricción lateral puede calcularse multiplicando c_a (ec. 18.7) por el área del fuste de la pila.

La capacidad máxima total de una pila (fig. 18.5) puede obtenerse sumando la fricción lateral total a la resistencia máxima de la arcilla en la base de la pila. La resistencia en la base puede determinarse de la presión máxima (ec. 18.2), multiplicada por el área de la base. Cuando se utilice la fricción para soportar aunque sea una pequeña porción de la carga, D_f debe tomarse como cero en la determinación de N_c (ec. 18.2 y fig. 18.2), debido a que la ar-

cilla que rodea la pila no puede producir fricción hacia arriba, y al mismo tiempo proporcionar una sobrecarga efectiva hacia abajo (fig. 18.5). Es una técnica común dividir tanto c_a (ec. 18.7) como q_d (ec. 18.2), por el factor de seguridad deseado y para obtener las capacidades admisibles del cuerpo y de la base por separado. Como aproximación razonable se toma la suma de las capacidades como la carga total admisible en la pila.

Si la pila tiene una campana en la base, sólo debe considerarse la parte recta de la pila para calcular la capacidad por fricción lateral. El ancho B se toma como el diámetro de la campana en todas las determinaciones de las presiones máxima y admisible, y en el cálculo del área y de la capacidad total de la base de la pila. La resistencia al esfuerzo cortante no drenada de la arcilla, usada para el proyecto, deberá de ser el promedio de los valores en la

Probl. 18-2
Losa de Cim. en Arcilla
H 2 de 3

Proyecto de una Losa de Cimentación.

Determinar el Factor de Seguridad (D_f = 4.71 m)

(a) *Si q_b se incrementa en un 25%; (11.50 x 1.25 = 14.38 T/m^2)*

Usese Ec. 18.5 $F_s = \dfrac{3 \times 2.84}{14.38 - 8.67} = \dfrac{8.52}{5.71} = 1.49$

(b) *Si q_b se incrementa en un 50% (11.50 x 1.5 = 17.25 T/m^2)*

$$F_s = \frac{8.52}{17.25 - 8.67} = \frac{8.52}{8.58} = 0.99$$

Determinar D_f, para un factor de seguridad = 1.0

Supongamos que q_b no cambia de 11.50 T/m^2

Usese la Ec. 18.5; $1.0 = \dfrac{8.52}{11.50 - 1.840\, D_f}$

$$D_f = \frac{11.50 - 8.52}{1.840} = 1.62 \text{ m}$$

Determinar el factor de seguridad (D_f 4.71 m y q_b = 11.50 T/m^2

Si q_u disminuye a 2.44 T/m^2

De la Fig. 18.3; q_a = 2.40 T/m^2

Usese Ec. 18.5, $F_s = \dfrac{3 \times 2.40}{11.50 - 8.67} = \dfrac{7.20}{2.83} = 2.54$

Compruébe con una proporción directa $F_s = 3.0 \times \dfrac{2.44}{2.90} = 2.52$

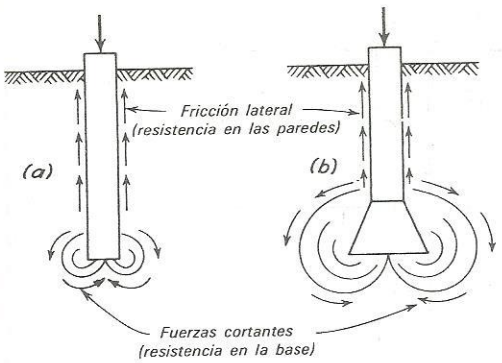
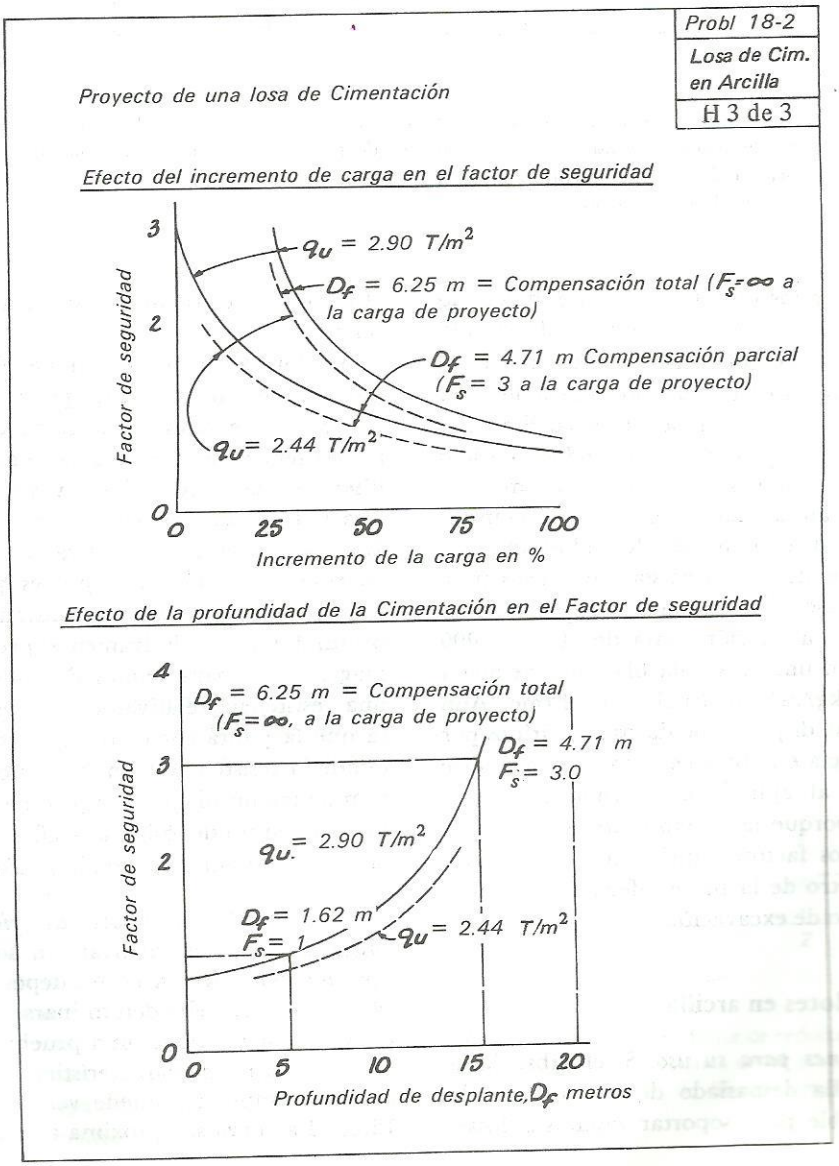


Figura 18.5. Fuerzas actuantes en pilas profundas en arcilla. *a*) Pila de cuerpo recto; *b*) con campana.

profundidad B abajo del fondo de la campana. Sin embargo, deberá considerarse por aparte la influencia de cualesquiera zonas blandas que queden bajo dicha campana (art. 21.3).

El factor de seguridad contra la falla de las pilas en arcilla, deberá ser igual a 3 en las condiciones de carga máxima que puedan esperarse normalmente, y no deberá ser menor de 2 bajo las combinaciones de carga más severas.

Como la presión neta es función del peso total de la pila, con frecuencia resulta ventajosa una pila hueca.



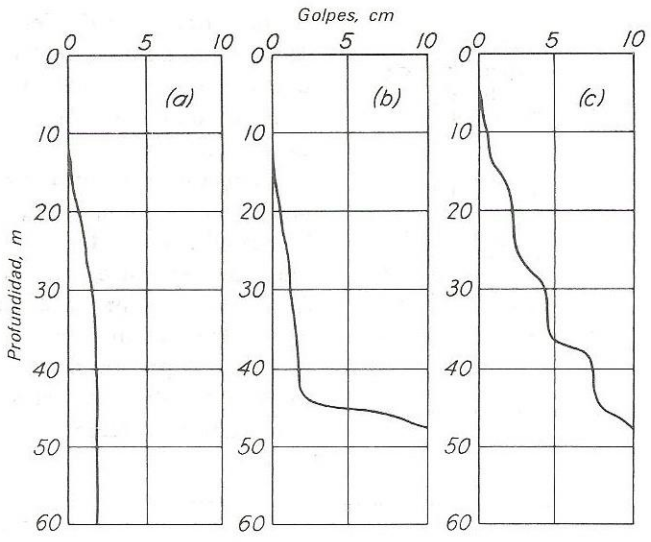


Figura 18.6. Relación entre golpes por cm de penetración y la profundidad total para pilotes de madera, hincados *a)* en arcilla blanda de gran espesor, *b)* en estratos blandos, descansando en arcilla muy firme o dura, y *c)* en estratos de arcilla que aumentan en firmeza con la profundidad.

Cuando las pilas se construyen hincando cajones a través de depósitos de arcilla blandos, debe conocerse la fricción lateral para poder juzgar si el cajón puede llegar a pegarse en cualquier punto de su hincado. No se han encontrado métodos teóricos suficientemente seguros para estimar la fricción lateral. La mayor parte de la información disponible se ha obtenido del conocimiento de las cargas necesarias para hacer descender cajones que se habían pegado. La fricción varía de 700 a 3 000 kg/m² en limo y arcilla blanda y de 500 a 20 000 kg/m² en arcilla muy firme. Aun cuando se disponga de datos adquiridos por experiencia en obras cercanas, debe tenerse cuidado al aplicar la información a una nueva, porque la fricción total depende de numerosos factores, incluyendo la forma y el diámetro de la parte inferior del cajón y el método de excavación.

18.5 Pilotes en arcilla

Condiciones para su uso. Si el subsuelo es una arcilla demasiado débil o demasiado compresible para soportar zapatas o losas, el peso de la estructura puede transferirse a pilotes.

La forma en que un pilote hincado en arcilla transmite su carga, puede deducirse de las características de la curva que señala la resistencia del pilote a la penetración a diferentes profundidades. Curvas típicas de esta naturaleza se muestran en la fig. 18.6. La curva *a* es característica de pilotes de fricción. El número de golpes por centímetro, es prácticamente constante con la profundidad y relativamente pequeño. El diagrama *b*, para pilotes de punta, señala una resistencia relativamente pequeña hasta que la punta encuentra al estrato firme, donde la resistencia aumenta mucho. En *c*, se muestra un diagrama típico de un pilote hincado en un depósito de arcilla, en el que la resistencia aumenta con la profundidad.

Carga admisible en pilotes de fricción. La carga que puede soportar un solo pilote apoyado por fricción en un depósito de arcilla saturada, debe determinarse preferentemente por medio de una prueba de carga estática. La forma característica de la curva carga-asentamiento puede verse en la fig. 12.8*a*. La curva se aproxima a una asíntota

vertical correspondiente a un hundimiento súbito del pilote en el terreno o a una penetración uniforme del pilote bajo la carga aplicada. La carga que produce la falla está representada por la abscisa de la tangente vertical a la curva carga-asentamiento. Cuando la capacidad máxima de un pilote está tan bien definida, se toma como carga admisible un tercio de la de la falla, para cargas de proyecto normales, o un medio de la misma, para combinaciones especialmente desfavorables.

La prueba de carga puede completarse con una prueba de extracción. En un pilote de fricción, la curva carga-extracción tiene las mismas características que la de carga-asentamiento. Si el pilote es cilíndrico, la diferencia de las cargas de falla, en las dos curvas, es una medida tosca de la resistencia en la punta.

Como las pruebas de carga en los pilotes son relativamente costosas, se han hecho numerosos esfuerzos para calcular la carga admisible en pilotes de fricción, en los registros de hincado o con pruebas de laboratorio. La experiencia ha demostrado que la resistencia al hincado de los pilotes de fricción en arcilla tiende a ser baja, debido a la alteración de su estructura, en tanto que dicha resistencia puede aumentar durante un periodo de tiempo tras la hinca. El aumento de resistencia o endurecimiento (art. 12.5) puede deberse parcialmente a procesos tixotrópicos, o a la consolidación de la arcilla próxima a los pilotes, sujeta a esfuerzos muy elevados. Como frecuentemente el endurecimiento constituye la mayor parte de la capacidad del pilote, y, como no está relacionado con los fenómenos de transmisión de esfuerzos durante el hincado, las fórmulas dinámicas o los análisis basados en la ecuación de onda, probablemente conducen a estimaciones erróneas de la capacidad de carga. Esta conclusión ha sido demostrada ampliamente por la experiencia.

En contraste, los cálculos estáticos basados en la resistencia al esfuerzo cortante no drenada de la arcilla, se han encontrado algo más seguros, aunque no son raras las excepciones. Para pilotes cilíndricos, la capacidad máxima de carga es aproximadamente:

$$Q = \alpha_2 c \pi d L \qquad 18.8$$

en la que:

Q = capacidad máxima del pilote, en toneladas

α_2 = coeficiente de reducción

c = resistencia al corte no drenada $= q_u/2$, tons/ m²

d = diámetro del pilote, en m

L = longitud del hincado, en m

El coeficiente de reducción α_2 es para tomar en cuenta la alteración de la arcilla debida al hincado del pilote y a otros varios factores. Pueden obtenerse valores aproximados de la fig. 18.7. Puede verse en la figura, que α_2 disminuye al aumentar la dureza de las arcillas en las que se hincan los pilotes (Tomlinson, 1957; Peck, 1958).

En algunos casos, se ha encontrado que los resultados de los cálculos son muy bajos. La información más segura puede obtenerse por medio de pruebas de carga a escala natural (art. 12.4). Las pruebas de carga no deben hacerse hasta que transcurran varios días después del hincado, con objeto de permitir que se desarrolle el endurecimiento. Usualmente, es suficiente un intervalo de tres días, pero en algunas arcillas

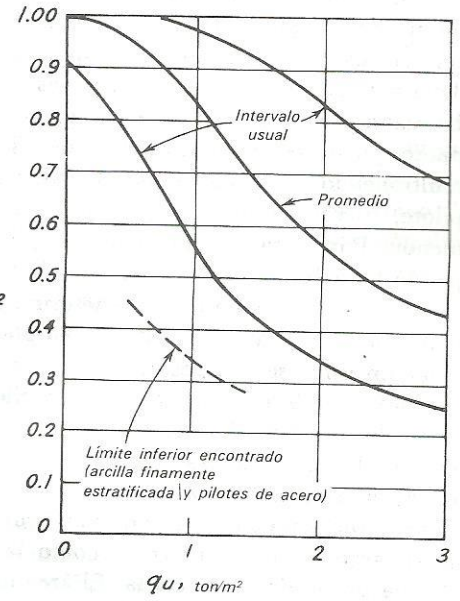


Figura 18.7. Valores del factor de reducción α_2 para calcular la capacidad estática de los pilotes apoyados por fricción en arcillas de diferentes resistencias a la compresión simple.

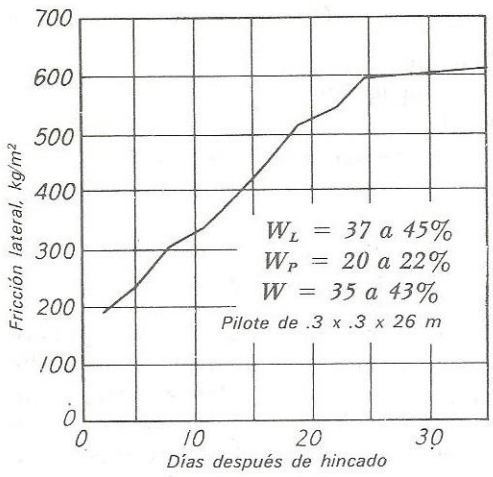


Figura 18.8. Aumento de la capacidad de carga máxima de un pilote de fricción con el tiempo.

puede continuar el aumento de resistencia durante un tiempo más largo. En la fig. 18.8, se dan los resultados de una serie de pruebas de carga. Representan un aumento excepcional, pero hacen resaltar la importancia de los efectos del tiempo en las arcillas.

Los pilotes de fricción, se hincan comúnmente en grupos o hileras debajo de las zapatas aisladas, o en un sólo grupo grande debajo de las zapatas corridas y de las losas. La capacidad de carga de un grupo de pilotes puede ser igual al número de pilotes multiplicado por la capacidad de carga por pilote, pero también puede ser mucho menor. Por lo tanto, un grupo de pilotes puede fallar cuando la carga por pilote es menor que la carga admisible determinada con una prueba de carga en un solo pilote. Debe investigarse esta posibilidad.

La fig. 18.9 muestra un grupo de pilotes apoyados por fricción en un estrato potente de arcilla. Las cabezas de los pilotes se conectan con un cabezal rígido. Si fallan, deben fallar en conjunto, y la falla ocurrirá a lo largo de una superficie como la indicada por la línea punteada. El área de la superficie corresponde aproximadamente al producto del perímetro del grupo de pilotes por la longitud de los mismos. La carga máxima que puede soportar el grupo proviene de dos fuentes. La resistencia total al corte del suelo alrededor de la frontera del grupo de pilotes es igual a PLc, donde P es el perímetro del grupo y las demás cantidades se definen como en la ec. 18.8. A esta debe añadirse la capacidad de la base; es decir, la capacidad de carga del suelo en el área de la planta del grupo al nivel de las puntas de los pilotes. Si el subsuelo es uniforme, puede evaluarse aproximadamente por medio de la ec. 18.2 y la fig. 18.2, para la condición D_f/B igual a cero. En los pilotes largos en pequeños grupos, la capacidad de la base es pequeña, comparada con la resistencia al corte del suelo que rodea el grupo de pilotes. Por otra parte, al aumentar el número de pilotes, el área de apoyo bajo el grupo, aumenta más aprisa que el área lateral del suelo ocupado por el grupo. La separación de los pilotes a la que corresponde la capacidad completa de cada pilote, puede encontrarse fácilmente por tanteos. Comúnmente, se elige una separación de tres veces el diámetro de los pilotes como separación de tanteo y luego se la compara con la regla de que la suma de las capacidades de carga y la resistencia al corte del grupo de pilotes, debe ser cuando menos igual a la capacidad de un solo pilote, multiplicada por el número de pilotes en el grupo.

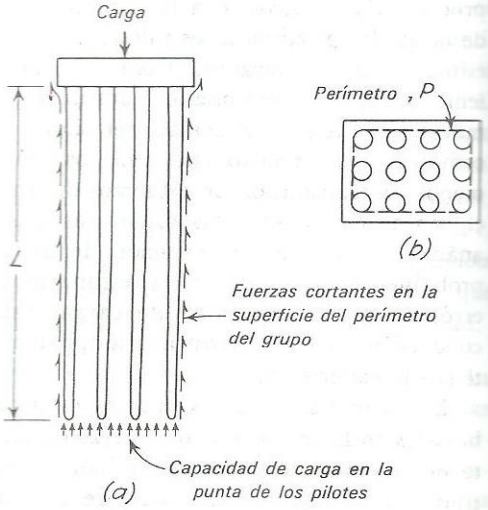


Figura 18.9. *a)* Sección y *b)* planta de un grupo de pilotes apoyados por fricción en arcilla.

De acuerdo con el párrafo anterior, no se obtienen beneficios al hincar más pilotes dentro de las fronteras de un grupo apoyado por fricción, si la separación es igual o menor que la determinada por la regla mencionada antes. Por otra parte, se obtiene el mayor beneficio en una cimentación de pilotes de fricción si la longitud de los pilotes es tan grande como sea posible dentro de los límites de la economía. En conexión con el asentamiento de estas cimentaciones, se encuentra (art. 18.6) que la eficacia de una cimentación con pilotes de fricción, también se incrementa al aumentar la longitud de los pilotes.

El endurecimiento por pilote en un grupo, puede diferir del de un aislado. En los trabajos grandes es útil investigar esta diferencia haciendo una prueba de carga en un pilote, de un grupo de prueba hincado antes de hacer el proyecto final.

Carga admisible en pilotes de punta. Si un depósito de material débil o compresible está situado sobre un estrato de arcilla muy firme o dura, las cargas pueden transferirse al estrato firme usando pilotes. La capacidad total de un pilote individual en una prueba de carga, se distribuye entre la resistencia en la punta en el estrato firme y la fricción con los materiales superiores débiles. Si los materiales débiles contienen unos cuantos estratos delgados firmes o unos cuantos estratos de arena, la fricción puede soportar una parte considerable de la carga durante una prueba. Sin embargo, debajo de una estructura terminada, la fricción en los materiales superiores desaparece pronto, al consolidarse éstos, y toda la carga se transmite a la punta. Bajo estas condiciones, la resistencia desarrollada por el pilote en el estrato de apoyo debe ser adecuada (art. 12.4). Los análisis realizados por medio de la ecuación de onda pueden servir como útil guía para estimar la resistencia en la punta, especialmente porque la resistencia lateral durante el hincado puede ser bastante pequeña. Los resultados de la prueba de carga deben corregirse por fricción lateral, lo cual puede hacerse ejecutando pruebas de carga en pares. Debe hincarse un pilote a través del material blando hasta el estrato de apoyo y probarse en la forma usual. El otro debe hincarse en el material blando, y detenerse el hincado cuando su punta esté a 1 m arriba del lecho superior del estrato en que se espere *se apoyen los pilotes. Probando hasta la* falla, el último pilote se tendrá la magnitud de la carga soportada por la fricción en los estratos superiores. No deberá usarse la curva carga-asentamiento del primer pilote para la determinación de su carga admisible, hasta que se haya hecho la corrección por fricción.

Pueden hacerse estimaciones de la corrección por fricción, aunque con menor seguridad, por medio de la fórmula estática (ec. 18.8) o evaluando el endurecimiento por medio de la ecuación de onda (art. 12.5), tomando como base la resistencia al rehincado.

Si un grupo de pilotes está rodeado por un relleno hecho después de que se hayan hincado los pilotes, los materiales compresibles situados sobre el estrato resistente se asentarán progresivamente durante un tiempo considerable debido al peso del relleno. Bajo estas condiciones, puede obrar en los pilotes una fuerza adicional debida a la fricción del material que se está asentando, conocida como *fricción negativa* (art. 12.8).

Su magnitud por unidad de área no puede exceder a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo compresible, misma que usualmente puede considerarse como la mitad de la resistencia a la compresión simple. El área en que actúa la fricción negativa es la lateral de todo el grupo de pilotes, o de toda la cimentación piloteada.

Aunque no es posible estimar con gran precisión la carga adicional debida a la fricción negativa, puede hacerse un cálculo aproximado que indique si la carga adicional tendría serias consecuencias, y tomar las medidas adecuadas. Varios ejemplos de asentamientos inesperados de gran magnitud se han atribuido a no considerar la fricción negativa.

Si se hincan los pilotes a través de un terraplén recientemente construido, en el que se haya iniciado el proceso de consolidación en los estratos inferiores com-

presibles, el peso del relleno que queda *dentro del grupo de pilotes, probablemente* se transferirá a los pilotes. Entonces, la carga por pilote aumentaría todavía más, en una cantidad aproximadamente igual a $A\gamma H/n$, donde A es el área transversal limitada por el perímetro del grupo, γ y H son el peso volumétrico y el espesor del relleno, n es el número de pilotes en el grupo.

La carga de seguridad en un grupo de pilotes hincados a través de estratos compresibles hasta materiales firmes, es igual al número de pilotes en el grupo, multiplicado por la carga admisible de un pilote. No necesario hacer reducciones debido a la poca separación entre los pilotes. De hecho, puede ser preferible reducir la separación hasta 2.5 veces el diámetro del pilote, si existe la probabilidad de que debido a la consolidación del depósito blando se desarrolle fricción negativa. La carga adicional en los pilotes debida a la fricción negativa debe considerarse.

Carga admisible en pilotes hincados en arcilla que aumenta de firmeza con la profundidad. En muchas localidades se encuentran depósitos estratificados en los que cada estrato tiene características aproximadamente uniformes, pero en los que la firmeza del estrato aumenta generalmente con la profundidad. Comúnmente, se usan pilotes para transferir la carga a un nivel situado debajo de las capas superiores más compresibles. La profundidad a la que se hincan los pilotes, depende principalmente del asentamiento con que pueden contribuir los materiales situados abajo de las puntas de los pilotes. Este aspecto del problema se considerará después. En general, resulta económico hincar el pilote más largo compatible con el equipo que se puede conseguir fácilmente, con objeto de aprovechar la mayor resistencia y firmeza de las capas inferiores.

La carga que soporta un pilote hincado en uno de estos depósitos, es soportada parcialmente por el material que queda directamente debajo de la punta del pilote, y parcialmente por fricción. La fricción desarrollada en los materiales más firmes en la parte inferior del pilote puede ser permanentemente efectiva para soportar carga, *mientras que la de la parte superior*, al igual que la fricción en materiales suaves situados arriba de un estrato resistente en pilotes de punta, puede disminuir con el tiempo, especialmente, si el pilote pertenece a un grupo grande.

La profundidad a la que puede hincarse un pilote determinado, bajo estas circunstancias, y la capacidad que puede desarrollarse a una penetración dada por golpe con equipo de ciertas características, puede investigarse por medio de la ecuación de onda. Estudiando el perfil de suelos, el ingeniero elige una o más profundidades a las que probablemente los pilotes obtengan la capacidad necesaria. Se hacen análisis de onda para los pilotes que tengan las longitudes correspondientes a cada profundidad. Las curvas de resistencia, como las de la fig. 12.11, indicarán si la combinación elegida de pilote, martinete, y amortiguador, es capaz de desarrollar la capacidad necesaria con una resistencia razonable al hincado. En la interpretación de las curvas, deberá dejarse un margen para el endurecimiento, además de la capacidad asociada a la resistencia al hincado. Este margen puede estimarse tomando como base la experiencia con otros pilotes en la localidad o efectuando una prueba de rehincado (art. 12.5), pero de preferencia deberá determinarse haciendo una o más pruebas de carga en tiempos diferentes después de hincar un pilote de prueba.

En los grupos grandes, la porción de endurecimiento desarrollado en las partes superiores de los pilotes puede ser gradualmente menos efectiva y la carga puede transferirse a las partes inferiores. El mecanismo es igual al descrito en conexión con pilotes que atraviesan estratos compresibles para poder alcanzar un apoyo firme en la punta. Sin embargo, la porción del endurecimiento a lo largo de las partes inferiores de los pilotes, probablemente sea apreciable y tenga un valor de soporte permanente. La determinación del endurecimiento haciendo pruebas de carga en pilotes, analizados por medio de la ecuación de onda, como se ilustra en la fig. 12.11, proporciona la suma de ambos com-

ponentes; por lo tanto, el uso del endurecimiento determinado en esa forma puede ser poco conservador. Sin embargo, probablemente el error sea pequeño.

Como la mayor parte de la capacidad del pilote tiene su origen en los estratos firmes en la parte inferior del pilote y cerca de la punta, es menos probable la falla de los pilotes en grupo que separadamente. Por lo tanto, la carga de seguridad en el grupo de pilotes hincados en materiales progresivamente más firmes, es prácticamente igual al número de pilotes multiplicado por la carga de seguridad por pilote.

Resistencia a la extracción de los pilotes hincados en arcilla. La resistencia a la extracción de un pilote individual o de un grupo, en arcilla plástica, está gobernada por las mismas consideraciones que se aplican a la carga de seguridad hacia abajo de los pilotes de fricción; por supuesto, la capacidad de carga por punta, no contribuye a la resistencia a la extracción.

PROYECTO ILUSTRATIVO 18-3 CIMENTACION PILOTEADA EN ARCILLA

Los cálculos presentados en el problema 18-3, demuestran la aplicación del criterio para la separación en el proyecto de grupos de pilotes de fricción apoyados en arcilla. En el primer paso, se ha determinado el número de pilotes, suponiendo que la capacidad individual puede desarrollarse en el grupo. En el segundo, se ha investigado la capacidad del grupo, y se ha encontrado que excede de la carga total en el grupo con el factor de seguridad correspondiente. Por lo tanto, se ha llegado a un proyecto satisfactorio. De hecho, la separación de los pilotes podría disminuirse a 0.75 m, y la capacidad del grupo podría ser mayor que 172.4 toneladas. Sin embargo, para poder decidir si se hace esa reducción, es necesario conocer anticipadamente el comportamiento de la arcilla durante el hincado de los pilotes.

Debe advertirse, que cuando se considera el efecto separado de los pilotes, la resistencia al corte de la arcilla se multiplica por el factor de reducción α_2 (fig. 18.7). En la investigación de la acción de grupo, no es necesaria la reducción.

El problema se refiere solamente a la resistencia de la arcilla. El asentamiento producido por su compresibilidad se estudia en el art. 18.6 y se ilustra en el problema 18-5.

18.6. Asentamientos de cimentaciones sobre arcilla

Introducción. Para todos los tipos de cimentaciones sobre arcillas y limos plásticos, los factores de seguridad deben ser los adecuados para evitar una falla por capacidad de carga. Sin embargo, es igualmente importante hacer una estimación segura de la magnitud del asentamiento diferencial que puede experimentarse en la estructura, aunque no se exceda el valor de la carga de seguridad. Si el asentamiento diferencial estimado es excesivo, puede ser necesario cambiar la distribución o el tipo de cimentación que se está considerando. En la mayor parte de los casos no se justifica un elevado grado de precisión. Usualmente, puede hacerse una selección correcta del tipo de cimentación, si se sabe que el asentamiento diferencial será del orden de 1, 5, o 50 cm.

El método general para calcular el asentamiento de un punto en la base de una estructura, debido a la consolidación de una delgada capa de arcilla consta de cuatro pasos. El primero es el cálculo de la presión efectiva original p_0 en el centro del estrato. El segundo es el cálculo del incremento de presión Δp, producido por la construcción del edificio, directamente debajo del punto dado y a la mitad del espesor del estrato de arcilla. El tercero es la determinación de la compresibilidad de la arcilla.

Finalmente, se utilizan estas cantidades para el cálculo de la disminución del espesor del estrato en el punto en cuestión. Si existe solamente una capa delgada, se supone que el hundimiento de la superficie es igual a esta disminución de espesor. Si hay varias capas, se realizan cálculos semejantes en cada una de ellas, y se suman

Probl. 18-3
Cimentación de pilotes
H 1 de 1

Proyecto de Cimentación Piloteada. Número necesario y Separación

Datos Generales

Carga total sobre el grupo de pilotes = 172.0 T, incluyendo el peso del cabezal de los pilotes.

Los sondeos indican que la arcilla es bastante uniforme hasta una profundidad de 30.5 m. La arcilla tiene un promedio de $q_u = 8.8\ T/m^2$ La sensibilidad de la arcilla es baja, y su contenido de agua es considerablemente menor que la de su límite líquido. De la Fig. 18.7 $\alpha_2 = 0.87$

Se desea un factor de seguridad de 3, usando pilotes de 12.2 m, con diámetro promedio de 30.5 cm.

Considerando los pilotes individualmente:

Superficie lateral = 12.2 x 3.14 x 30.5 = 11.7 m²/pilote

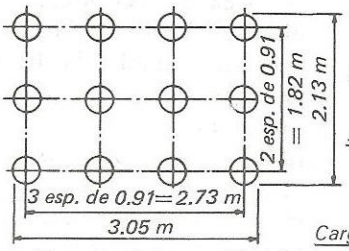
Resistencia reducida al esfuerzo cortante de la arcilla $= \frac{8.8}{2}(0.87) =$ 3.83 T/m² ÷ 3 = 1.28 T/m²

Carga de seguridad por pilote = 11.7 x 1.28 = 14.0 T

Pilotes necesarios 172.0/14.9 = 11.5; Usense 12 pilotes

Considerando los pilotes en grupo:

Pruébense 3 filas de cuatro pilotes separados 0.91 m c a c, en ambos sentidos



Superficie lateral = 12.2 x 10.4 = 126.9 m²

Fuerza cortante total = 1.46 x 126.9 = 185.2 T

Area en planta del grupo = 2.13 x 3.05 = 6.50 m²

$x\ 7.5(1 + 0.2\ \frac{2.13}{3.05}) =$

Carga de seguridad en la base = 55.5 T

Carga total de seguridad del grupo = 185.2 + 55.5 = 240.7 Ton

240.7 T > 172.0 T O.K.

Usense 12 pilotes separados como se muestra

Como $F_s = 3$, úsese la Fig. 18.3 ($D_f/B = 0$, $B/L = 0.7$)

las disminuciones del espesor de las diferentes capas abajo del punto.

El cálculo de la presión original efectiva p_0 y la determinación de la compresibilidad se han descrito en el art. 2.4 y en el cap. 3. En los siguientes párrafos se describen métodos para determinar el aumento en esfuerzo Δp y para calcular la disminución del espesor del estrato de arcilla.

Cálculo de la presión. Como los esfuerzos en el subsuelo de una estructura que tenga un factor de seguridad adecuado contra la falla por capacidad de carga, son relativamente pequeños en comparación con la resistencia máxima del material, puede obtenerse una aproximación razonable de la forma en que la carga vertical se distribuye a través del subsuelo, si se supone que el comportamiento de éste es elástico.

Asimismo, si se supone que el subsuelo es homogéneo, la presión vertical p_v en cualquier punto N (fig. 18.10), de la masa del suelo, producida por la aplicación de una carga Q en la superficie del mismo, puede calcularse como:

$$p_v = \frac{3Q}{2\pi z^2}\left[\frac{1}{1+(r/z)^2}\right]^{5/2} \qquad 18.9$$

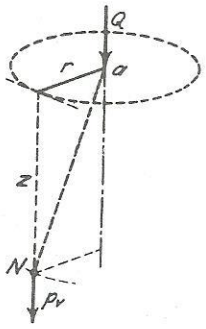


Figura 18.10. Intensidad de la presión vertical en el punto N en el interior de un medio semi-infinito bajo el efecto de una carga puntual, Q.

La ecuación 18.9 es una de las ecuaciones para determinar esfuerzos deducidas por Boussinesq (1885), basada en la teoría de la elasticidad. Es muy probable que las presiones reales en la masa del suelo difieran mucho de las calculadas por medio de la teoría. Sin embargo, debido a la sencillez de las ecuaciones y a lo relativamente racional de las suposiciones, el método de Boussinesq se usa casi universalmente, y los resultados se justifican por la concordancia que se aprecia en general, entre los asentamientos observados, y los calculados valiéndose de esta teoría.

Como la carga se aplica usualmente al subsuelo a través de zapatas, pilas, o losas, que se supone ejercen una presión uniforme en el suelo, el ingeniero generalmente desea conocer la presión vertical producida en algún punto de un plano horizontal, en el interior de una masa de suelo por una carga uniformemente distribuida en una porción de la superficie del terreno. Para resolver este problema N. M. Newmark elaboró una representación gráfica de la ecuación de Boussinesq (1942), que consiste en un diagrama de influencia (fig. 18.11). La gráfica representa un mapa de la superficie del terreno, dibujado a una escala en la cual la distancia AB en el mapa, es igual a la profundidad abajo de la superficie a la que se va a determinar el valor de la presión. Cuándo se satisface esta condición, una carga uniforme que obre sobre cualquiera de las áreas "cuadradas" limitadas por dos arcos circulares adyacentes y dos radios adyacentes, produce una presión en un punto situado directamente debajo del centro de la gráfica igual a 0.005 veces la intensidad de la carga uniforme. Al determinar la profundidad correspondiente a la distancia AB se considera siempre que la superficie del terreno es el plano que pasa por el nivel de la base de la cimentación.

Si, por ejemplo, se va a usar la carta para calcular el aumento de presión a una profundidad de 12 m, bajo el nivel de las zapatas, debido a la construcción de un edificio, se dibuja la planta de la cimentación, en una hoja de papel de calca a una escala tal que la distancia AB sea igual a 12 m. El punto del edificio debajo del cual se va a determinar la presión se coloca sobre el centro del diagrama. Se cuenta el número de cuadrados cubiertos por las zapatas cargadas. Este número, multiplicado por 0.005q, es igual al aumento de presión Δp debido a la presión uniforme q transmitida por todas las zapatas.

Para obtener la presión Δp en otros puntos del subsuelo, el papel de calca se mueve de manera que cada uno de estos puntos quede sucesivamente en el centro de la carta y se repite la operación de conteo. De esta manera, la distribución de la presión Δp a una elevación dada abajo de las zapatas, puede determinarse fácilmente. Para obtener las presiones a una profundidad diferente, deberá hacerse otro dibujo en el papel de calca de la planta de la cimentación, a una escala en que la nueva profundidad sea igual a la distancia AB.

La reducción de la presión en cualquier punto, producida por la excavación del sótano, puede calcularse de la misma manera, en el supuesto de que el peso del suelo excavado es una carga hacia arriba uniformente repartida, actuando al nivel del fondo de la excavación.

El aumento o disminución de la presión Δp en el centro de un estrato delgado de arcilla produce consolidación o expansión de la misma. Usualmente, se requiere un tiempo considerable para estos procesos. Por lo tanto, las cargas aplicadas temporalmente tienen poca influencia en los asentamientos

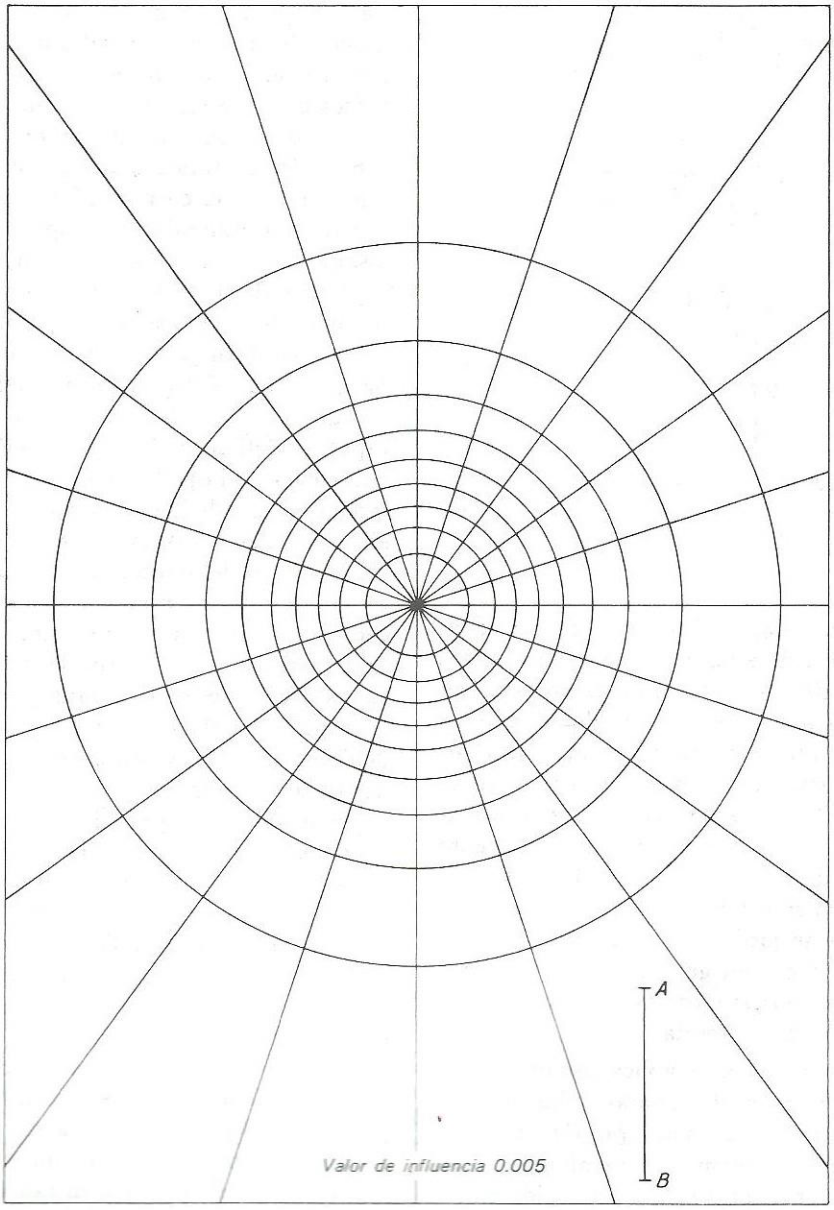


Figura 18.11. Diagrama de influencia para el cálculo de la presión vertical (según Newmark, 1942).

de una estructura construida sobre los estratos de arcilla. Las cargas que deben considerarse en un cálculo de asentamiento, incluyen comúnmente, la presión hacia arriba debida al peso del suelo excavado, el peso muerto de la estructura y de cualquier relleno dentro de ella, y el promedio de la carga viva que pueda esperarse en periodos relativamente largos durante la vida de la estructura. Si la construcción del edificio produce un cambio permanente en el nivel freático, el cambio en presión efectiva debido a esta causa también debe incorporarse en la cantidad Δp.

Cálculo del asentamiento. Los procedimientos para el cálculo de los asentamientos en un depósito de arcilla se describieron en el art. 3.4. La disminución del espesor de la arcilla, o el asentamiento S arriba del punto A (fig. 3.5) está dado por:

$$S = H\frac{\Delta e}{1 + e_0} \qquad 3.3$$

que, para las arcillas normalmente consolidadas puede expresarse de acuerdo a la ec. 3.1 como:

$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} H \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \qquad 3.4$$

Mientras que la ec. 3.4 es aplicable solamente a las arcillas normalmente consolidadas, la ec. 3.3 es general y puede usarse dondequiera que se conozca la relación de vacíos original y su cambio. Independientemente del tipo de arcilla, e_0 se obtiene con facilidad; Δe puede obtenerse de los resultados de la prueba de consolidación. Por lo tanto, aun para arcillas normalmente consolidadas, puede preferirse la ec. 3.3 a la 3.4, si se han efectuado pruebas de consolidación. Si la arcilla está preconsolidada y si $p_0 + \Delta p$ no excede de la carga de preconsolidación, debe usarse la ec. 3.3 y, e debe determinarse con el procedimiento descrito en el art. 3.5.

Si la presión Δp es negativa, es de esperar que la arcilla se expanda. Sin embargo, si la arcilla es blanda, el aumento de volumen debido a la disminución de la presión producida por la excavación, es tan pequeño que usualmente el valor de S puede tomarse como cero.

Confiabilidad de la predicción de los asentamientos. Los asentamientos diferenciales y totales pueden predecirse con un elevado grado de confiabilidad, en arcillas normalmente consolidadas de sensibilidad ordinaria, si la arcilla es prácticamente homogénea, o está en estratos homogéneos. El índice de compresión puede determinarse por medio de pruebas de consolidación en muestras inalteradas o remoldeadas, o por medio de la ec. 3.2.

Si el depósito ha sido precargado (art. 3.2), pero no se ha reconocido esta circunstancia, es probable que los asentamientos calculados sean mucho mayores que los reales. La discrepancia disminuye al aproximarse a la unidad, la relación $\Delta p/(p_0' - p_0)$ Sin embargo, aunque el cálculo se base en las curvas e-log p para buenas muestras inalteradas, los asentamientos calculados probablemente excedan a los reales, y el monto de la discrepancia no puede predecirse frecuentemente con seguridad.

Como la fuente principal de error en conexión con el cálculo de asentamientos en un depósito de arcilla homogéneo, es la mala interpretación del grado de preconsolidación, deberán utilizarse todas las evidencias disponibles. En muchos casos las ideas se aclaran bastante estimando los valores de Δp en puntos críticos, de un estrato situado debajo de una estructura más antigua y cercana de comportamiento conocido. Si esta estructura no ha experimentado asentamientos perjudiciales y si produce esfuerzos en el subsuelo no menores que los que se espera tener debajo de la estructura propuesta, el comportamiento satisfactorio de la nueva estructura puede inferirse usualmente. Esta conclusión debe comprobarse mediante investigaciones, para asegurarse de que las condiciones del subsuelo en los dos lugares son realmente comparables.

Si un depósito de arcilla contiene varios elementos de suelo compresible, arreglados erráticamente, la predicción del asentamiento no puede hacer más que indicar el asentamiento diferencial máximo probable, sin proporcionar una idea de la distribución del asentamiento.

Cuando las arcillas son muy sensibles, las muestras deben ser las mejores obtenibles. Sin embargo, el cálculo de los asentamientos en estratos uniformes de este tipo, puede hacerse con una precisión razonable.

Asentamientos de zapatas y losas de cimentación. Las zapatas situadas arriba de depósitos de arcilla blanda normalmente consolidada y de depósitos de limos plásticos, comúnmente se asienten excesivamente aunque las presiones en el suelo sean relativamente pequeñas. Puede estimarse la

magnitud del asentamiento por los procedimientos descritos en el art. 3.4 y en las secciones anteriores de este capítulo. Los cálculos se hacen suponiendo que la superestructura no tiene rigidez. Por lo tanto, los asentamientos diferenciales indicados por la predicción probablemente sean algo mayores que los que realmente ocurren. Sin embargo, se puede esperar que la predicción sea lo suficientemente confiable para permitir estimar al proyectista, si las deformaciones serán demasiado grandes en su estructura. Si lo son, debe, combinar sus zapatas formando una losa de cimentación de la resistencia y rigidez adecuadas, o bien proyectar su estructura con una cimentación pilotes o pilas.

Es probable que el asentamiento de las zapatas aisladas presente un patrón algo errático por la existencia de zonas blandas o duras que puedan existir bajo ellas. Si una losa de cimentación ejerce la misma presión en la arcilla, se transmiten esfuerzos debajo de la cimentación a una profundidad considerablemente mayor que debajo de la cimentación de zapatas, y las zonas blandas y firmes se compensan mucho más entre sí. En consecuencia el patrón de asentamientos de una losa es mucho más regular que el de una cimentación de zapatas en el mismo material y probablemente tomará una forma concoidal, con el mayor asentamiento cerca del centro.

El asentamiento de una losa en arcilla puede reducirse, aumentando su profundidad de desplante, incrementando así la cantidad de excavación. Frecuentemente es posible compensar todo el peso de la estructura con el peso del suelo excavado para los sótanos. De esta manera, se han construido con éxito estructuras sobre depósitos de arcilla muy blanda. A pesar de la completa compensación de carga, probablemente ocurran pequeños asentamientos debidos al bufamiento, y el subsecuente asentamiento de la arcilla durante la excavación y la recarga, o por el pequeño aumento en la compresibilidad, causado por la alteración de la estructura de la arcilla durante la excavación.

En algunos casos, una capa de arena compacta o de arcilla dura cubren un estrato potente de arcilla blanda. Puede proyectarse una estructura sobre zapatas que descansen en la arena o arcilla firme. La carga admisible en las zapatas, se determina a partir de las características del material que queda directamente debajo de ellas dentro de una profundidad igual al ancho de la zapata mayor. Sin embargo, toda la capa de arena o de arcilla firme actúa como una losa natural y el asentamiento de la estructura en conjunto, depende del aumento del esfuerzo en el depósito blando y de la compresibilidad del mismo. La predicción del asentamiento puede hacerse por procedimientos semejantes a los usados en losas. Si los asentamientos diferenciales van a ser demasiado grandes para la estructura, la situación rara vez puede mejorarse cambiando el tamaño de las zapatas. Es necesario recurrir a una cimentación en la que las cargas estén compensadas por el peso del suelo excavado, o usar pilotes o pilas que se extiendan a través de la costra y los materiales compresibles inferiores hasta una base firme.

Asentamiento 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.

Como aproximación tosca, el asentamiento de un grupo de pilotes de fricción puede calcularse con la suposición de que la arcilla comprendida entre la cabeza de los pilotes y el punto que señala su tercio inferior es incompresible, y que la carga se aplica al suelo en dicho punto. Se ignora la presencia de los pilotes abajo de este nivel.

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. Sin embargo, ninguna de las ecuaciones que existen considera todas las variables que influyen en los depósitos de arcilla, y su uso no se recomienda. Parece que es preferible hacer estimaciones aproximadas del asentamiento, apoyándose en los procedimientos descritos antes, y determinar las dimensiones de los grupos de pilotes utilizando criterio.

Asentamientos en pilas y pilotes de punta. El asentamiento de pilas en arcillas blandas normalmente consolidadas probablemente sea grande, aunque la carga neta en la base sea pequeña. Por lo tanto, usualmente las pilas no son económicas ni satisfactorias a menos que penetren en arcilla relativamente firme a profundidad considerable, o que descansen en arcillas preconsolidadas firmes o duras. Aun en arcillas relativamente firmes, el asentamiento progresivo de pilas muy grandes puede ser apreciable al pasar el tiempo. Sin embargo, el cálculo de los asentamientos basado en los resultados de pruebas de consolidación, indica un asentamiento mayor que el que ocurre en realidad, debido a las dificultades asociadas a la determinación de la compresibilidad de las arcillas preconsolidadas.

Aunque puede tomarse como capacidad de carga máxima de una pila colada en el lugar en arcillas firmes, la suma de las capacidades máximas del cuerpo y de la base (art. 18.4), los hundimientos, necesarios para desarrollar la capacidad en la base, son muchos mayores que los necesarios para desarrollar la fricción lateral. Por lo tanto, bajo las cargas de trabajo, el asentamiento puede estar regido principalmente por la relación de la fricción lateral real a la máxima.

La carga en un pilote hincado a través de estratos compresibles hasta arcilla firme o muy firme, finalmente la soporta la punta del pilote. Esto produce grandes concentraciones de esfuerzo cerca de la punta. Si se hace una prueba de carga de la duración acostumbrada en un pilote aislado, los resultados pueden ser alentadores, debido a que durante la prueba, la mayor parte de la carga puede ser soportada por la fricción lateral en las capas superiores y se transmite poca carga a la punta. Sin embargo, el asentamiento del mismo pilote debajo de un edificio, puede ser eventualmente bastante grande.

Rara vez es posible hacer una estimación satisfactoria de la magnitud del asentamiento de los pilotes de punta, hincados en arcilla muy firme. Los mejores resultados se obtienen realizando pruebas de carga de larga duración en un pilote hincado en la arcilla firme, hasta que adquiera la resistencia adecuada, aislándolo con un ademe del suelo circundante hasta unos cuantos decímetros de la punta. Durante la prueba, el pilote debe sujetarse a la carga de trabajo probable. Estas pruebas son costosas y se justifican solamente en las obras más importantes.

Cuando se están hincando pilotes de punta, pueden elevarse en el estrato de apoyo otros pilotes que se hayan hincado antes, debido al movimiento hacia arriba de la arcilla desalojada por los pilotes adicionales. Los pilotes que se levanten deben volverse a hincar hasta alcanzar un apoyo firme en el estrato resistente o los asentamientos pueden ser excesivos. Para determinar cuándo es necesario rehincar, se aconseja determinar la elevación de la cabeza de cada pilote cuando se hinque, y comprobarla después que se hayan hincado todos los pilotes. Si los pilotes no son unidades rígidas, el movimiento de la cabeza puede no ser una indicación segura

del movimiento de la punta. Esta es la condición, por ejemplo, cuando los forros telescópicos de los pilotes colados en el lugar se dejan sin llenar temporalmente. En estos casos, debe comprobarse la posibilidad de levantamiento con la ayuda de tubos testigos colocados dentro de los forros, llevados desde el extremo de cada sección, hasta cerca de la superficie del terreno, donde puedan medirse los movimientos.

Si los pilotes de punta se hincan en un estrato compacto o firme que cubre un depósito más blando, el estrato de apoyo debe considerarse como una losa natural, y calcularse el asentamiento por los procedimientos descritos antes.

Asentamiento de estructuras en depósitos heterogéneos. En las secciones anteriores, se supuso que la arcilla que se consolida se presenta bajo la forma de capas bien definidas o en masas bastante uniformes, que pueden dividirse arbitrariamente en estratos. Se ha supuesto que las propiedades de cualquier capa, varían sólo ligeramente de punto a punto en las direcciones horizontales.

En muchos casos, los depósitos de arcilla blanda y de limo plástico son heterogéneos. Los intentos para calcular la distribución del asentamiento en el área que va a ocupar una estructura tienen poca probabilidad de tener éxito, porque es muy difícil reconocer las zonas blandas con las operaciones de muestreo y las pruebas. Si el depósito tiene una estructura errática, usualmente no puede predecirse la forma que adoptarán los asentamientos diferenciales. Frecuentemente, es posible estimar los asentamientos máximos y mínimos probables, pero no es posible determinar las partes de la estructura en que ocurrirán. Esto puede hacerse, asignando a la arcilla el índice de compresión máximo compatible con los resultados de la exploración del suelo, dentro de la parte del subsuelo en la que sea probable que Δp sea un máximo, y asignando un índice de compresión mínimo a las zonas en que se prevea que Δp sea mínimo. El asentamiento diferencial real probablemente no excederá al calculado de esta manera. Algunas veces, es preferible hacer una serie completa de sondeos, para definir la distribución de bolsas blandas y obtener un concepto general de variación en consistencia y en compresibilidad. Luego, se hacen unos cuantos sondeos en los lugares más blandos y en los más firmes, y se estiman aproximadamente los asentamientos, apoyándose en estas condiciones extremas. Esto generalmente es suficiente para hacer ver si el tipo de cimentación propuesto es satisfactorio.

PROYECTO ILUSTRATIVO 18-4. ASENTAMIENTO DE UNA LOSA DE CIMENTACION EN ARCILLA

El problema 18-4 ilustra la aplicación de algunos principios estudiados en este artículo. Los cálculos son en su mayor parte evidentes. Sin embargo, debe advertirse que, como la humedad de la arcilla está más cercana al límite líquido que al límite plástico, es aconsejable suponer que se trata de una arcilla normalmente consolidada. La relación de vacíos inicial, la presión inicial en el centro de la arcilla, y el índice de compresión se determinan de acuerdo con los arts. 1.6, 2.4 y 3.3, respectivamente. Debe reconocerse que el asentamiento diferencial entre el centro y la esquina de la losa puede ser considerablemente menor que el indicado en los cálculos de la hoja 2, debido a la rigidez de la estructura.

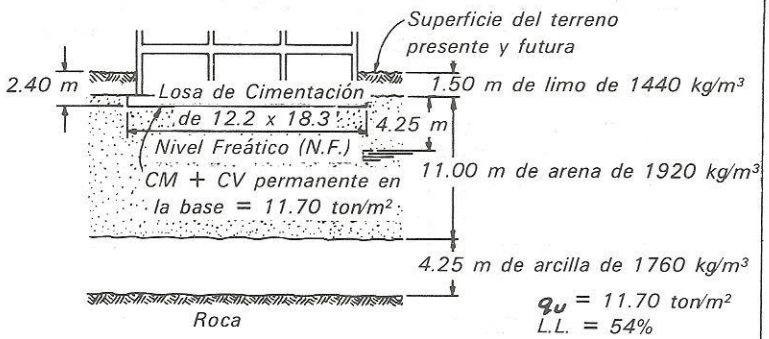
PROYECTO ILUSTRATIVO 18-5. ASENTAMIENTOS EN PILOTES DE FRICCION EN ARCILLA

En la hoja de cálculo 18-5 se presenta una estimación del asentamiento de un grupo de pilotes de fricción en arcilla normalmente consolidada. El asentamiento total de 15 cm (hoja 2), debe considerarse solamente como una tosca aproximación. Sin embargo, la magnitud del asentamiento previso de esta manera, usualmente da al proyectista una base satisfactoria para decidir si la cimentación puede considerarse adecuada, o debe rechazarse en favor de alguna de otro tipo, como la de pilotes más largos hincados hasta la roca, o una pila descansando en roca.

Probl. 18-4
Losa de Cimentación
H 1 de 2

Proyecto de una Losa de Cimentación. Cálculo de Asentamientos

Datos Generales



q_u = 11.70 ton/m²
L.L. = 54%
L.P. = 26%
W = 44%
G = 2.7

Cálculo de $\bar{P}_o$, a la mitad del estrato de la arcilla:

1.50 x 1440	= 2,160 kg/m²
4.25 x 1920	= 8,160
6.75 x (1920−1000)	= 6,210
2.13 x (1760−1000)	= 1,620
	18,150 kg/m = $\bar{P}_o$

Indice de compresión $= C_c = 0.009(54-10) = 0.396$

Relación de vacíos inicial $e_o = 1.19$

(Nótese que para suelo saturado, $e = wG/100$)

Carga neta en la base de la losa de cimentación:

CM + CV permanente = 11.70 ton/m²
Suelo que se quitó:
Limo = 1.50 x 1440 = 2160
Arena = 0.90 x 1920 = 1730
3.890 ton/m²

11.70 − 3.89 = 7.81 ton/m² = presión neta.

Puede notarse que las propiedades de la arcilla que afectan su compresibilidad, cambian mucho a las elevaciones de 93.88 y 91.44. Por esta razón, la arcilla se divide en tres capas abajo del límite superior del tercio medio inferior de los pilotes, donde se supone que la carga se va a aplicar al suelo Se suman los asentamientos con que contribuyen estas tres capas separadas para obtener el asentamiento total. El aumento de presión a la mitad del espesor de cada capa, se calcula en la suposición de que la carga se distribuye con una inclinación de dos unidades verticales a una horizontal, empezando en el punto inferior del tercio medio de los pilotes. La distribución de 2:1 de la carga, da por resultado una aproximación razonable al promedio de aumento de presión a cualquier nivel bajo todo el grupo de pilotes, en vez del aumento de presión bajo un punto específico, como se obtendría usando la fig. 18.11.

La investigación de la bondad del grupo de pilotes, determinada por la resistencia

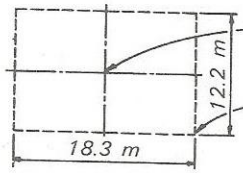
Probl 18-4
Losa de Cimentación
H 2 de 2

Proyecto de una losa Cimentación. Cálculo de Asentamientos

Cálculo de Δp a la mitad del espesor de la arcilla:

Usese un croquis de 12.2 x 18.3 m de la losa de cimentación a la escala 1:480

Usese la Fig. 18.11



85.5 cuadrados x 7.81 x 0.005 = 3.34 ton/m²

38.3 cuadrados x 7.81 x 0.005 = 1.49 ton/m²

Cálculos del Asentamiento

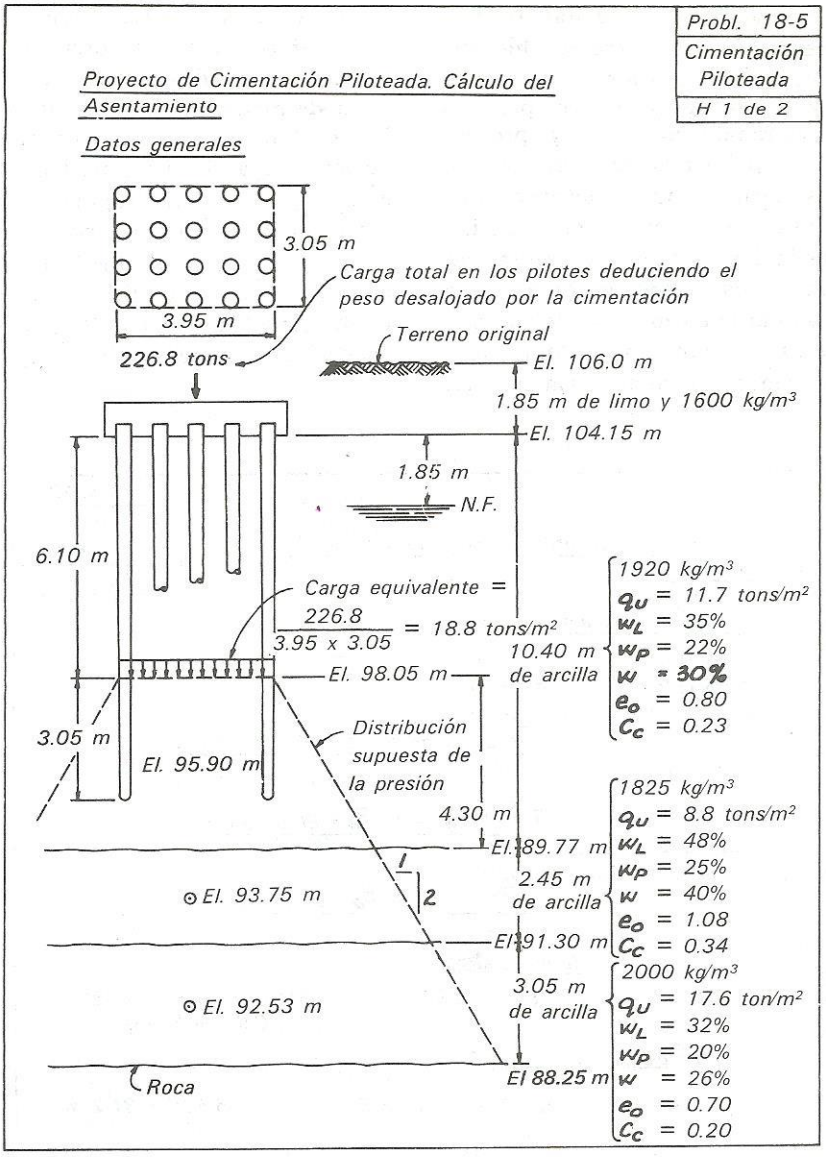
Al centro: $\frac{425 \times 0.396}{1 + 1.19} \times 0.396 \times \log \frac{18.15 + 3.34}{18.15} = 5.6$ cm

En la esquina: $\frac{425}{1 + 1.19} \times 0.396 \times \log \frac{18.15 + 1.49}{18.15} = 2.6$ cm

de la arcilla se omite en este problema debido a que duplicaría muchos cálculos efectuados en el problema 18-3.

Evolución de los asentamientos. La ecuación 3.3 permite calcular el asentamiento máximo debido a la consolidación primaria de un estrato arcilloso. La rapidez a la que ocurrirá el asentamiento, puede predecirse con bastante precisión, si se conoce el coeficiente de consolidación c_v para la arcilla y la distancia a los estratos permeables. Muchos depósitos de arcilla contienen un gran número de capas o lentes de arena o de limo que pueden drenar al estrato en mayor o menor grado. A menos de que pueda determinarse la continuidad de estas capas y de que pueda conocerse su separación, no es posible estimar la rapidez del asentamiento, excepto entre límites muy amplios. La estimación puede hacerse por los procedimientos descritos en el art. 3.12.

En conexión con cimentaciones para edificios, la rapidez del asentamiento no es frecuentemente de mucha importancia, porque los daños ocurrirían eventualmente



si los asentamientos diferenciales finales son mayores que los que la estructura puede soportar. Sin embargo, ocasionalmente, es necesaria una estimación de la rapidez de consolidación. De esta manera, si se ha dañado una estructura por asentamiento diferencial creciente, deberá estudiarse si es necesario hacer obras de recimentación para detener el movimiento. Antes de emprender una operación tan costosa, es conveniente conocer el grado de consolidación que se ha producido. En algunos casos, se han recimentado edificios con grandes gastos, cuando prácticamente ya había ocurrido la consolidación primaria. Si se hubiera conocido el grado de consolidación, se hubiera sabido que la recimentación ya no era necesaria.

A la consolidación primaria puede seguir la secundaria (art. 3.12), que puede ocurrir a rapidez casi constante durante muchos años. Finalmente, en muchos casos puede llegar a ser excesiva. Sin embargo, hasta ahora no existen medios completamente satisfactorios para estimar la rapidez de la consolidación secundaria. En las ar-

cillas normalmente consolidadas o ligeramente preconsolidadas, puede establecerse un límite superior conservador sobre la base de la ec. 3.15 y la fig. 3.14, pero para las arcillas moderadamente o muy preconsolidadas, la rapidez real puede ser mucho menor. Los cálculos basados en valores de C_t obtenidos con pruebas de consolidación en muestras inalteradas pueden resultar engañosos, porque la rapidez en el campo y en el laboratorio parecen depender de factores que todavía no se conocen muy bien. Cuando se conoce el comportamiento de edificios semejantes en el mismo depósito, esta información proporciona la mejor guía. Para arcillas inorgánicas, la rapidez varía de menos de 0.10 cm/año, a más de 1.5 cm/año en casos raros. La consolidación primaria de las arcillas y limos orgánicos puede ocurrir rápidamente y puede ser pequeña en comparación con la consolidación secundaria. Por esta razón, se da atención a la consolidación secundaria en países como Holanda y Bélgica donde se encuentran grandes depósitos orgánicos.

Probl. 18-5
Cimentación Piloteada
H 2 de 2

Proyecto de Cimentación Piloteada. Cálculo del Asentamiento.

Cálculo de los valores de $\bar{p}_o$ *:*

1.85(1600) = 2960
1.85(1920) = 3550
6.40(1920−10000 = 5890
12400 kg/m² = $\bar{p}_o$ a El. 95 90 m
2.5(19210−1000) = 1980
1.22(1825−1000) = 1005
15385 kg/m² = $\bar{p}_o$ a El. 92.53 m
1.22(1825−1000) = 1005
1.52(2000−1000) = 1520
17910 kg/m² = $\bar{p}_o$ a El. 89.77 m

Cálculos de los valores de Δp *:*

Area en la El 95.90 = (3.95 + 2(2.15)(0.5)) (3.05 + 2(2.15)(0.5)) = 31.40 m²

Δp en la El. 95.90 = $18.8 \times \frac{12.05}{31.40}$ = 7.2 ton/m²

Area en la El. 92.53 = (3.95 + 5.52)(3.05 + 5.52) = 81.2 m²

Δp en la El. 92.53 = $18.8 \times \frac{12.05}{81.2}$ = 2.8 ton/m²

Area en El. 89.77 = (3.95 + 8.28)(3.05 + 8.28) = 138.6 m²

Δp en El. 89.77 = $28.8 \times \frac{12.05}{138.6}$ = 1.6 ton/m²

Cálculos del Asentamiento:

El. 98.05 a 93.75 $S = \frac{430}{1 + 0.8} \times 0.23 \times \log \frac{12.4 + 7.2}{12.4}$ = 10.9 cm

El. 93.75 a 91.30 $S = \frac{245}{1 + 1.08} \times 0.34 \times \log \frac{15.4 + 2.8}{15.4}$ = 2.9 cm

El. de 91.30 a 88.25 $S = \frac{305}{1 + 0.70} \times 0.20 \times \log \frac{17.9 + 1.6}{17.9}$ = 1.4 cm

Asentamiento total = 15.2 cm

18-7 Excavaciones en arcilla

Factores que afectan la estabilidad de los cortes en arcilla. A menos que un depósito de arcilla contenga o esté sobre capas o lentes de suelos permeables con agua, el agua subterránea no produce dificultades para hacer excavaciones temporales. Por otra parte, la estabilidad de taludes temporales en arcilla, depende no sólo de la resistencia del material y del talud del corte, sino también de la profundidad de la excavación y de la profundidad a que aparezca un estrato firme, si existe no muy lejos, abajo del fondo de la excavación.

La estabilidad de un talud durante el periodo de construcción puede estimarse con mucha confiabilidad por métodos teóricos y con los resultados de pruebas en el suelo, si la arcilla está saturada, si es de consistencia media a blanda, y si está protegida contra el secado y la formación grietas de desecación en y más allá, de la cresta del talud. Las arcillas más firmes usualmente contienen juntas, grietas, o superficies de deslizamiento que reducen mucho su resistencia con relación a las muestras intactas tomadas del estrato; la estabilidad del talud en esos materiales es difícil de estimar en forma confiable. Las arcillas que contienen bolsas de material sin cohesión con agua, pueden sostenerse razonablemente bien cuando quedan expuestas por la excavación, pero su estabilidad se deteriora progresivamente.

Si la excavación permanece abierta y sin protección por largo tiempo, la estabilidad puede reducirse por las grietas que se desarrollan por desecación y después se llenan de agua. El flujo de agua puede producir también deterioro progresivo mientras el corte está abierto, especialmente si la arcilla contiene capas o bolsas de limos sin cohesión y arenas finas bajo el nivel freático. Como estos factores no están bajo el completo control del constructor, se requiere gran discernimiento para elegir taludes a los que se obtenga el equilibrio adecuado entre la seguridad y la economía.

Taludes en arcillas homogéneas blandas y medias. La experiencia ha mostrado que la falla de un talud en una arcilla uniforme se produce por deslizamiento a lo largo de una superficie de sección transversal casi circular. Pueden hacerse estimaciones suficientemente precisas de la estabilidad de esos taludes, si la superficie de deslizamiento se supone circular.

El procedimiento se ilustra en las figs. 18.12a y 18.12b, que representan respectivamente un talud relativamente escarpado y otro relativamente tendido en una arcilla homogénea que descansa sobre una base firme. Como se supone que el periodo de construcción es corto en comparación con el tiempo necesario para que cambie el contenido de agua de la arcilla, se satisfacen aproximadamente las condiciones para el análisis $\phi = 0$. Entonces, el análisis puede basarse en los esfuerzos totales más que en los efectivos, y en la resistencia al esfuerzo cortante no drenada c, determinada en las pruebas de compresión simple o en pruebas de veleta (art. 4.8).

Para investigar la estabilidad de un talud, se dibuja un arco circular (fig. 18.12a o 18.12b) con un centro arbitrario 0 y un radio arbitrario r. El peso W de la masa de suelo limitada por el arco se determina gráfica o analíticamente. El momento Wl_w de este peso con respecto a 0 tiende a producir deslizamiento a lo largo del arco. Los esfuerzos de corte t a lo largo del arco se determinan gráfica o analíticamente. El momento Wl_w de este peso con respecto a 0 tiende a producir deslizamiento a lo largo del arco. Los esfuerzos cortantes correspondientes, t, a lo largo del arco se terminan por el requisito de que el momento de esos esfuerzos con respecto a 0 debe ser igual al peso, si existe equilibrio. Es decir,

$$t\hat{l}r = Wl_w \qquad 18.10$$

donde $\hat{l}$ es la longitud del arco. Por lo tanto, el esfuerzo cortante necesario para el equilibrio es:

$$t = \frac{Wl_w}{r\hat{l}} \qquad 18.11$$

el factor de seguridad contra la falla por esfuerzo cortante a lo largo del arco circular elegido arbitrariamente es la relación de la resistencia c disponible a la resistencia necesaria t. Así:

$$F = \frac{c}{t} = \frac{cr\hat{l}}{Wl_w} \qquad 18.12$$

Por supuesto no es preciso que la falla se produzca en el arco arbitrariamente elegido; ocurrirá a lo largo del arco en el que el factor de seguridad sea mínima. Por lo tanto, deben elegirse varias posiciones del centro O y varios radios hasta encontrar el factor de seguridad mínimo.

Tanto la teoría como los cálculos de tanteos se han utilizado para reducir el número de repeticiones para localizar el centro y radio críticos. Por ejemplo, se ha establecido que si el ángulo del talud es de 53° o mayor, el círculo crítico pasa por el pie de éste. En los taludes más tendidos, el círculo crítico es generalmente tangente a la base firme y su centro asimismo queda en una línea vertical que pase por el punto medio del talud. Sin embargo, si el estrato firme tiene su lecho superior a poca profundidad abajo del pie del talud, la falla puede tener lugar a lo largo de un círculo, conocido como círculo de talud, que corta a éste arriba de su pie.

Se han preparado gráficas (Taylor, 1937) para la solución de los problemas ilustrados en la fig. 18.12. En la fig. 18.13 (Terzaghi, 1943), se muestra una forma conveniente de estos diagramas. Puede determinarse para cualquier ángulo del talud y cualquier profundidad n_dH a la base firme, un número de estabilidad adimensional:

$$N_s = \frac{\gamma H_c}{c} \qquad 18.13$$

y calcularse con la ec. 18.13, el valor H_c. La cantidad H_c es la *altura crítica* del talud; es decir, la altura vertical del talud para un factor de seguridad de la unidad. El factor de seguridad del talud propuesto puede determinarse aproximadamente de:

$$F = \frac{H_c}{H} \qquad 18.14$$

donde H es la altura del talud.

Si el depósito está formado por estratos de arcilla blanda o media, pueden hacerse análisis semejantes. Estos análisis se estudian en el cap. 21.

Taludes en arcillas firmes. La altura máxima a la que pueden excavarse taludes en arcillas intactas, saturadas o casi saturadas puede estimarse de la fig. 18.13. Ordinariamente, en estos materiales, aun los taludes más escarpados se sostienen inicialmente con alturas considerables. Al abrirse juntas, y desarrollarse grietas de tensión bajo la influencia de las deformaciones asociadas a la excavación, especialmente si el agua de lluvia las rellena, pueden romperse bloques de arcilla o deslizarse a lo largo de superficies diferentes a las supuestas en el análisis. La experiencia que se tenga con cortes semejantes en la misma formación, es la mejor guía bajo estas circunstancias, pero aún esta experien-

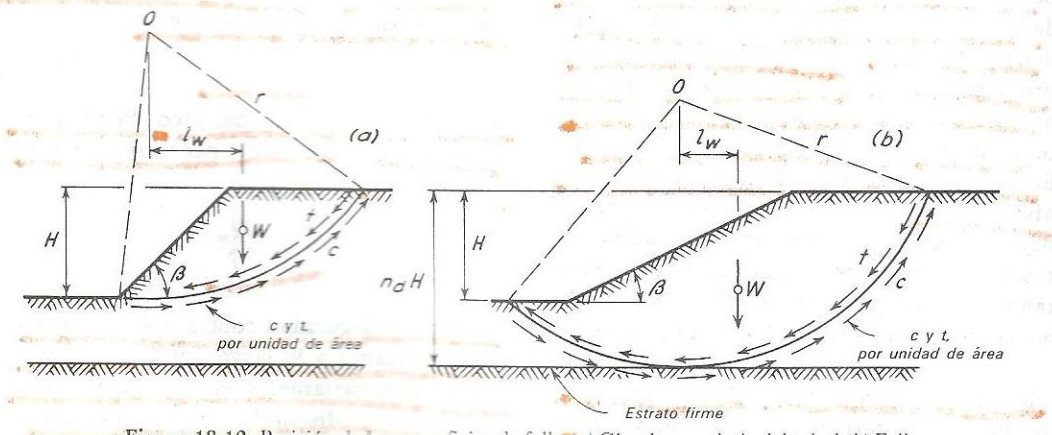


Figura 18.12. Posición de las superficies de falla: *a)* Círculo por el pie del talud. *b)* Falla de base.

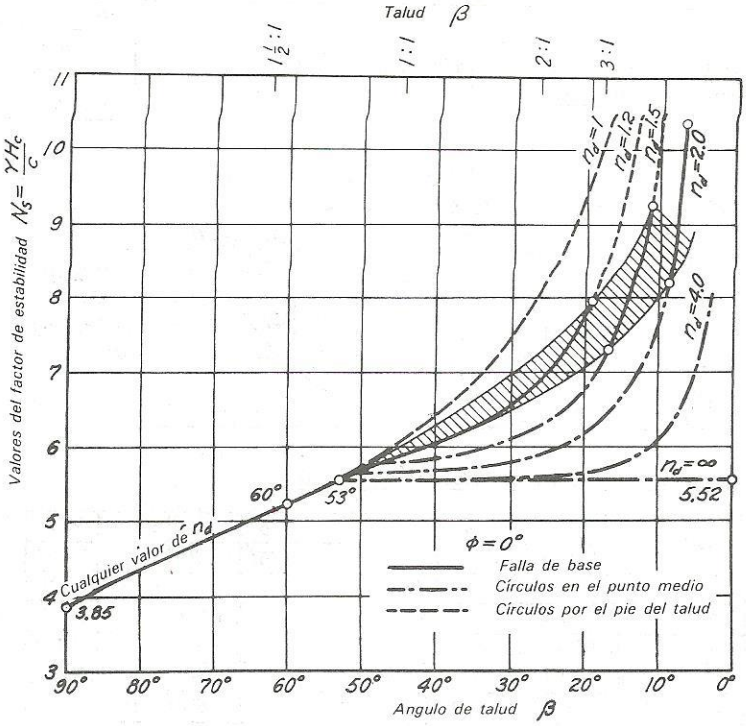


Figura 18.13. Relación entre el ángulo del talud β y el factor de estabilidad N_s, para diferentes valores del factor de profundidad n_d en suelos cohesivos (según Taylor, 1937).

cia puede resultar engañosa si la duración del trabajo y el tiempo no se evalúan correctamente.

PROYECTO ILUSTRATIVO 18-6 ESTABILIDAD DE UN TALUD EN ARCILLA

El problema 18-6 ilustra la aplicación de los principios y procedimientos descritos en el art. 18.7 para determinar el factor de seguridad de una excavación en arcilla por medio de la ec. 18.12. El factor de seguridad se comprueba luego, empleando como alternativa el procedimiento basado en la fig. 18.13 y la ec. 18.14.

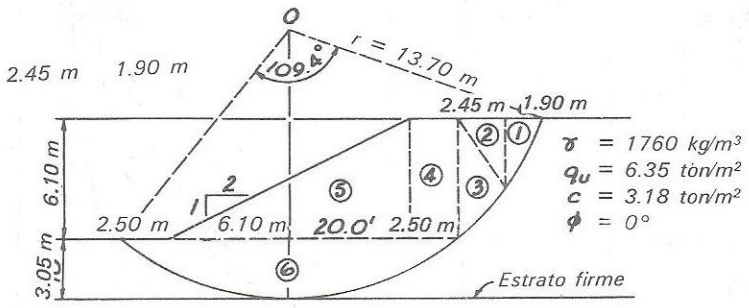
18.8. Desalojamientos laterales debidos a cargas verticales en arcilla

Los muros de contención, estribos y aleros, ordinariamente se proyectan para soportar la presión lateral del suelo retenido. El cálculo de la presión lateral de la tierra contra las estructuras es un procedimiento de rutina y se estudia en el cap. 26. Sin embargo, si el subsuelo es arcilla o limoso plástico, las estructuras pueden, bajo algunas circunstancias, sufrir movimientos horizontales excesivos, aunque se hayan tomado medidas adecuadas en lo que se refiere a la presión de tierra.

El relleno construido detrás de una estructura de contención constituye una carga vertical sobre el subsuelo. La intensidad de la carga en un relleno horizontal es γH donde H es la altura del propio relleno. Si la intensidad de la carga excede la capacidad de carga del terreno, el relleno se hunde en el mismo, la estructura de contención se mueve lateralmente, y la superficie del terreno al frente del muro se eleva. Como aproximación tosca, la capacidad de carga del subsuelo, si las condiciones $\phi = 0$ son aplicables, puede calcularse mediante la ec. 18.2, donde N_c se determina de la

Probl 18-6
Talud en Arcilla
H 1 de 1

Estabilidad de un Talud en arcilla. Cálculo del Factor de Seguridad



Cálculo de momentos con relación al punto O

No.	Area	γ	Peso T	Brazo	Mom
1	1/2 x 3.60 x 1.90 = 3.42	1,760	6.020	11.7	70.50
2	1/2 x 3.60 x 2.45 = 4.41		7.750	10.2	79.10
3	1/2 x 6.10 x 2.45 = 7.48		13.150	9.4	123.50
4	6.10 x 2.50 = 15.25		26.850	7.3	196.00
5	1/2 x 6.10 x 12.20 = 37.21		65.500	2.0	131.00
6	± 0.68 x 17.20 x 3.05 = 35.65		62.800	0	0

$\Sigma W = 182.07$ tons; $\Sigma W\mathcal{L}_w = 600.10$ m-ton

$r\mathcal{L} = \frac{109.4°}{180°}(3.14 \times 13.70 \times 13.70) = 358.50$

$\times 3.18 = 1140.00$ m-ton $= cr\mathcal{L}$;*

$F_s = \frac{1140.00}{600.10} = 1.90$

*Nota: Todos los pesos y momentos son para un ancho de talud de 1 metro.

Compruébese F_s con la Fig. 18.13

$N_s = 6.2$, entonces $H_c = \frac{6.2(3.18)}{1.76} = 11.2$

$F_s = \frac{11.2}{6.10} = \underline{1.83}$

fig. 18.2 para B/L y D_f/B igual a cero. Por lo tanto:

$$q_d \simeq 5c \qquad 18.15$$

Si se supone que c es igual a la mitad de la resistencia a la compresión simple, el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga es aproximadamente:

$$F \simeq \frac{2.5q_u}{\gamma H} \qquad 18.16$$

No debe permitirse que el factor de seguridad obtenido en la ec. 18.16 sea menor que 2, o será probable que se produzcan movimientos laterales progresivos en la estructura de contención. Al disminuir el factor de seguridad hacia la unidad, la rapidez del movimiento progresivo aumenta, y ocurre un falla completa cuando el factor de seguridad es la unidad.

La posibilidad de movimientos laterales de esta naturaleza no ha sido generalmente reconocida por los ingeniero. Como resultado, se han presentado muchos ejemplos de movimientos progresivos que al fin han suprimido los espacios libres que se dejan

entre los extremos de los claros de los puentes y los diafragmas de los estribos (Peck, Ireland, y Teng, 1948). En varios casos, el movimiento ha sido rápido y de magnitud suficiente para considerarse como falla. La fig. 18.14 muestra los datos pertinentes con respecto a un ejemplo típico de movimiento progresivo hacia adelante de gran magnitud. Los pilotes penetraron en el material blando y se apoyaron en arcilla media a una profundidad de 12 m. Los dos estribos y las dos pilas intermedias del puente se completaron y se estaba haciendo el relleno, cuando se observaron los movimientos de los cuatro elementos de la estructura. Las medidas dieron los resultados indicados en la figura. La distancia L_2 entre las pilas intermedias disminuyó casi tanto como la distancia L_1 entre estribos. Por lo tanto, el movimiento fue a gran profundidad y se debió al flujo de la arcilla de los extremos al centro del puente. Bajo el peso del relleno, se alcanzó la capacidad de carga de la arcilla rojiza blanda y la del material sobreyacente. La presión lateral contra los estribos probablementeno fue excesiva, porque eran del tipo abierto y se permitió que el terraplén se extendiera a través de ellos.

La altura del relleno trás los estribos de la fig. 18.14 fue aproximadamente de 8 m y el peso volumétrico unitario del material del relleno de 1920 kg/m³. De acuerdo con la ec. 18.16, un factor de seguridad de uno contra falla por capacidad de carga, habría requerido una resistencia a la compresión simple de la arcilla subyacente, del orden de:

$$q_u = \frac{\gamma H}{2.5} = \frac{1920 \times 8}{2.5}$$

$$= 6{,}140 \text{ kg/m}^2 = 6.14 \text{ T/m}^2$$

Este valor corresponde a la consistencia de una arcilla media, mientras que el subsuelo pudiera decirse que era blando. Por lo tanto, no es sorprendente que ocurrieran desplazamientos importantes antes que el relleno se completara.

Los pilotes verticales bajo el muro o estribo pueden presentar poca oposición contra los movimientos horizontales de este tipo, porque la resistencia a la flexión de los pilotes es relativamente pequeña y solamente puede desarrollarse si su parte inferior se encaja firmemente en material muy resistente. Los pilotes inclinados pueden ser algo más eficientes, pero es probable que su eficacia sea considerablemente menor de lo

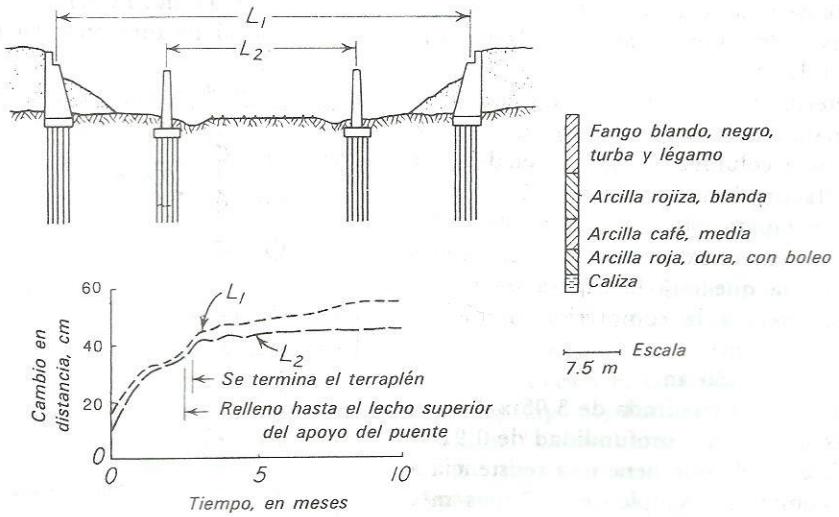


Figura 18.14. Ejemplo de movimiento progresivo de las pilas de un puente debido a las fuerzas laterales producidas por el peso de los terraplenes de acceso.

que en general se cree. Al comenzar a moverse el muro hacia adelante, la carga en los pilotes inclinados aumenta mucho y las puntas penetran más en el terreno. Aun la pequeña penetración de la punta de los pilotes permite un apreciable movimiento de la base de la estructura. Por lo tanto, si los pilotes inclinados no llegan a un apoyo firme en un estrato inferior compacto, son de poco o ningún valor.

Numerosos estribos han sufrido un movimiento progresivo, a pesar de la presencia de los pilotes inclinados. Si el subsuelo es demasiado débil para soportar el peso del relleno sin sufrir un movimiento progresivo, puede ser necesario eliminar el material inadecuado de la cimentación o apoyar los accesos a la estructura en un viaducto de caballetes y eliminar los terraplenes.

PROBLEMAS

1. La zapata continua de un muro se apoyará a una profundidad de 0.91 m sobre una arcilla saturada con resistencia a la compresión simple de 10.74 tons/m². Con una carga de 12.8 tons /m² se requiere un factor de seguridad de 3; además, el factor de seguridad no debe ser menor que 2, si la zapata debe estar sujeta a una carga de 17.3 tons /m². Ignore la diferencia entre los pesos volumétricos del concreto y de la arcilla, y determine el ancho de la zapata.

Resp. 1.16 m.

2. Determine las dimensiones de una zapata cuadrada para soportar la carga de una columna de 145 toneladas con un factor de seguridad de 2.5. La base de la zapata estará a 1.22 m abajo del nivel del terreno circundante. La arcilla sobre la que está la zapata tiene una resistencia a la compresión simple de 13.67 ton/m².

Resp. 2.80 x 2.80 m

3. Una zapata cuadrada de 3.05 x 3.05 m descansa a una profundidad de 0.91 m sobre arcilla que tiene una resistencia a la compresión simple de 11.7 tons/m². Si el factor de seguridad no es menor de 2.5, ¿cuál es la carga máxima en la columna que puede soportar la zapata?

Resp. 150 tons.

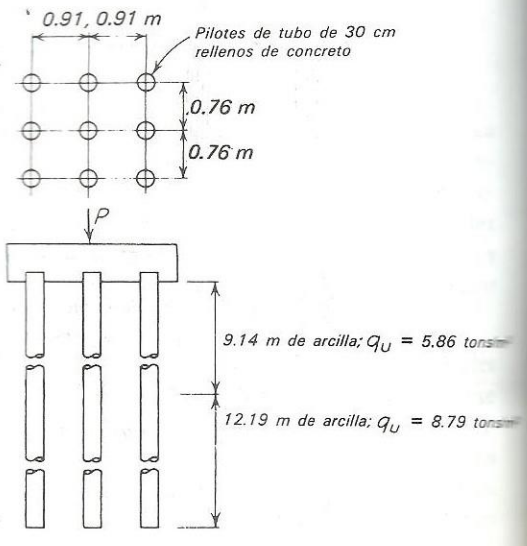
4. Se va a apoyar un edificio en una losa de cimentación de concreto reforzado que cubre un área de 14 x 21 m. El subsuelo es arcilla con resistencia a la compresión simple de 7.8 tons/m². La presión en el suelo, debida al peso del edificio y a las cargas que va a soportar, será de 13.7 tons/m² en la base de la cimentación. Si el peso volumétrico del suelo excavado es de 1920 kg/m³, ¿a qué profundidad deberá desplantarse el lecho inferior de la cimentación para que tenga un factor de seguridad de 3?

Resp. 3 m.

5. Una losa de cimentación de 18.3 x 2.19 m en planta, está desplantada a 3.05 m abajo de la superficie de un depósito de arcilla con peso volumétrico de 1920 kg/m³. La resistencia a la compresión simple de la arcilla es de 7.32 tons/m². El factor de seguridad por capacidad de carga debe ser 3. ¿Qué peso total del edificio más la cimentación puede soportar la losa?

Resp. 5,425 tons.

6. Se requiere un factor de seguridad de 3 para el grupo de pilotes de fricción que se muestra. Determine la carga máxima P mediante una de las siguientes formas:
   a. Los pilotes actúan individualmente. (Use la relación promedio para obtener α_2 fig. 18.7.)
   b. Los pilotes funcionan en grupo.

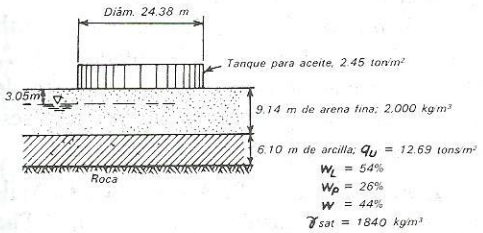


Resp. (a) 208 tons; *(b)* 246 tons.

7. Un pilote de prueba con un diámetro de 30.5 cm penetra 9.14 m en arcilla hasta llegar a un estrato de arena compacta. La arcilla tiene una compresión simple promedio de 3.9 tons/m². Estimar cuánto de la carga máxima de prueba, representa la fricción lateral en el depósito de arcilla.

Resp. 16.3 tons.

8. Estimar el asentamiento del centro del tanque, mostrado en el croquis debido a la consolidación de la capa de arcilla de 6.10 m.



Resp. 4.7 cm.

9. Estimar el asentamiento en el centro y en la esquina de la losa del problema 18-4, si el espesor del estrato de arena es de 14 m en vez de 11 m. Los datos restantes son los mismos que se dieron en la Hoja 1 del problema 18-4

Resp. 3.6 cm.

10. ¿Cuál es el factor de seguridad aproximado contra la falla para un terraplén de 9.14 m, que pesa 2,000 kg/m³, si descansa en arcilla con resistencia a la compresión simple de 14.6 tons/m²?

Resp. 2.0

11. Se va a hacer un corte en arcilla blanda a una profundidad de 12.2 m. El material tiene un peso volumétrico de 1,920 kg/m³ y una resistencia a la compresión simple de 8.8 tons/m². Debajo del manto blando, a una profundidad de 15.24 m abajo de la superficie original del terreno hay un estrato muy duro. Si los taludes forman un ángulo de 45° con la horizontal, cuál es el factor de seguridad del corte?

Resp. 1.08

12. Se hizo un corte ancho en un estrato de arcilla blanda que tenía la superficie horizontal y cuyos lados formaban un ángulo de 25° con la horizontal. Un manto de roca estaba situado a 15.24 m abajo de la superficie original del terreno. Cuando el corte llegó a una profundidad de 9.14 m, ocurrió la falla. Si el peso volumétrico de la arcilla fue de 1,920 kg/m³, ¿cuál es la cohesión promedio de la arcilla? ¿Como fue la superficie de deslizamiento?

Res. 2832 kg/m².

LECTURAS RECOMENDADAS

Las siguientes referencias están dispuestas en el orden en el que se ha subdividido el capítulo.

Zapatas en Arcilla.

A. W. Skemton (1951), "The Bearing Capacity of Clays," Proc. British Bldg. Research Congress, 1, 180-189. Contiene la presentación de datos de las figs. 18.2 y 18.3.

A. W. Skempton (1942), "An Investigation of the Bearing Capacity of a Soft Clay Soil" J. Inst. Civil Egrs., London, 18, 307-321; discusiones en las págs., 567-576. Verificación a escala natural de las ecuaciones para determinar la capacidad de carga.

R. B. Peck (1948), "History of Building Foundations in Chicago," U. of. I11. Eng. Exp. Sta. Bull. 373, 64 pp.

Losas en arcilla:

L. S. White (1953), "Transcona Elevator Failure: Eye-Witness Account," Geotechnique, 3, 5, 209-214. Detalles de la falla por capacidad de carga de una gran losa de cimentación, a la que se refiere también el siguiente artículo.

R. B. Peck y F. G. Bryant (1953), "The Bearing-Capacity Failure of the Transcona Elevator," Geotechnique, 3, 5, 201-208.

R. L. Nordlund and D. U. Deere (1970), "Collapse of Fargo Grain Elevator," ASCE J. Soil Mech., 96, SM2, 585-607.

A. Casagrande and R. E. Fadum (1944), "Application of Soil Mechanics in Designing Building Foundations," Trans. ASCE,

109, 383-416. Losa parcialmente compensada, rigidizada con vigas de concreto de gran peralte. De gran interés son las págs., 399-415 y la parte de la discusión final en las págs., 485-488.

Pilas en arcilla:

G. C. Gauntt (1962), "Marina City-Foundations," Civ. Eng. ASCE, 32, Diciembre, 61-63. Métodos de construcción para pilas profundas coladas en el lugar en arcillas blandas.

A. W. Skempton (1959), "Cast in Situ Bored Piles in London Clay," Geotechnique, 9, 153-173.

C. N. Baker, Jr. and F. Khan (1971), "Caisson Construction Problems and Correction in Chicago," ASCE J. Soil Mech., 97, SM2, 417-440. Influencia del procedimiento de construcción en la integridad de las cimentaciones de pilas en arcillas blandas con lentes acuíferos.

T. Whitaker and R. W. Cooke (1965), "Bored Piles with Enlarged Bases in London Clay," Proc. 6 Int. Conf. Soil Mech., Montreal, 2, 342-346.

Pilotes en Arcilla:

Algunos de los efectos de la hinca de pilotes en depósitos de arcilla se ilustran en los artículos siguientes:

E. J. Klohn (1963), "Pile Heave and Redriving," Trans. ASCE, 128 Part I, 557-577, Discusión por Olko, págs., 578-587.

A. E. Cummings, G. O. Kerkhoff, and R. B. Peck (1950). "Effect of Driving Piles into Soft Clay," Trans. ASCE, 115, 275-285. Discusión por Avery y Wilson, en las págs., 322-331; por Rutledge, en las págs., 301-304 y por Zeevaert, en las págs., 286-292.

W.G. Holtz y C.A. Lowitz (1965), "Effects of Driving Displacement Piles in Lean Clay," ASCE J. Soil Mech., 91, SM5, 1—13.

T. W. Lambe and H. M. Horn (1965), "The influence on an Adjacent Building of Pile Driving for the M.I.T. Materials Center," *Proc. 6 Int. Conf. Soil Mech.*, Montreal 2, 280-284.

D. J. Hagerty and R. B. Peck (1971), "Heave and Lateral Movements due to Pile Driving," *ASCE J. Soil Mech., 97,* SM 11, 1513-1532.

O. Orrje and B. Broms (1967), "Effects of Pile Driving on Soil Properties," *ASCE J. Soil Mech., 93,* SM5, 59-73.

La capacidad de los pilotes individuales y la de grupos de pilotes se trata en las siguientes publicaciones, que también contienen bibliografía útil.

R. B. Peck (1958), "A Study of the Comparative Behavior of Friction Piles," *Hwy. Res. Bd. Special Report 36, 72 pp.*

M. J. Tomlinson (1957), "The Adhesion of Piles Driven in Clay Soils," *Proc. 4 int. Conf. Soil Mech.*, London, 2, 66-71.

A. G. Stermac, K. G. Selby, and M. Devata (1969), "Behavior of Various Types of Piles in a Stiff Clay," *Proc. 7 Int. Conf. Soil Mech.*, México, 2, 239-245.

T. Whitaker (1957), "Experiments with Model Piles in Groups," *Geotechnique, 7,* 147-167. Investigaciones de laboratorio de la eficiencia de grupos de pilotes con respecto a su capacidad de carga máxima.

G. F. Sowers, C. B. Martin, L. L. Wilson and M. Fausold, Jr. (1961), "The Bearing Capacity of Friction Pile Groups in Homogeneous Clay from Model Studies," *Proc. 5 Int. Conf. Soil Mech.*, París, 2, 155-159.

Datos con respecto a la fricción negativa y sus efectos:

I. J. Johannessen and L. Bjerrum (1965), "Measurement of the Compression of a Steel Pile to Rock Due to Settlement of the Surrounding Clay," *Proc. 6 Int. Conf. Soil Mech.*, Montreal, 2, 261-264. Es una de las pocas observaciones cuantitativas a escala natural.

L. Bjerrum, I. J. Johannessen, and O. Eide (1969), "Reduction of Negative Skin Friction on Steel Piles to Rock," *Proc. 7 Int. Conf. Soil Mech., México, 2, 27-34.*

M. Endo, A. Minou, T. Kawasaki, and T. Shibata (1969), "Negative Skin Friction Acting on Steel Pipe Pile in Clay," *Proc. 7 Int. Conf. Soil Mech.*, Mexico, 2, 85-92.

B. H. Fellenius and B. B. Broms (1969), "Negative Skin Friction for Long Piles Driven in Clay," *Proc. 7 Int. Conf. Soil Mech.*, México, 2, 93-98.

De las diversas publicaciones que se refieren a asentamiento de estructuras sobre

arcilla, las siguientes contienen una variedad presentativa de tipos de arcillas y de cimentaciones.

L. Bjerrum (1967), "Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings," *Géotechnique, 17,* 83-117. Es una séptima conferencia Rankine y Constituye un estudio clásico.

A. W. Skempton, R. B. Peck, and D. H. MacDonald (1955), "Settlement Analyses of Six Structures in Chicago and London," *Proc. Inst. C. E., 4,* Part I, July, 525-544.

C. B. Crawford and J. G. Sutherland (1971), "The Empress Hotel, Victoria, British Columbia. Sixty-five Years of Foundation Settlements," *Canadian Geot. Jour., 8, 1.* 77-93.

D. J. D'Appolonia and T. W. Lambe (1971), "Floating Foundations for Control of Setlement," *ASCE J. Soil Mech., 97,* SM6, 899-915.

S. J. Johnson (1970*a*), "Precompression for Improving Foundation Soils," *ASCE J. Soil Mech., 96,* SM1, 111-144.

L. S., Brzezinski (1969), "Behavior of an Overpass Carried on Footings and Friction Piles," *Canadian Geot. Jour, 6, 4, 369-382.*

L. Zeevaert (1957*c*), "Compensated Friction-Pile Foundation to Reduce the Settlement of Buildings on the Highly Compressible Volcanic Clay of Mexico City," *Proc. 4 Int. Conf. Soil Mech.,* London 2, 81-86.

H. G. Poulos (1968), "Analysis of the Settlement of Pile Groups," *Géotechnique, 18,* 4, 449-471.Estudios teóricos sobre la hipótesis de que el medio que rodea a los pilotes es elástico; se comparan los resultados con los pocos datos disponibles, sobre todo de pruebas en modelos.

La referencia clásica para análisis de rutina de la estabilidad de taludes es el artículo de A. W. Bishop (1955), "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes," *Géotechnique, 5,* 1, 717.

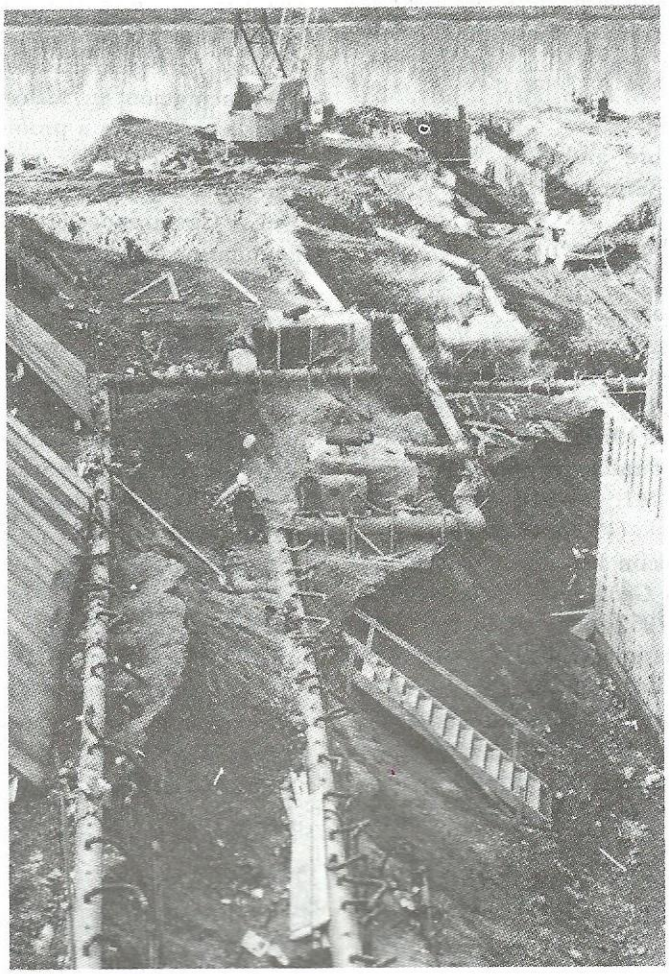
Los siguientes artículos describen obras de cimentación en suelos arcillosos e ilustran la aplicación a problemas prácticos de algunos principios de este capítulo y de los anteriores:

L. Casagrande (1966), "Subsoils and Foundation Design in Richmond, Va.," *ASCE J. Soil Mech., 92,* SM5, 109-126.

L. Zeevart (1957*b*), "Foundation Design and Behaviour of Tower Latino Americana in Mexico City," *Geotechnique, 7, 3,* 115-133.

G. G. Meyerhof and G. Y. Sebastyan (1970), "Settlement Studies on Air Terminal Building and Apron, Vancouver International Airport, British Columbia," *Canadian Geot. Jour., 7,* 4, 433-456.

A. Casagrande (1947), "The Pile Foundation for the New John Hancock Building in Boston," *J. Boston Soc. Civ. Eng., 34, 4,* 297-315. Reimpreso en "Contributions to Soil Mechanics," 1941-1953, *Boston Soc. Civ. Eng. (1953),* págs., 147-165; también como Harvard Soil Mech. Series No. 30.



Desagüe de una Excavación en Arena

Sistema de pozos punta en dos niveles para drenar una arena gravosa durante la construcción de una cimentación profunda para una planta siderúrgica, en Hennepin, Illinois. Al fondo el Río Illinois. A pesar de lo relativamente elevado de la permeabilidad del depósito Galcio-aluvial, la excavación está completamente seca. (Fotografía cortesía del Profesor H. O. Ireland.)

LAMINA 19

CAPITULO 19

Cimentaciones sobre arena y limo no plástico

19.1. Características importantes de los depósitos de arena y de limo.

Si el subsuelo en un solar está formado por arena, la cimentación puede resolverse con zapatas, losas, pilas o pilotes. La elección depende principalmente de la compacidad relativa de la arena y de la posición del nivel freático. La compacidad relativa determina la capacidad de carga y el asentamiento de zapatas, losas, o pilas, y establece también la resistencia de los pilotes. La posición del nivel freático es importante, porque excavar bajo él requiere drenaje y aumenta el costo de la cimentación. Sin embargo, también tiene una influencia apreciable en la capacidad de carga y en el asentamiento.

Los limos no plásticos y sin cohesión tienen la mayor parte de las características de la arena fina. En este capítulo, se considerarán en lo general como sinónimos a los dos materiales; sin embargo, se algunas excepciones.

19.2. Zapatas en arena

Bases para el proyecto. En la fig. 19.1*a*, se muestran relaciones típicas carga-asentamiento para zapatas de anchos diferentes, desplantadas en la superficie de un depósito de arena homogénea. Cuanto más ancha es la zapata, mayor es la capacidad de carga por unidad de área. Sin embargo, para un asentamiento dado S_1, por ejemplo 2 cm, la presión del suelo es mayor para una zapata de ancho intermedio B_b, que para una zapata grande de ancho B_c. Las presiones correspondientes a los tres anchos están indicadas por los puntos *b*, *c*, y *a*, respectivamente.

Pueden usarse los mismos datos para construir la fig. 19.1*b*, que muestra la presión q_1 que corresponde a un asentamiento dado S_1 como función del ancho de la zapata. La presión en el suelo para un asentamiento S_1 aumenta al aumentar el ancho de la zapata, si ésta es relativamente pequeña, alcanza un máximo para un an-

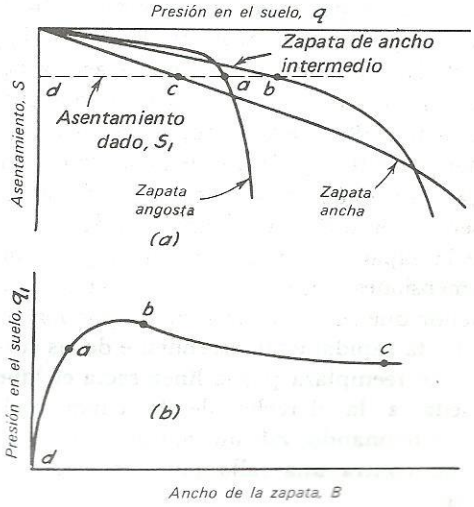


Figura 19.1. Relaciones entre la presión del suelo, el ancho de la zapata, y los asentamientos, para zapatas de relación constante D_f/B sobre arena de compacidad relativa uniforme. *a*) Curvas carga-asentamiento para zapatas de anchos crecientes B_a, B_b, y B_c. *b*) Variación de la presión del suelo con el ancho de la zapata para un asentamiento dado S_1.

cho intermedio y luego disminuye gradualmente al aumentar esta dimensión.

Aunque la relación mostrada en la fig. 19.1*b*, es generalmente válida para el comportamiento de zapatas sobre arena, influyen en ella varios factores, incluyendo la compacidad relativa de la arena, la profundidad a la que se desplanta la cimentación, y la posición del nivel freático. Además, la forma de la curva sugiere que, para zapatas angostas, las pequeñas variaciones en la presión real del suelo pueden conducir a grandes variaciones en el asentamiento y, en algunos casos, a asentamientos tan grandes que el movimiento se consideraría como falla por capacidad de carga. La razón es clara al considerar la forma de la curva carga-asentamiento para una zapata angosta (fig. 19.1*a*). Por otra parte, un pequeño cambio de presión en una zapata ancha tiene poca influencia en asentamientos tan pequeños como S_1; además, el valor de q_1 correspondiente a S_1 es muy inferior al que produciría una falla por capacidad de carga en una zapata ancha.

El procedimiento sencillo descrito en el resto de este artículo para determinar las dimensiones de las zapatas en arena se basa en las aproximaciones ilustradas en la fig. 19.2. La porción cóncava hacia arriba de las curvas, semejantes a la porción derecha de la fig. 19.1*b* está reemplazada por una línea recta fg (fig. 19.2), de acuerdo con la cual, la presión del suelo correspondiente al asentamiento S_1 es independiente del ancho de la zapata. El error para las zapatas de dimensiones usuales es ordinariamente menor que ± 10 por ciento. La porción izquierda rápidamente ascendente de las curvas, se reemplaza por la línea recta ef, que queda a la derecha de la curva real, proporcionando así un margen de seguridad contra una falla por capacidad de carga.

La posición de la línea quebrada efg es diferente para distintas arenas. Los procedimientos para obtener las líneas para diferentes arenas y para usarlas en el proyecto de zapatas se describen en los subtítulos siguientes.

Consideraciones sobre el asentamiento. La presión en el suelo que produce un asentamiento dado S_1 en una arena suelta, es evidentemente menor que la que produce el mismo asentamiento en una arena compacta. Por lo tanto, hablando en forma aproximada, habrá una relación entre la presión del suelo que produzca un asentamiento dado y los valores de N de la prueba de penetración estándar (art. 5.4). Esta relación fue obtenida en 1948 (por Terzaghi y Peck) sobre la base del conocimiento general de las cargas, asentamientos y valores de N para varias zapatas apoyadas en arena; el valor de S_1 se estableció en 2.5 cm, con la creencia de que si el asentamiento máximo se limita a esta magnitud, el asentamiento diferencial entre las zapatas de un edificio dado, estará dentro de límites tolerables. La información de que entonces se disponía se interpretó conservadoramente, de manera que en la mayor parte de los casos, el asentamiento real de una zapata cuyas dimensiones se determinaron con base en esta relación resulta menor que 2.5 cm. La experiencia ha enseñado que la relación era en realidad conservadora y algunas veces excesivamente; por lo tanto, se han sugerido varias modificaciones. La que se propone para uso actual está representada por las líneas horizontales del lado derecho de las tres partes de la fig. 19.3. Cada línea corresponde a un valor particular de N, e indica la presión correspondiente en el suelo para el asentamiento de 2.5 cm. Las líneas se dibujan con la condición de que el nivel del agua freática esté a gran profundidad. La corrección necesaria para otras posiciones se considera después.

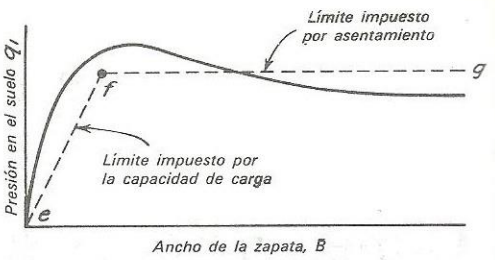


Figura 19.2. Relación real (línea llena) entre la presión del suelo y el ancho de la zapata, sobre arena para un asentamiento dado S_1, y relación aproximada (líneas de rayas) usada como base para el proyecto.

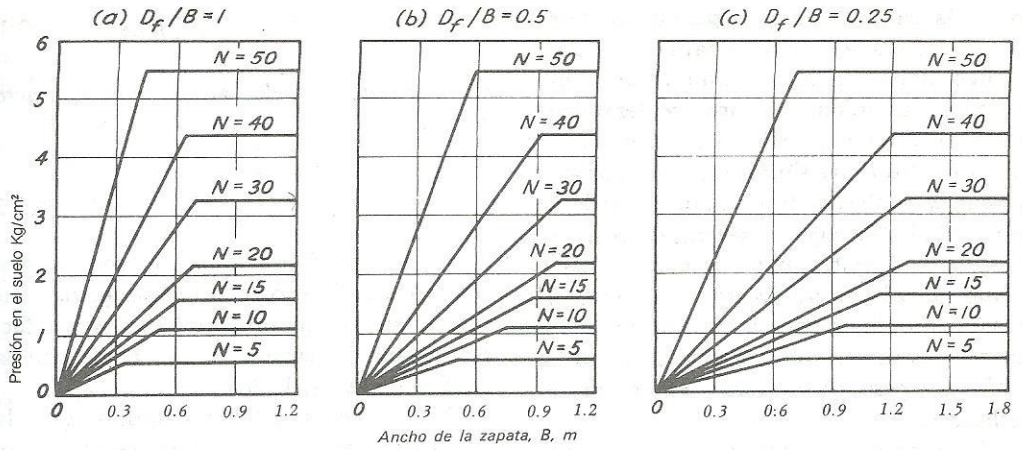


Figura 19.3. Diagrama de proyecto para determinar las dimensiones de zapatas poco profundas, apoyadas en arena.

Las líneas horizontales en la fig. 19.3, forman parte de un diagrama para diseñar zapatas en arena. El uso y limitaciones del diagrama se estudian después de una investigación de las limitaciones impuestas por la capacidad de carga de la propia arena.

Consideraciones sobre la capacidad de carga. Ya se ha señalado que, para zapatas angostas, pequeños aumentos en la presión del suelo pueden producir aumentos tan grandes en el asentamiento, que el movimiento se consideraría como falla por capacidad de carga. Por lo tanto, cualquier procedimiento aceptable para determinar las dimensiones de las zapatas en arena, debe asegurar que, aunque el asentamiento bajo las condiciones previstas no exceda de 2.5 cm, el margen contra una falla por capacidad de carga sea amplio, a pesar de las inevitables diferencias entre las condiciones previstas y las reales. Además, bajo algunas circunstancias, grandes asentamientos de zapatas anchas o pilas pueden ser aceptables, si se excluye la posibilidad de una falla catastrófica de la arena que le sirve de apoyo. Por lo tanto, es esencial para el proyecto el conocimiento de la capacidad de carga máxima. Pueden hacerse estimaciones razonables basándose en consideraciones teóricas.

La fig. 19.4 representa una sección transversal en una zapata larga de ancho B, desplantada a la profundidad D_f abajo de la superficie del terreno en un depósito potente de arena. Si la zapata falla penetrando en el terreno, una zona $a0'a'$, den-

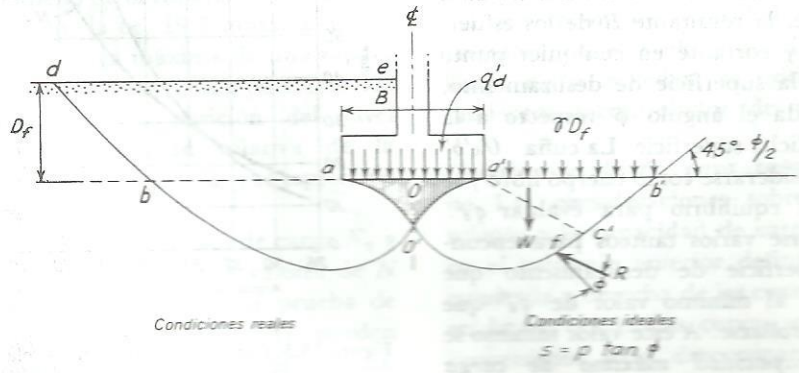


Figura 19.4. Sección transversal en una zapata larga sobre arena mostrando (lado izquierdo) el patrón de desalojamientos que se producen durante la falla por capacidad de carga y (lado derecho) las condiciones ideales supuestas para el análisis.

tro de la cual la arena no puede deslizarse con respecto a la base de la zapata debido a la rugosidad de la base, se mueve hacia abajo como una unidad. Al moverse desaloja el material adyacente. En consecuencia, la arena de dos zonas simétricas $a0'bde$, una de las cuales se ilustra en el lado izquierdo de la fig. 19.4, está sujeta a severas distorsiones y a deslizamientos hacia afuera y hacia arriba, a lo largo de las fronteras $0'bd$. Al movimiento se opone la resistencia al esfuerzo cortante de la arena a lo largo de $0'bd$ y el peso de la arena en las masas deslizantes.

No existe una teoría rigurosamente correcta para calcular la capacidad máxima de una zapata bajo estas circunstancias, pero se han obtenido soluciones aproximadas satisfactorias, haciendo varias suposiciones simplificadoras (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1955). Se supone, como se ilustra en la mitad derecha de la fig. 19.4, que la influencia del suelo que está arriba del nivel de la base de la zapata puede reemplazarse por una sobrecarga uniforme γD_f. La teoría y la experimentación indican entonces que la superficie de deslizamiento está formada por una porción curva $0'c'$ y una recta $c'b'$, que sube formando un ángulo de $45° - \phi/2$ con la horizontal. La carga q_d' sobre la zapata, la sobrecarga γD_f, y el peso W de la masa deslizante, producen esfuerzos normales en la superficie de deslizamiento $0'c'b'$, los que, a su vez, desarrollan resistencia friccionante a lo largo de la superficie de deslizamiento. Cuando la masa está a punto de deslizarse, la resultante R de los esfuerzos normal y cortante en cualquier punto como f en la superficie de deslizamiento, está inclinada el ángulo ϕ respecto a la normal de dicha superficie. La cuña $0'c'b'a'$ puede considerarse como cuerpo libre y se investiga su equilibrio para evaluar q_d'. Deben hacerse varios tanteos para encontrar la superficie de deslizamiento que corresponda al mínimo valor de q_d' que pueda desarrollarse. A este valor mínimo se le llama *capacidad máxima de carga global*.

Los resultados de estos estudios indican que la capacidad de carga máxima global puede expresarse así:

$$q_d' = \tfrac{1}{2}B\gamma N_\gamma + \gamma D_f N_q \qquad 19.1$$

y la *capacidad de carga máxima neta* como:

$$q_d = q_d' - \gamma D_f$$
$$= \tfrac{1}{2}B\gamma N_\gamma + \gamma D_f(N_q - 1) \qquad 19.2$$

En estas ecuaciones, N_γ y N_q son *factores de capacidad de carga adimensionales* que dependen principalmente de ϕ. Estos factores pueden evaluarse por medio de la gráfica de la fig. 19.5.

La ecuación 19.2 demuestra que la capacidad de carga de una zapata sobre arena proviene de dos fuentes: la resistencia friccionante debida al peso de la arena abajo del nivel de la zapata y la resistencia friccionante debida al peso de la sobrecarga circundante o relleno.

Los pesos volumétricos de la mayor parte de las arenas, ya sean secas, húmedas o

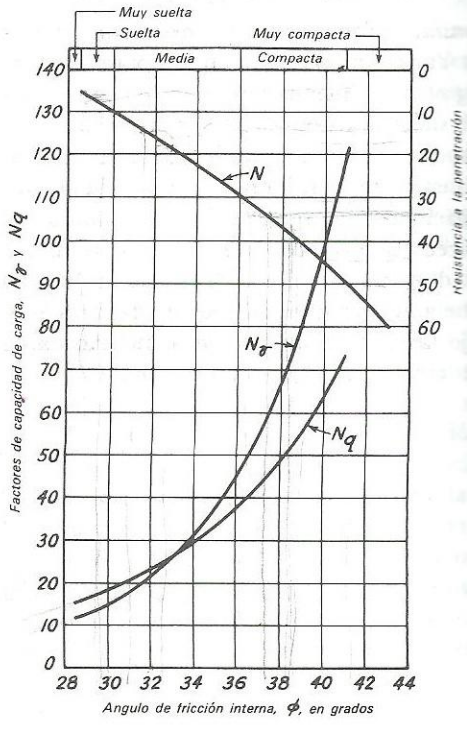


Figura 19.5. Curvas que muestran las relaciones entre los factores de capacidad de carga y ϕ, determinadas según la teoría, y relación empírica aproximada entre los factores de capacidad de carga o ϕ con los valores de resistencia a la penetración estándar N.

$D_f N_q$ 19.1

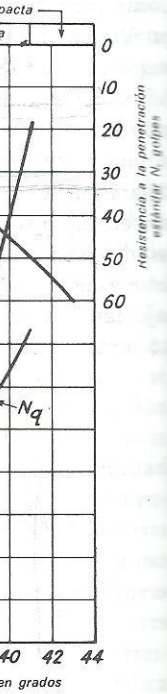
máxima neta

$N_q - 1)$ 19.2

N_q son *factores*
nensionales que
e ϕ. Estos fac-
r medio de la

uestra que la
a zapata sobre
es: la resistencia
o de la arena
y la resistencia
le la sobrecarga

e la mayor par-
cas, húmedas o



las relaciones entre
y ϕ, determinadas
a aproximada entre
ϕ con los valores de
ar N.

saturadas, quedan dentro de un intervalo estrecho. Por lo tanto, el peso volumétrico de la arena en sí, no es una variable importante en la determinación de la capacidad de carga de una zapata. Sin embargo, si la arena está localizada abajo del nivel freático, solamente el peso de la arena sumergida es efectivo para producir fricción. El peso del material sumergido es aproximadamente la mitad del peso del material húmedo, seco, o saturado. El valor de ϕ no cambia apreciablemente por este concepto. Por lo tanto, puede concluirse que una elevación del nivel freático, desde una profundidad mayor que B abajo de la base de la zapata, hasta la superficie del terreno, tendría el efecto de reducir la capacidad de carga a aproximadamente la mitad del valor correspondiente a la arena húmeda, seca o saturada. Así, la posición del nivel freático es de gran importancia práctica para determinar la capacidad de carga de una zapata en arena.

Los valores de N_γ y de N_q aumentan rápidamente al aumentar ϕ (vea la fig. 19.5). Como ϕ depende mucho de la compacidad relativa de la arena, pero es prácticamente independiente del tamaño de sus granos, puede deducirse que la capacidad de carga dependerá mucho de la primera circunstancia, pero poco de la segunda.

De acuerdo con la ec. 19.2, la porción de la capacidad de carga debida al peso del suelo bajo la zapata, aumenta directamente con el ancho de la misma. Sin embargo, la porción debida a la sobrecarga, es independiente del ancho de la zapata.

En resumen, la ec. 19.2 muestra que la capacidad de carga máxima de una zapata sobre arena, depende principalmente de cuatro variables: la posición del nivel freático, la compacidad relativa de la arena, el ancho de la zapata, y el espesor de sobrecarga que la rodea.

Los factores de capacidad de carga N_γ y N_q son funciones de ϕ. Los valores de N determinados por medio de la prueba de penetración estándar (art. 5.4) pueden correlacionarse, cuando menos aproximadamente, con los valores de ϕ y, por lo tanto, con N_γ y N_q. Los resultados de estas correlaciones se muestran en la fig. 19.5. Por lo tanto, si se conocen los valores de N, la ec. 19.2 puede evaluarse con ayuda de la fig. 19.5.

Debe entenderse que la relación entre N y ϕ (fig. 19.5) es solamente aproximada; ya se han señalado las limitaciones de la prueba de penetración estándar en el art. 5.4. Por otra parte, las relaciones entre ϕ y N_γ o N_q se basan principalmente en la teoría y son mucho más seguras. Si se determina ϕ por un procedimiento más refinado que la prueba de penetración estándar, también puede utilizarse la fig. 19.5 para evaluar N_γ o N_q.

La ecuación 19.2 puede expresarse en la forma:

$$q_d = \left[\frac{\gamma N_\gamma}{2} + \gamma(N_q - 1)\frac{D_f}{B}\right]B \quad 19.3a$$

y, para un factor de seguridad dado F contra una falla por capacidad de carga,

$$q_a = \frac{q_d}{F} = \left[\frac{\gamma N_\gamma}{2} + \gamma(N_q - 1)\frac{D_f}{B}\right]\frac{B}{F} \quad 19.3b$$

Para un valor particular de D_f/B y un depósito de arena dado, la expresión dentro de los corchetes es una constante. Así, la relación entre el ancho de la zapata y la presión neta en el suelo q_a, para un factor de seguridad dado, puede expresarse por medio de gráficas como las de la fig. 19.3, en la forma de una familia de líneas rectas que parten del origen. Cada línea corresponde a una arena con valor de N diferente. Las ramas iniciales de las curvas de la fig. 19.3 se han dibujado de manera que den un factor de seguridad de 2. Si las presiones en el suelo indicadas por estas líneas no se exceden, se evitan los asentamientos incontrolados de una zapata.

Gráfica de diseño para zapatas en arena. Las consideraciones sobre el asentamiento y la capacidad de carga estudiadas en el subtítulo anterior definen las ramas izquierda y derecha de las curvas mostradas en la fig. 19.3. Las curvas son un medio conveniente para determinar las dimensiones de las zapatas en arena.

El ancho B puede tomarse en la fig. 19.3 como el lado de una zapata cuadrada, la dimensión más pequeña de una zapata

rectangular, el ancho de una zapata larga continua, o el diámetro de una zapata circular.

La gráfica se aplica a las zapatas superficiales ($D_f \leqq B$) apoyadas en una arena uniforme en la que $\gamma = 1600$ kg/m^3 y en la que el nivel freático está tan profundo que no influye en el comportamiento de la zapata. Considerando las otras aproximaciones que intervienen en el procedimiento, las variaciones del valor de γ supuesto, de 1600 kg/m^3, no tienen importancia y pueden despreciarse. Por otra parte, los valores de N tienen que ajustarse algunas veces por la influencia de la presión de la sobrecarga durante la ejecución de la prueba de penetración estándar; también, la variabilidad del depósito, que se acusa por la variación de los valores de N de sondeo a sondeo, es usualmente apreciable y debe tomarse en cuenta y, finalmente, la influencia del nivel freático, si está a poca profundidad de manera que pueda afectar el comportamiento de las zapatas, debe evaluarse. Cada una de estas consideraciones se estudia detalladamente en los siguientes pasos.

La gráfica de la fig. 19.3 se basa en el comportamiento de las zapatas desplantadas a poca profundidad ($D_f \leqq B$) de dimensiones y profundidades normales abajo de la superficie del terreno. La mayor parte de las estructuras que se consideraron para elaborar las gráficas tenían sótanos de 2.4 a 3 m de profundidad; en consecuencia, las bases de las zapatas estaban usualmente de 3.0 a 4.5 m abajo de la superficie original del terreno cuando se hicieron los sondeos y las pruebas de penetración estándar. El nivel del agua freática estaba usualmente al nivel de la base de la cimentación o más abajo. Así, los valores N que rigen el comportamiento de las zapatas usualmente correspondieron a profundidades, cuando se hicieron los sondeos, de 3.0 a 7.5 m, o a presiones efectivas de sobrecarga entre 6 y 11 tons/m^2. De acuerdo con la ec. 5.3, el factor de corrección C_N, con el que se ajustan los valores de N a los correspondientes a una presión de sobrecarga de 10 tons/m^2, varía para este intervalo de 1.2 a 0.93. Por lo tanto, los datos en los que se basa este diagrama corresponden a condiciones en las que no se necesitan correcciones de los valores N, por el efecto de la presión de sobrecarga. Bajo estas circunstancias, el diagrama puede usarse directamente para el proyecto de las zapatas de una estructura propuesta.

Inversamente, cuando se espere que la presión de la sobrecarga correspondiente a los valores de N que van a regir el proyecto de las zapatas que se propongan, difiera mucho de 10 tons/m^2, los valores de N deben corregirse. Si, por ejemplo, se hacen sondeos a partir de un nivel original del terreno que se va a excavar para hacer los sótanos, por ejemplo hasta una profundidad de 6 m, los valores sin corregir de N pueden ser demasiado grandes. Por otra parte, si la estructura no va a tener sótano, y las zapatas van a estar a un nivel alto, los valores pertinentes de N corresponderán a profundidades pequeñas y, si no se corrigen, pueden ser demasiado pequeños.

Por lo tanto, como procedimiento general, debe estimarse la variación de la presión efectiva de la sobrecarga con la profundidad, abajo de la superficie del terreno, cuando se hace el sondeo, y corregirse cada valor de N de acuerdo con la ec. 5.3. Si resulta evidente que las presiones efectivas de sobrecarga en el intervalo de profundidades que rigen en el proyecto de las zapatas, van a quedar dentro de un intervalo de valores al que correspondan factores de corrección comprendidos entre 0.8 y 1.2, pueden ignorarse las correcciones sin error de importancia. De otra manera, deben hacerse las correcciones adecuadas. Por comodidad, puede usarse la gráfica de la fig. 19.6. Adviértase que, con presiones efectivas de sobrecarga muy pequeñas, la ec. 5.3 da valores de corrección irrazonablemente grandes, mientras que en la fig. 19.6 el valor del límite superior C_N es 2.0. Por lo tanto, para valores de la presión efectiva de la sobrecarga, menores que 2.40 tons/m^2, el factor de corrección debe tomarse de la gráfica.

Ningún depósito de arena natural es perfectamente uniforme. Para tener la seguridad de que se han tomado en cuenta

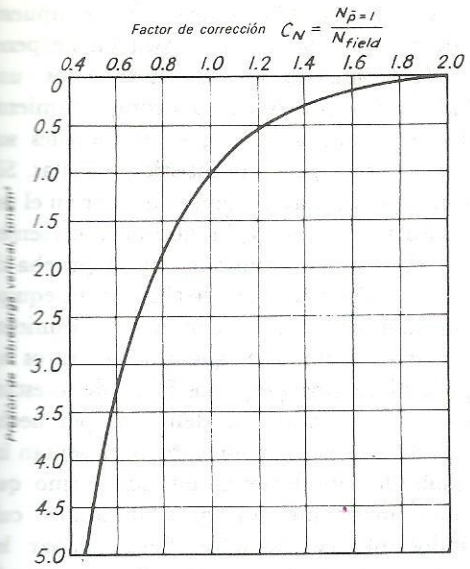


Figura 19.6. Gráfica para la corrección de los valores de N en arena, por influencia de la sobrecarga (el valor de referencia de b sobrecargas es 9.76 ton/m²)

las condiciones del subsuelo menos favorables, deberá determinarse la resistencia a la penetración en la arena del lugar, con sondeos y pruebas de penetración estándar en varios puntos; de preferencia haciendo un sondeo por cada 4 ó 6 zapatas. Los valores de N deben determinarse a intervalos verticales de 0.75 m entre el nivel de la base de la zapata y una profundidad B abajo de él. Si las condiciones son las apropiadas, deben corregirse los valores de N. Debe calcularse en cada sondeo el promedio de los valores de N, y el valor más pequeño obtenido de estos promedios debe usarse para determinar la presión admisible en el suelo.

Se ha demostrado que, cuando el nivel del agua freática varía entre una distancia inferior a B de la base de una zapata hasta el nivel del terreno, tiene el efecto de reducir la capacidad de carga a aproximadamente la mitad, del valor correspondiente a cuando la arena está húmeda, seca o saturada. Esta elevación del agua, que reduce las presiones efectivas dentro de la arena a aproximadamente la mitad de sus valores originales, también reduce la firmeza de la arena correlativamente (fig. 4.5). Por lo tanto, la presión necesaria en la zapata para producir un asentamiento de 2.5 cm, si el nivel del agua está en la superficie del suelo circunvecino, es solamente la mitad de la necesaria para producir dicho asentamiento, si el nivel del agua está a una profundidad B o mayor bajo la zapata.

Así, si el nivel del agua está y permanecerá a una profundidad de $D_f + B$ o mayor, bajo la superficie del terreno que rodea la zapata, ésta puede proyectarse con presiones tomadas directamente de la gráfica. Si el nivel freático está situado en o puede alcanzar la superficie del terreno, los valores de la gráfica deberán multiplicarse por un factor de corrección $C_w = 0.5$. Para una *profundidad del nivel freático* igual a D_w, medida desde la superficie de la sobrecarga que rodea la zapata, el factor de corrección puede obtenerse con suficiente precisión por interpolación lineal, o

$$C_w = 0.5 + 0.5\frac{D_w}{D_f + B} \qquad 19.4$$

Procedimiento de proyecto basado en la gráfica para zapatas sobre arena. Como la permeabilidad de las arenas es lo suficientemente grande para permitir el rápido ajuste a los cambios de esfuerzo, es probable que el comportamiento de una cimentación en arena acuse la influencia de las cargas máximas en vez del promedio de ellas a largo plazo. Esta característica debe considerarse al elegir las cargas para las que deben determinarse las dimensiones de las zapatas.

En el proyecto práctico de cimentaciones, se acostumbra determinar las dimensiones de todas las zapatas para la misma presión neta en el suelo, excepto para unas cuantas que tienen que considerarse como casos especiales. Si la presión de proyecto está influida por la presencia del agua freática, es probable que la zapata más grande requiera la mayor corrección. Por lo tanto, debe determinarse la presión en el suelo para la zapata que va a estar sujeta a la mayor carga de proyecto. Eligiendo la presión en el suelo para esta zapata sobre la base del valor promedio

mínimo de N, como se escribió antes, el proyectista se asegura de que la zapata mayor, aunque esté situada en la parte más suelta del depósito, no se asentará más de 2.5 cm. El asentamiento diferencial entre ésta y cualquier otra zapata, no puede exceder de 2.5 cm y, en realidad, rara vez excederá 2 cm. Un asentamiento diferencial de esta magnitud entre columnas adyacentes en las estructuras ordinarias, generalmente se considera tolerable (art. 17.3) y de hecho, éste es el criterio principal en el que se ha basado el procedimiento de proyecto.

Después que se han determinado las dimensiones de cada una de las zapatas más pequeñas, tomando como base la presión en el suelo elegida para la zapata mayor, se entra en la fig. 19.3 con el ancho B y el valor adecuado de D_f/B de cada una de las zapatas más pequeñas para comprobar si la presión admisible en el suelo puede estar gobernada por capacidad de carga; es decir, si el valor de B corresponde a la rama ascendente izquierda de la curva de proyecto. Si corresponde, las zapatas deberán ser rediseñadas con la presión menor. Deberá hacerse la corrección correspondiente por el nivel del agua freática al nuevo ancho de la zapata. La zapata cuyas dimensiones se rijan por capacidad de carga puede sufrir asentamientos menores de 2.5 cm, pero no es probable que el asentamiento sea menor que 0.5 cm. Por lo tanto, el asentamiento diferencial del edificio todavía quedará dentro de los límites de tolerancia acostumbrados.

En el procedimiento que se acaba de describir, se toman en cuenta las variaciones normalmente erráticas en la compacidad relativa de los depósitos naturales de arena. Si no existen tendencias apreciables de variación de los valores de N de una parte del solar a otra, sino solamente variaciones erráticas, puede usarse el procedimiento sin modificación. Por otra parte, si en el lugar se aprecian varias zonas de promedio marcadamente diferente en su compacidad relativa, debe dividirse primero en regiones en las que pueda considerarse que las propiedades son razonablemente consistentes y deben determinarse separadamente las presiones de las zapatas en cada región.

En el desarrollo anterior se ha supuesto que el valor de N de la prueba de penetración estándar da, cuando menos, una indicación aproximada del comportamiento de la arena, aunque las limitaciones son numerosas y ya se ha insistido en ellas. Sin embargo, la mayor fuente de error en el uso de los valores de N, es que no representen en realidad los resultados de la prueba de penetración estándar, hecha con el equipo estándar de acuerdo con el procedimiento correcto. Debido a que no son raros los procedimientos y equipos fuera de lo estándar, el proyectista no debe dar por hecho que los registros reportados representan los resultados de pruebas estándar, sino que debe investigar los procedimientos cuidadosamente. Además, debe revisar los registros para ver si existen indicaciones de resultados dudosos o erróneos, como los que podrían producirse por hacer descender el nivel del agua en el ademe a una profundidad por abajo del nivel exterior cuando se sacan las herramientas de perforación del sondeo (art. 5.4).

Zapatas con carga excéntrica. Debajo de los muros de contención y de algunos otros tipos de estructuras sujetas a cargas laterales, la distribución de presión calculada contra la base puede ser triangular (fig. 19.7). La presión del suelo q_t en un extremo es entonces el doble de la presión media. Esa presión gobierna el diseño. Se dispone de información tanto teórica como experimental (Meyerhof, 1953) para estimar el factor de seguridad contra una falla por capacidad de carga bajo estas circunstancias, pero no se ha encontrado un procedimiento completamente racional para determinar la presión admisible para

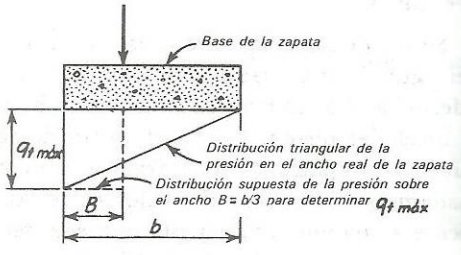
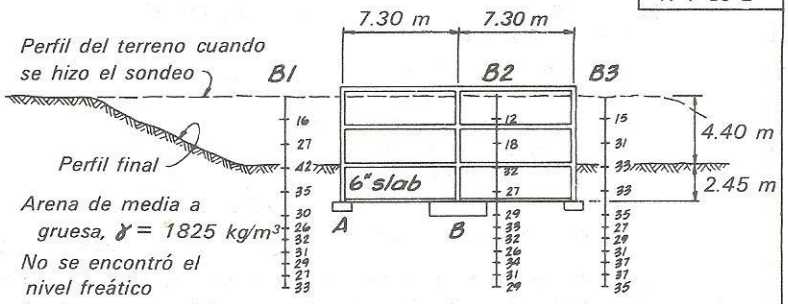


Figura 19.7. Diagrama que ilustra el método para estimar la presión admisible en el suelo bajo el extremo de una zapata con carga excéntrica.

Probl. 19-1
Zapatas Para una Bodega
H 1 de 2

Diseño de Zapata. Datos Generales.



Columnas separadas 7.30 m de c. a c. en ambas direcciones
Zapatas Col. B CM = 57.00T CV = 170.50T Total = 227.5T
Zapata Muro A CM = 7.74T/m CV = 2.98T/m Total = 10.72T/m
Valores de N a intervalos de 1.50 m o de 0.75 m

Correcciones de los valores de N para la presión de sobrecarga cuando se sondeó:

			S1			S2			S3		
Prof.	(T/m^2)	CN_1	N_{campo}	N_{corr}	N_{prom}^*	N_{campo}	N_{corr}	N_{prom}^*	N_{campo}	N_{corr}	N_{prom}^*
7.60	13.9	0.88	30	26	26	29	25	25	35	31	31
8.35	15.2	0.86	26	22	24	33	28	27	27	23	27
9.10	16.6	0.83	32	27	25	32	27	27	29	24	26
9.85	18.0	0.80	31	25	25	26	21	25	31	25	26
10.60	19.3	0.77	29	22	24	34	26	25	37	28	26
11.35	20.7	0.74	27	20	24	31	23	25	27	20	25
12.10	22.1	0.72	33	24	24	29	21	24	35	25	25

**Promedio acumulativo hasta la profundidad indicada.*

Zapata B: Area Necesaria. Para 227.5 Ton y N = 25, pruébese q_a = 26.00 T/m^2. 227.5/26.0 = 8.75 m^2, digamos 3 x 3 m = 9 m^2

Supongamos un espesor de zapata de 0.75 m: D_f = 0.90 m; D_f/B = 0.90/3.0 = 0.3. Según la Fig. 19.3, gobierna el asentamiento.

restringir el asentamiento. Sin embargo, como actúan presiones relativamente elevadas, que obran sólo en parte de la base, la presión admisible en el suelo puede estimarse suponiendo que el ancho efectivo B de la zapata es menor que el real, b.

Parecería conservadora y razonable la conducta de elegir la presión admisible en el suelo por medio de los procedimientos dados en este artículo para zapatas con carga concéntrica, en la suposición de que la zapata tiene un ancho $B = b/3$. La presión q_t no debe exceder la presión admisible determinada de esta manera.

PROYECTOS ILUSTRATIVOS 19-1 Y 19-2. ZAPATAS EN ARENA

Las dos hojas de cálculo (19-1 y 19-2) ilustran las aplicaciones del estudio anterior a zapatas en arena.

Debido a que los sondeos para la bodega estudiada en el problema 19-1, se hicieron en la superficie del terreno cuando el solar no había sido nivelado, la presión efectiva de la sobrecarga se reducirá mucho antes de construir la cimentación; por lo tanto, es necesario corregir los valores de N. Esto se hace para todas las pruebas de penetración

Probl. 19-1
Zapatas para una Bodega
H 2 de 2

Zapata B (Cont.)

Revisión de la presión en el suelo

227.5 T/9 m² = 25.3 Ton/m²

Súmese la carga:

Losa del piso 0.15 x 2.4
0.75 x 2.4 } = 0.36

Carga de sobrecarga:

Losa del piso 0.15 x 2.4
Suelo 0.75 x 1.83 } = 1.80

= 25.73 Ton/m²

De la Fig. 19.3, q_a = 26.4 Ton/m² *Usese una zapata B de 3 x 3 m*

Nótese que la diferencia entre estas dos cantidades es igual al espesor de la zapata multiplicado por la diferencia de pesos unitarios del suelo y del concreto; es decir, 0.75 (2.4 − 1.83) = 0.44 Ton m². En la mayor parte de los casos puede ignorarse la diferencia.

Zapata A: Area necesaria

Usando la presión del suelo determinada para la Zapata B,
10.72 Ton/m 25.73 Ton/m² = 0.40 m.

Supongamos espesores de zapata de 30 cm; D_f = 0.45 m; $D_f/B \cong 1.0$.

De la Fig. 19.3*a* para N = 24 y B + 0.40 m, q_a = 15.6 Ton/m² < 26.4 Ton m² (por tanto controla la capacidad de carga)

Por tanteos, eligiendo B = 0.60 m

Revísese la presión en el suelo:

10.72 Ton/m 0.60 m = 17.86 Ton/m²

Añádase la diferencia de la carga menos la sobrecarga:

0.30 x (2.4 − 1.83) = 0.18

18.04 Ton/m²

Revísese el promedio mínimo del valor N para la profundidad B = 0.60 m abajo de la zapata. Considérense los valores a las profundidades de 7.60 m y 8.35 m solamente. Del sondeo S1, N_{av} = 24.

Interpólese entre a y b en la Fig. 19.3 para D_f/B = 0.75, N = 24; B = 2.0; resulta, q_a = 18.5 Ton/m² Como 18.5 xi 18.04, está bién.

Usese una zapata A de 0.60 m.

abajo del nivel de la zapata. Por comodidad, como no se conoce inicialmente el ancho B de la zapata mayor, se calcula y tabula un promedio acumulativo de los valores corregidos de N en función de la profundidad en cada sondeo. Por observación, se ve que el valor mínimo promedio corregido de N, cualquiera que sea el ancho de la zapata, está dentro del intervalo de 24 a 31; las presiones correspondientes en el suelo en las ramas horizontales de las curvas de proyecto (fig. 19.3) son aproximadamente 24.4 a 33.2 tons/m². Por lo tanto, como primer tanteo, la carga en la columna de 231.3 tons se divide entre 24 tons/m². El área de 9.3 m da un valor de tanteo para B de 3.05 m. Para B igual a 3.05 m, las profundidades adecuadas para calcular el valor de N mínimo promedio corregido son de 7.6 a 10.7 m, inclusive y N_{prom}. resulta ser 24, en el sondeo B1.

En el problema 19-1, el ancho de la zapata B se determina tomando en cuenta únicamente el asentamiento. El uso de la misma presión en el suelo en la zapata de muro A llevaría a requerir un ancho de solamente 0.41 m pero, de acuerdo con la fig. 19.3*a*, el proyecto de una zapata de este ancho

Probl. 19-1a
Zapatas para una bodega
H 1 de 1

Diseño de Zapatas. Areas necesarias. Efecto del nivel freático.

Todos los datos son iguales a los de la H-1 del problema 19-1, excepto que el nivel del agua freática se encontró a 8.25 m en los tres sondeos y se espera que permanezca en ese nivel después de la construcción. Por tanto, corríjanse los valores de N obtenidos por la presión de la sobrecarga afectado por la presencia del agua.

$$\bar{p}_v = [1825 \times 8.25 + (D-8.25)(1825-1000)]/1000 \ (T/m^2)$$

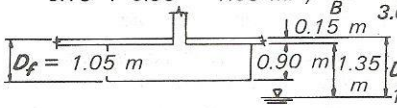
Prof.	$\bar{p}_v$ (T/m²)	C_N	N_{campo}	N_{corr}	N_{prom}*	N_{campo}	N_{corr}	N_{prom}*	N_{campo}	N_{corr}	N_{prom}*
7.60	13.9	0.88	30	26	26	29	25	25	35	31	31
8.35	15.1	0.86	26	22	24	33	28	26	27	23	27
9.10	15.8	0.84	32	27	25	32	27	27	29	24	26
985	16.4	0.83	31	26	25	26	22	25	31	26	26
10.60	17.1	0.82	29	24	25	34	28	26	37	30	27
11.35	17.7	0.80	27	22	24	31	25	26	27	22	26
12.10	18.3	0.78	33	26	25	29	23	25	35	27	26

*Promedio acumulativo hasta la profundidad indicada

Zapata B: Area necesaria. Para 227.5 tons y N = 24, pruébese $q_a = 17.5\ T/m^2$

Así 227.5/17.5 = 13.0 m² y 3.70 x 3.70 = 13.6 m²

Supongamos ahora que el espesor de la zapata sea de 0.90 m; entonces D_f = 0.15 + 0.90 = 1.05 m. y $\frac{Df}{B} = \frac{105}{3.65} = 0.3$



$$C_w = 0.5 + 0.5\frac{1.50}{1.05 + 3.65} = 0.66$$

q_a = 26.0 x 0.66 = 17.3 T/m²

Presión en el suelo transmitida por la estructura:

227.5 Ton/13.6 m² = 16.7 T/m²

Añádase la diferencia de la carga menos la sobrecarga:

0.90 x (2400 — 1825) / 1000 = 0.52 T/m²

está bien (< 17.3 Ton/m²) Usese una zapata B de 3.70 x 3.70

Zapata A: Area necesaria

Usando la presión del suelo determinada para la zapata B: 10.72 T/m 17.22 T/m^2 = 0.6 m. Supongamos para la zapata un espesor de 0.30 m. Entonces D_f = 0.45 m; D_f/B = 0.75; Interpólese entre a y b de la (Fig. 19.3), D_w = 1.50 m; $D_f + B$ = 1.05 m; no es necesaria la corrección por el nivel freático.

De la Fig. 19.3 entre a y b (N = 24, B = 0.60 m), q_a = 19.0 T/m^2 > 17.22 T/m^2.

Usese una zapata A de 0.60 m

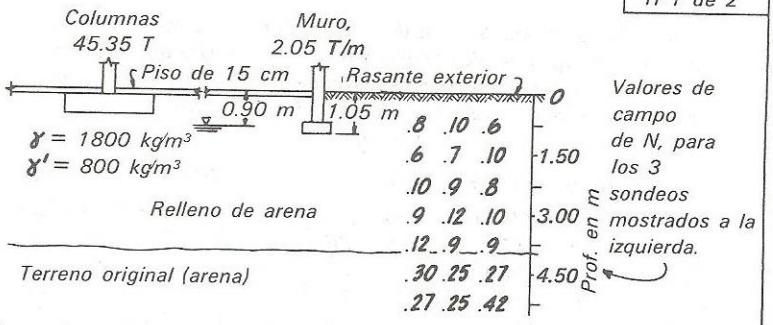
queda regido por la capacidad de carga y la presión en el suelo debe reducirse. Pueden ser necesarios varios tanteos para determinar la combinación adecuada de ancho y presión admisible en el suelo, para satisfacer las condiciones de la fig. 19.3*a*. Es evidente que el ancho será del orden de 0.60 m; por lo tanto, solamente los valores de *N* dentro de esta profundidad bajo la zapata deberán incluirse en el promedio Son adecuados los valores a profundidades de 7.6 a 8.4 m; el valor promedio mínimo de *N* corregido para este intervalo es de 24 golpes, en el sondeo B1.

La hoja 19-1*a* ilustra el método para considerar el efecto del nivel del agua freática. Como la presencia del agua freática afecta la presión vertical efectiva por sobrecarga, para todas las pruebas de penetración estándar abajo del nivel del agua, los valores de *N* corregidos a estos niveles difieren de los de la hoja 19-1. El factor de corrección C_w (ec. 19.4) que debe aplicarse a los valores tomados de la fig. 19.3, resulta ser 0.66 y el valor de q_a es de 17.5 ton/m².

Si se determinan las dimensiones de la zapata del muro para la misma presión en

Probl. 19-2
Zapatas para Cobertizo
H 1 de 2

Diseño de Zapatas. Datos Generales.



Valores de campo de N, para los 3 sondeos mostrados a la izquierda.

Correcciones de los valores de N por la presión de la sobrecarga, cuando se hicieron los sondeos:

Prof	$\bar{P}_v$(T/m²)	CN	N_{campo}	N_{corr}	N_{prom}*	N_{campo}	N_{corr}	N_{prom}*	N_{campo}	N_{corr}	N_{prom}*
0.75	1.35	1.66	8	13	13	10	17	17	6	10	10
1.50	2.10	1.52	6	9	10	7	11	14	10	15	12
2.25	2.70	1.47	10	15	12	9	13	14	8	12	12
3.00	3.30	1.39	9	13	13	12	17	14	10	14	13
3.75	3.90	1.33	10	16	13	9	12	14	9	12	13

**Promedio acumulativo hasta la profundidad indicada.*

Zapata de Columna: Area necesaria. Para 45.35T y N = 13, pruébese q_a = 8.8 T/m² · 45.35/8.8 = 5.15 m²; *digamos, 2.30 x 2.30 m = 5.29 m²*

Suponiendo que el espesor de la zapata es 2.30/4 ≅ 0.60 m; D_f = 0.75 m; D_f/B = 0.3, *(úsese 0.25).* $D_f + B = 0.75 + 2.30 = 3.05$ m; N_{pr} *mín = 13. (Ver el menor valor de Nprom, en las 3 columnas de sondeos.) De la Fig. 19.3c con* $Df/B = 0.25$, $B = 2.30$ m y $N = 13$, $q_{a1} = 13.6$ T/m² C_w

$$= 0.5 + 0.5\frac{0.90}{0.75 + 2.30} = 0.5 + 0.15 = 0.65,$$ $q_a = 13.16 \times$

0.65 = 8.8 T/m² *(Bien, pues se supuso al inicio del tanteo* q_a = 8.8 T/m²)

(0.60 + 0.15) (2400 − 1800)0100

Revísese la presión en el suelo: = 8.57 T/m²

45.35/5.29 m² = .45

Súmese la diferencia de la carga menos la sobrecarga: 9.02 T/m² q_a=8.8 T m², *digamos, está bien*

Usese 2.30 x 2.30 m como dimensiones para la zapata de la columna

el suelo, tendría un ancho de 0.60 m. La base de la zapata, situada a 0.45 m abajo del nivel del piso del sótano, estaría entonces situada aproximadamente a 1.07 m arriba del nivel freático. Como esta distancia es mayor que el ancho B de la zapata, no es necesario hacer correcciones a causa del nivel freático en la zapata A; por lo tanto, pueden dársele las dimensiones correspondientes a la misma presión que en la zapata B.

En la hoja 19-2 se muestra la influencia que tiene la corrección de los valores de campo N, cuando las pruebas de penetración estándar se hacen a muy poca profundidad. La base para la estructura se preparó colocando un relleno de arena de aproximadamente 4 m, arriba del depósito natural de arena, situado debajo de la superficie de una masa de agua. El terreno compacto está a una profundidad demasiado grande para que influya en el comportamiento de las zapatas. La zapata del muro está situada a una profundidad de 1.07 m para evitar el efecto de la helada.

19.3. Losas de cimentación en arena

Presión en el suelo. Debido al gran tamaño de las losas comparado con el de las za-

Probl. 19-2
Zapatas para Cobertizo
H 2 de 2

Diseño de Zapatas (Cont.)

Zapata de Muro: Area necesaria. Usando la misma presión en el suelo que la de la zapata de la columna, 5.05 Ton/9.02 Ton/m² = 0.56 m, digamos 0.60 m. Supongamos un espesor de 0.25 m; D_f = 1.05 m (por especificación para la helada) D_f/B = 1.05/0.60 = 1.75, (úsese 1.0); $D_f + B$ = 1.05 + 0.60 = 1.65 m. En las columnas de los sondeos, se observa Nprom. mín = 10. Cálculo del factor de corrección $C_w = 0.5 + 0.5 \frac{0.90}{1.05 + 0.60} =$ *0.77. En la gráfica 19.3a obtenemos para N = 10,* q_a = 11.7 T/m² q_a = 11.7 x 0.77 = 9.00 T/m²

Revísese la presión en el suelo:

5.05 Ton 0.60 m

Añádase la diferencia de la carga menos la sobrecarga: 0.40 (2,400-1800)

= 8.42 T/m²
= 0.24
8.66 < 9.0

Usese una zapata de 0.60 m de ancho en el muro

patas, el factor de seguridad contra una falla por capacidad de carga de la arena inferior es siempre muy grande. Esto puede verse en la ec. 19.2. Si el ancho de la losa es de sólo 6.0 m, la profundidad únicamente de 3.00 m y el número de golpes igual a 10 o más, la capacidad de carga máxima en arena sumergida excede de 68 tons/m². Al aumentar el ancho de la losa o al aumentar la compacidad relativa de la arena, la capacidad de carga máxima aumenta rápidamente. Por lo tanto, el peligro de que una losa grande pueda fallar en arena es demasiado remoto para que haya que tomarlo en cuenta.

Debido al gran tamaño de las losas, los esfuerzos en la arena en que se apoyan serán relativamente elevados a profundidad considerable. Por lo tanto, la influencia de bolsas sueltas locales, distribuidas aleatoriamente en la arena será igual en todas las partes de la losa, y asimismo el asentamiento diferencial será menor que el de una cimentación de zapatas proyectada para producir la misma presión en el suelo. Aunque no es remota la posibilidad de que

una zapata aislada se apoye completamente sobre una bolsa de arena suelta y experimente grandes asentamientos, una bolsa análoga que quede debajo de parte de una losa tendrá una influencia mucho menor.

Debido a que los asentamientos diferenciales en una losa son menores que las de una cimentación de zapatas proyectada para la misma presión en el suelo, es razonable permitir presiones mayores en la losa. La experiencia ha demostrado que puede usarse una presión igual al doble de la que se permita en zapatas individuales, sin causar asentamientos diferenciales perjudiciales. Sin embargo, para presiones que produzcan un asentamiento diferencial de 2 cm, el asentamiento máximo de una losa puede ser de 5 cm en vez de 2.5 cm como en una cimentación de zapatas.

La forma de la curva de la fig. 19.1*b*, demuestra que la presión neta en el suelo, correspondiente a un asentamiento dado es prácticamente independiente del ancho de la zapata o de la losa, cuando esta dimensión se hace grande. La presión neta admisible en el suelo para el proyecto puede tomarse con precisión suficiente como el doble de la presión indicada por las líneas horizontales de la fig. 19.3. La relación correspondiente entre la presión neta admisible y N es:

$$q_a\,(\text{tons/m}^2) = 2.15\text{N} \quad (5 \leqq N \leqq 50) \qquad 19.5$$

El factor de corrección por la presencia del agua freática se obtiene con la ec. 19.4. Para valores de $N > 50$, la relación lineal expresada por la ec. 19.5 queda algo fuera de la seguridad. Además, los valores de N de esta magnitud pueden asociarse a la presencia de grava o boleo, o a la cementación. Por lo tanto, deberán examinarse cuidadosamente para que permitan juzgar si el procedimiento de rutina descrito en este párrafo es aplicable a las condiciones prevalecientes.

Los valores de q_a de la ec. 19.5, con las correcciones adecuadas, sirven como base racional para el proyecto de losas de cimentación en arena en la mayor parte de las condiciones que se encuentran en el campo. Pueden aumentarse algo, si se encuentra un manto de roca a una profundidad menor que la mitad del ancho de la losa.

Si el valor promedio de N después de la corrección por la influencia de la presión de la sobrecarga es menor que 5, la arena se considera demasiado suelta para que tenga éxito una losa de cimentación. Será necesario compactar la arena o la cimentación deberá apoyarse en pilotes o pilas.

Las cargas que deben considerarse al calcular la presión global producida por la losa de cimentación en el suelo, son la carga muerta de la estructura, incluyendo la propia losa y la carga viva máxima permanente. La sobrecarga debida al peso del suelo entre la superficie del terreno circundante y el nivel de desplante de la cimentación, se resta de la presión global para obtener la presión neta, para compararla con la capacidad de carga admisible en el suelo. Es decir, la presión neta en la base de la losa de cimentación es:

$$q_{\text{neta}} = \frac{Q}{A} - \gamma D_f = q_b - \gamma D_f \qquad 19.6$$

donde Q = peso total de la estructura más la carga viva

A = área de la base de la losa

q_b = presión global en el suelo o presión de contacto en la base de la losa de cimentación

Los edificios apoyados en losas, en los que el sótano se prolonga hasta quedar dentro del agua freática, sufren el empuje de la subpresión o flotación hidrostática igual a $\gamma_w(D_f - D_w)$ por unidad de área. El efecto benéfico de la flotación se toma automáticamente en cuenta al calcular la presión neta, siempre que el peso total de la sobrecarga γD_f sea el que se usa en la ec. 19.6. Sin embargo, en muchos casos, el asentamiento está gobernado por las condiciones que prevalezcan durante la construcción, más que por las que prevalezcan al final.

Durante la construcción de la subestructura, el nivel freático generalmente se abate por abajo de la base de la losa de cimentación. Si luego sube a un nivel mayor, la presión global del suelo se reduce por la

una zapata aislada se apoye completamente sobre una bolsa de arena suelta y experimente grandes asentamientos, una bolsa análoga que quede debajo de parte de una losa tendrá una influencia mucho menor.

Debido a que los asentamientos diferenciales en una losa son menores que las de una cimentación de zapatas proyectada para la misma presión en el suelo, es razonable permitir presiones mayores en la losa. La experiencia ha demostrado que puede usarse una presión igual al doble de la que se permita en zapatas individuales, sin causar asentamientos diferenciales perjudiciales. Sin embargo, para presiones que produzcan un asentamiento diferencial de 2 cm, el asentamiento máximo de una losa puede ser de 5 cm en vez de 2.5 cm como en una cimentación de zapatas.

La forma de la curva de la fig. 19.1*b*, demuestra que la presión neta en el suelo, correspondiente a un asentamiento dado es prácticamente independiente del ancho de la zapata o de la losa, cuando esta dimensión se hace grande. La presión neta admisible en el suelo para el proyecto puede tomarse con precisión suficiente como el doble de la presión indicada por las líneas horizontales de la fig. 19.3. La relación correspondiente entre la presión neta admisible y N es:

$$q_a\,(\text{tons/m}^2) = 2.15\text{N} \quad (5 \leqq N \leqq 50) \qquad 19.5$$

El factor de corrección por la presencia del agua freática se obtiene con la ec. 19.4. Para valores de $N > 50$, la relación lineal expresada por la ec. 19.5 queda algo fuera de la seguridad. Además, los valores de N de esta magnitud pueden asociarse a la presencia de grava o boleo, o a la cementación. Por lo tanto, deberán examinarse cuidadosamente para que permitan juzgar si el procedimiento de rutina descrito en este párrafo es aplicable a las condiciones prevalecientes.

Los valores de q_a de la ec. 19.5, con las correcciones adecuadas, sirven como base racional para el proyecto de losas de cimentación en arena en la mayor parte de las condiciones que se encuentran en el campo. Pueden aumentarse algo, si se encuentra un manto de roca a una profundidad menor que la mitad del ancho de la losa.

Si el valor promedio de N después de la corrección por la influencia de la presión de la sobrecarga es menor que 5, la arena se considera demasiado suelta para que tenga éxito una losa de cimentación. Será necesario compactar la arena o la cimentación deberá apoyarse en pilotes o pilas.

Las cargas que deben considerarse al calcular la presión global producida por la losa de cimentación en el suelo, son la carga muerta de la estructura, incluyendo la propia losa y la carga viva máxima permanente. La sobrecarga debida al peso del suelo entre la superficie del terreno circundante y el nivel de desplante de la cimentación, se resta de la presión global para obtener la presión neta, para compararla con la capacidad de carga admisible en el suelo. Es decir, la presión neta en la base de la losa de cimentación es:

$$q_{\text{neta}} = \frac{Q}{A} - \gamma D_f = q_b - \gamma D_f \qquad 19.6$$

donde Q = peso total de la estructura más la carga viva
A = área de la base de la losa
q_b = presión global en el suelo o presión de contacto en la base de la losa de cimentación

Los edificios apoyados en losas, en los que el sótano se prolonga hasta quedar dentro del agua freática, sufren el empuje de la subpresión o flotación hidrostática igual a $\gamma_w(D_f - D_w)$ por unidad de área. El efecto benéfico de la flotación se toma automáticamente en cuenta al calcular la presión neta, siempre que el peso total de la sobrecarga γD_f sea el que se usa en la ec. 19.6. Sin embargo, en muchos casos, el asentamiento está gobernado por las condiciones que prevalezcan durante la construcción, más que por las que prevalezcan al final.

Durante la construcción de la subestructura, el nivel freático generalmente se abate por abajo de la base de la losa de cimentación. Si luego sube a un nivel mayor, la presión global del suelo se reduce por la

siderable abajo de la superficie del terreno, si los materiales sobreyacentes son demasiado blandos o compresibles para el soporte de la estructura o si pueden desalojarse por socavación. Con respecto a lo anterior, las condiciones en las que resulta adecuado el uso de las cimentaciones de pilas son semejantes a las que conducen a los pilotes (art. 19.5), y la elección entre pilas o pilotes depende principalmente de la economía y de ciertos detalles que influyen en el procedimiento de construcción. Por ejemplo, si el material sobreyacente contiene depósitos orgánicos que incluyan troncos de árboles, o si existe la posibilidad de que haya numerosos boleos grandes arriba del estrato de apoyo, puede no ser posible hincar pilotes a la profundidad necesaria. Bajo estas condiciones, una cimentación de pilas puede ser la indicada. Por otra parte, la excavación para una pila afloja algo el depósito de arena en el que se apoya la estructura, mientras que si se hincan pilotes en la arena, estos tenderán a compactar el estrato de apoyo. Debido a estas condiciones, puede ser preferible una cimentación de pilotes.

Algunas veces es necesario excavar pilas a través de arena para apoyarlas sobre roca u otro material firme. Las condiciones que se deben considerar en estas circunstancias se estudian en los caps. 13, 21, y 22.

Capacidad de carga y asentamiento de las pilas. La capacidad máxima de carga de las pilas excede de la calculada, con la ec. 19.2, debido a que la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie bd que atraviesa la sobrecarga (fig. 19.4), ya no es despreciable, como se supuso en la deducción de la ec. 19.2. Sin embargo, si el material que queda arriba del nivel de la base de las pilas, es débil o compresible, el aumento en la capacidad de carga puede ser menor. Además, si existe la posibilidad de que el material circundante sea desalojado ocasionalmente por la socavación, su influencia benéfica debe despreciarse. Por lo tanto, en general, es una actitud conservadora y justificable determinar la capacidad de carga de seguridad utilizando la ec. 19.2 con el factor de seguridad adecuado.

El asentamiento de una pila bajo una presión neta dada en el suelo, es menor que el de una zapata a poca profundidad, en arena de compacidad relativa comparable, debido a la presión de confinamiento producida por el peso del material sobreyacente. Sin embargo, a las profundidades comparativamente grandes asociadas a las pilas, la presión de confinamiento también aumenta correlativamente los valores de N en la prueba de penetración estándar, como se indica por la ec. 5.3 o en la fig. 19.6. Por lo tanto, a menos que el nivel final de la superficie del terreno difiera mucho con el que había en el momento en que se hicieron las pruebas de penetración estándar, la presión admisible en el suelo puede obtenerse entrando en las porciones horizontales de las curvas de proyecto, fig. 19.3, con los valores de N sin corregir por presión confinante. Las porciones inclinadas de las curvas de proyecto pueden ignorarse, porque los requisitos de capacidad de carga tendrán que comprobarse separadamente aplicando la ec. 19.2. Por supuesto, los valores de q_a de la fig. 19.3, deben corregirse por la posición del nivel freático mediante la ec. 19.4. La presión del suelo, determinada de esta manera no debe aumentarse arriba de la permisible para zapatas a poca profundidad, si la socavación puede desalojar la mayor parte de la sobrecarga. Además, si el suelo que rodea la porción superior de las pilas es compresible, y si se coloca un relleno nuevo después de la construcción de las pilas, puede ser necesario tomar en cuenta la fricción negativa descrita en el art. 12.8.

En muchos casos, el mismo peso de una pila es una fracción grande de la carga total transmitida por la pila a la arena, pero el asentamiento que ocurre antes de que la pila se complete puede no tener importancia. Por ejemplo puede permitirse que las bases de las pilas de puentes altos se asienten bastante, mientras se cuela el concreto, sin efectos perjudiciales. Bajo estas circunstancias, el peso de la pila puede restarse de la carga neta total, antes de que se determine el área de la base por los procedimientos descritos en el párrafo anterior. Sin embargo, deben satisfacerse los re-

quisitos para un factor de seguridad adecuado para la carga total neta, incluyendo el peso de la pila.

19.5. Pilotes en arena

Uso de los pilotes en arena. (1) Los pilotes pueden hincarse a través de materiales blandos o compresibles hasta una capa de arena compacta a la que se pueda transferir el peso de la estructura. (2) Pueden hincarse en arena suelta para compactarla y aumentar su capacidad de carga. (3) Pueden hincarse en un manto de arena para desplantar la cimentación abajo de la mayor profundidad a la que la arena pueda ser desalojada por socavación.

Pilotes hincados hasta apoyarlos en arena compacta. Cuando el material situado directamente debajo del nivel de la cimentación es demasiado compresible o inestable para soportarla, el peso de la estructura debe, transferirse, si es posible, a un estrato más adecuado a un nivel inferior. Si este estrato está formado por arena, los pilotes frecuentemente se hincan a través de los materiales blandos y lo suficiente en la arena para que adquieran la capacidad de carga adecuada. Si la arena está moderadamente suelta, los pilotes tendrán que hincarse un monto considerable. Si está algo compacta, puede no ser posible que la penetración sea de más de unos cuantos decímetros. En cualquier caso, el apoyo proporcionado a los pilotes por la arena, proviene en parte, de la resistencia de la punta a penetrar más, y en parte de la fricción entre el tramo inferior de los pilotes y la arena.

Usualmente no es posible, tomando como base los resultados de las pruebas de laboratorio, hacer una estimación precisa de la carga que puede soportar un pilote hincado a través de materiales blandos hasta un depósito de arena. La información más segura se obtiene utilizando pruebas de carga. En los depósitos de este tipo, la forma de la curva carga-asentamiento para un pilote individual es semejante a la mostrada en la fig. 12.8*b*. A menos que el pilote falle estructuralmente, lo que es improbable, la curva carga-asentamiento se aproximará a una tangente inclinada. Por lo tanto, el pilote no falla hundiéndose en el terreno, sino que simplemente continúa asentándose o penetrando en la arena al aumentar las cargas. La carga límite para el proyecto debe basarse en el valor del asentamiento que pueda considerarse tolerable. Los procedimientos para efectuar e interpretar las pruebas de carga se estudian en el art. 12.4.

La predicción de la profundidad a la que los pilotes deben prolongarse dentro de la arena para desarrollar la capacidad requerida está llena de incertidumbres. El procedimiento más satisfactorio, excepto el de hacer una serie de pruebas de carga en pilotes de diferentes longitudes, consiste en determinar la profundidad necesaria, tomando como base el registro de penetración de los pilotes durante el hincado. Como la mayor parte de la resistencia al hincado se obtiene de la arena, y como las resistencias estáticas y dinámicas son aproximadamente iguales para todas las arenas, excepto en las más finas o en los limos, el uso de la ecuación de onda proporciona un medio apropiado para determinar la resistencia a la penetración requerida para la capacidad asignada de un pilote determinado, hincado con un cierto equipo. También pueden efectuarse estudios para determinar la combinación más eficiente de pilote y equipo de hinca para obtener los resultados deseados.

En el subsuelo de varias de las ciudades grandes de Holanda, materiales extremadamente blandos, como limo orgánico o turba descansan directamente en arena. En estas circunstancias, se ha encontrado que la resistencia máxima de punta por unidad de área de sección transversal de los pilotes precolados de concreto, que se usan mucho en ese país, es aproximadamente igual a la resistencia a la penetración estática por unidad de área del cono holandés (art. 5.4). Los valores obtenidos con el cono se promedian en una profundidad de dos diámetros del pilote bajo la punta del mismo (Van der Veen, 1953; Van der Veen y Boersma, 1957).

Si el suelo que está arriba de la arena es capaz de desarrollar un endurecimiento importante, la influencia de éste en la acción del grupo, en la fricción negativa y en las

técnicas de las pruebas de carga es comparable a la estudiada anteriormente en el art. 18.5, en conexión con pilotes de punta que atraviesan materiales semejantes hasta apoyarse en arcillas firmes. En particular, si parte de la resistencia dinámica de un pilote aislado se desarrolla en las capas superiores blandas, esta resistencia no debe engañar al ingeniero, haciéndolo creer que la capacidad de carga del pilote, bajo carga estática, en la cimentación, será tan grande como el valor obtenido con la prueba de carga.

Pilotes para compactación. Al hincar pilotes en una capa de arena suelta se compacta el material, en parte, debido a la disminución en la relación de vacíos necesaria para compensar el volumen de los pilotes, y en parte, por el efecto compactador de las vibraciones producidas por el hincado. Cuando se han hincado los pilotes, los asentamientos de la estructura son aproximadamente los mismos que los estimados de acuerdo con los procedimientos descritos para zapatas y losas sobre arena relativamente compacta.

Como el objeto de los pilotes para compactar es simplemente aumentar la compacidad de la arena, la resistencia estructural de los mismos es de poca trascendencia. En realidad, puede ser suficiente hacer un agujero hincando un mandril con la forma de un pilote y sacándolo, rellenando luego el agujero con arena compactada. Por este procedimiento, se aumenta la compacidad del material, pero no se dejan pilotes en el terreno. Los pilotes de bulbo de Franki sin ademe son muy usados para compactar arenas sueltas.

Ordinariamente, los pilotes con mucha conicidad son los más efectivos y económicos. Si la estructura se va a apoyar en zapatas sobre pilotes, éstos deben hincarse en grupos y los pilotes más interiores de cada grupo deben hincarse primero para obtener la máxima y más uniforme compactación debajo de cada zapata. Si se va a apoyar la estructura en una losa de cimentación sobre pilotes, éstos deberán estar uniformemente espaciados en toda el área.

La carga de proyecto que se asigne a los pilotes para compactación es necesariamente algo arbitraria. Si los pilotes se hincan hasta obtener la misma penetración por golpe en todos ellos, sus longitudes irán disminuyendo progresivamente, porque cada pilote se hinca en arena algo más compacta que el anterior. Además, si se interrumpe el hincado del primer pilote del grupo cuando la resistencia al hincado es relativamente baja, la reanudación de la hinca después de hincar los pilotes vecinos, acusará una resistencia incrementada, debido al aumento en la compacidad relativa y en la presión de confinamiento originada por el hincado de los pilotes vecinos.

En las obras pequeñas, usualmente se asignan cargas de 20 toneladas a los pilotes de madera para compactación y 30 a los precolados de concreto o colados en el lugar. Los pilotes usualmente se hincan a las capacidades correspondientes que indica la fórmula del Engineering News (ec. 12.1). El que se use la fórmula no implica conocer la capacidad de carga real de los pilotes, sino que debe tomarse como una simple indicación de que se ha obtenido la compactación adecuada y así evitar el exceso de hincado. En las obras grandes, deberán hincarse un grupo de prueba de varios pilotes. Primero se hinca el pilote del centro del grupo, esto debe realizarse hasta que tenga la capacidad indicada por la ecuación de onda y por el registro de hincado del pilote, debiendo ser algo menor que la capacidad deseada para la obra. Al hincar los pilotes siguientes del grupo, deberán obtenerse también los registros del hincado e hincarse a la misma penetración por golpe que el pilote central. Cuando todo el grupo se haya instalado, el pilote central se vuelve a hincar y su capacidad se juzga tomando como base el registro del rehincado. La información permitirá la selección de los criterios adecuados para la obra. Después de haber rehincado el pilote central, deberá sujetarse a una prueba de carga para verificar la equivalencia de la capacidad real y la determinada con la ecuación de onda.

La longitud de los pilotes para compactación es también difícil de predecir. Disminuye mucho al aumentar la conicidad. Los pilotes de 20 a 30 toneladas de capacidad, que tengan una conicidad de

1.30, rara vez penetran más de 8 m, aun en arena suelta.

Pilotes en arena muy fina y en limo. En los desarrollos anteriores se ha supuesto que la arena, dentro o a través de la cual se hincan los pilotes es lo suficientemente permeable para que permita la disipación de las presiones de poro debida al hincado, casi tan rápidamente como se producen. Esta condición no se satisface en las arenas finas y en los limos. Las consecuencias dependen de que el suelo esté suelto o compacto. Al hincar sucesivamente los pilotes en estos suelos cuando están sueltos, las presiones de poro acumuladas reducen los esfuerzos efectivos entre las partículas, y reducen en forma correspondiente la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Si la presión de poro llega a ser lo suficientemente grande, el suelo se transforma en un líquido viscoso, en el que los pilotes previamente hincados se desalojan fácilmente, a los lados y hacia arriba. Los pilotes de madera, o los huecos de acero pueden flotar en casos extremos. Este comportamiento es especialmente malo si se trata de pilotes de punta. Para evitar estas dificultades, es ventajoso usar tipos de pilotes que desalojen el menor volumen de suelo posible. Si se va a compactar arena fina o limo por medio de pilotes, puede ser necesario reducir drásticamente la rapidez del avance en la obra para dar tiempo a que el agua se drene; de otra manera, simplemente convierte al suelo en un lodazal. Sin embargo, si pueden hincarse los pilotes, aunque sea con dificultad, la disipación de las presiones de poro puede acompañarse de un endurecimiento sustancial y dar como resultado una buena cimentación.

Si la arena fina o el limo son compactos, pueden presentar una gran resistencia a la penetración de los pilotes, debido a la tendencia a la dilatancia y a la aparición de presión de poro negativa (art. 4.7), durante las distorsiones por cortante debidas al hincado de los pilotes. El análisis de los registros de hincado por medio de la ecuación de onda puede indicar una elevada capacidad dinámica, pero en vez de endurecimiento pueden ocurrir grandes relajaciones. Una indicación de la relajación puede obtenerse del análisis de onda hecho con los datos de rehincado obtenidos después de que la presión de poro ha alcanzado el equilibrio, pero es preferible basar la evaluación en pruebas de carga.

Pilotes para evitar la falla debida a la socavación. Las bases de las pilas de puentes localizadas cerca de los cauces de los ríos deben desplantarse abajo del nivel a que se socave el fondo del río durante las avenidas. En muchas corrientes, la profundidad del río aumenta durante las avenidas con una rapidez mayor que con la que aumenta el nivel de la superficie libre del agua. Además, como frecuentemente los puentes están situados en estrechamientos del cauce, es probable que la profundidad de socavación sea mayor que la promedio. Finalmente, la construcción de pilas y estribos produce un estrechamiento adicional del cauce, con lo cual aumenta la profundidad de la socavación.

No puede darse una regla universal para estimar la máxima profundidad de socavación en una corriente cuyo fondo sea arena o limo. Varios registros indican que pueden alcanzarse profundidades hasta de 4 m por cada metro que se eleve el nivel del agua libre, y, en algunas corrientes, se sabe que la relación puede alcanzar un valor de 7 Por otra parte, en la mayoría de los ríos la profundidad es mucho menor. La experiencia que se tenga en una corriente dada es la mejor guía para estimar la profundidad de la socavación.

En muchos casos, la arena del fondo de los cauces es relativamente compacta, y es difícil o imposible hincar pilotes a la profundidad adecuada sin el uso de chiflones de agua.

Resistencia al levantamiento de pilotes hincados en arena. La resistencia al levantamiento de pilotes hincados en arena depende de la compacidad relativa, de la longitud, diámetro, conicidad del pilote, el uso o ausencia de chiflones de agua, y de varios otros factores. Por esta razón, los valores seguros de la resistencia al levantamiento pueden obtenerse solamente mediante pruebas de carga.

Como guía aproximada, la resistencia de un pilote de sección uniforme hincado sin

chiflón, es probable que sea cuando menos de $\frac{1}{2}K\gamma L^2 \tan \phi$ veces el perímetro del pilote, donde L es la longitud hincada del pilote y ϕ el ángulo de fricción interna de la arena. El coeficiente K varía de aproximadamente 1.0 para la arena suelta, a más de 3 para una arena compacta. Pueden anticiparse resistencias al levantamiento algo más pequeñas para los pilotes de acero, para los pilotes cónicos, o en los que se usen chiflones antes de ser hincados definitivamente (Ireland, 1957). La resistencia al levantamiento puede destruirse si el cuerpo de arena en el que se hinquen los pilotes está saturado y lo suficientemente suelto para que pierda su resistencia debido a las presiones de poro acumuladas durante las repetidas aplicaciones de esfuerzo, como en el caso de los sismos (art. 4.10). Bajo estas condiciones, estructuras como los albañales pueden elevarse a pesar de que tengan pilotes para sostenerlos.

19.6. Excavación en Arena

No se presentan problemas de construcción de consecuencia al hacer excavaciones para las cimentaciones de zapatas o losas en arena arriba del nivel freático. Taludes de 1 vertical a $1\frac{1}{2}$ horizontal son estables bajo todas las circunstancias, a menos que el depósito de arena esté sobre un depósito blando de arcilla situado a poca profundidad; y se usan comúnmente taludes más inclinados, si la arena presenta algo de cohesión debida a la humedad capilar o a cementantes.

Excavaciones grandes abajo del nivel del agua freática. Si las excavaciones para un sótano o para el desplante de una cimentación deben prolongarse abajo del nivel del agua freática en arena, dicho nivel debe abatirse, lo que puede hacerse bombeando el agua de la misma excavación, o drenando previamente el lugar.

Cuando se extrae el agua por bombeo en una excavación abierta, deben disponerse zanjas en el fondo que llevan el agua a un cárcamo, situado a un nivel inferior al resto de la excavación. En el cárcamo, el nivel del agua debe mantenerse suficientemente bajo para que el nivel del agua libre en la arena adyacente quede en cualquier caso, abajo del fondo de la excavación. Si no se hace esto, el fondo de la excavación se hace *inestable*. El agua aparece en forma de manantiales, la arena comienza a borbotar, los taludes pueden comenzar a licuarse y toda la base de la excavación puede bufarse. Las zanjas que se hagan alrededor de la excavación deben mantenerse limpias para evitar que el agua brote cerca del pie de los taludes y produzca el colapso de los mismos.

De lo que acaba de decirse se deduce que bombear el agua de cárcamos puede ser un procedimiento peligroso. En las arenas sueltas o finas, no es posible utilizar este procedimiento. En las arenas gruesas o compactas, a menudo pueden hacerse excavaciones exitosas, pero, si se pierde el control y el fondo se hace inestable, puede aflojarse toda la arena de la cimentación y disminuir permanentemente su capacidad de carga. Por lo tanto, en las obras grandes, usualmente se drena la arena antes de hacer la excavación, con pozos punta, ya sea en un nivel o en varios o con bombas de pozo profundo (cap. 9).

Es muy importante saber qué cantidad de agua debe bombearse para adquirir equipo suficiente al principio de la obra, y así garantizar la eficiente remoción del agua, sin necesidad de hacer adiciones y alteraciones. La insuficiente capacidad del bombeo puede ser la causa de que se produzca ebullición de arena e inestabilidad en el fondo de la excavación.

La cantidad de agua que debe bombearse depende del coeficiente de permeabilidad del suelo, de lo que debe descender el nivel del agua y de las dimensiones de la superficie que se va a desaguar. Si la excavación es bastante angosta y si no es necesario hacer descender el nivel del agua más de 5 m, las arenas medias y finas pueden usualmente, drenarse con una serie de pozos punta separados aproximadamente 1 m, con una bomba de 15 cm por cada 150 m de corte. Cada bomba requiere un motor de 20 hp, y para hacer el drenaje pueden ser necesarios de 2 a 6 días.

Para estimar el gasto bajo condiciones más severas, puede ser necesario hacer pruebas de bombeo para determinar el

coeficiente de permeabilidad y será necesario aplicar un buen criterio basado en la experiencia.

El tiempo necesario para efectuar el drenaje, depende del coeficiente de permeabilidad del depósito de arena. Serán solamente necesarios 2 ó 3 días para los suelos relativamente permeables (k mayor que 10^{-3} cm/seg), mientras que pueden necesitarse varias semanas para suelos de permeabilidad moderada ($k = 10^{-3}$ a 10^{-5} cm/seg). Las arenas limosas y otros materiales que tengan un diámetro efectivo, menor que 0.05 mm no pueden drenarse con el equipo ordinario de pozos punta, aunque pueden drenarse suelos algo más finos, si las bombas son capaces de mantener una presión negativa en el sistema (fig. 9.4).

Desplante de pilas abajo del nivel de agua freática. Pueden desplantarse las pilas abajo del nivel del agua freática en pozos abiertos o por medio de cajones. Las técnicas generales para hacer las excavaciones se han descrito en el capítulo 13. La excavación de un pozo abierto en arena, abajo del nivel freático, frecuentemente puede efectuarse bombeando de cárcamo, si la arena es de compacidad media o alta. Sin embargo, es probable que la arena se afloje, y, en consecuencia, disminuya su capacidad de carga. Usualmente, es preferible el uso de pozos punta o de pozos profundos antes de hacer la excavación.

Cuando los pozos se excavan a mano y se mantienen secos usando cárcamos, el recubrimiento se hace comúnmente con material permeable, de manera que la pequeña cantidad de agua que se filtra a la excavación por los lados, pueda colectarse en el cárcamo. Esto impide el desarrollo de una carga de agua, fuera del pozo que pueda producir la ebullición o la formación de manantiales en el fondo del revestimiento.

Los pozos de gran diámetro en arena pueden estabilizarse manteniéndolos llenos de un lodo, semejante al lodo de perforación. Si la arena está situada sobre un suelo impermeable, puede colocarse ademe en los pozos y encajarse en el material impermeable formando un cierre hermético, del cual se pueda bombear el lodo y luego continuar en seco la perforación (art. 13.3).

Los cajones abiertos se usan comúnmente para apoyar las pilas de los puentes. La arena se saca de los cajones dragándola. Para evitar la elevación de la arena en el fondo de los cajones, el nivel del agua dentro, debe mantenerse a una altura considerable arriba del nivel del agua libre afuera de los cajones. Empleando este procedimiento, se mantiene un flujo de agua hacia abajo, a través de la arena en el fondo del cajón y el material no se afloja al excavarlo.

Si no puede hacerse la excavación por medio de un cajón abierto, puede hacerse usando aire comprimido. Como la presión del aire en la cámara de trabajo es siempre mayor que la del agua a una profundidad dada, la arena no se afloja durante el procedimiento, y la capacidad de carga de la arena no se perjudica.

19.7. Efecto de las vibraciones

Importancia. Las vibraciones son el medio más efectivo para compactar depósitos de arena suelta. Por la misma razón, son una de las causas más serias de asentamientos excesivos en cimentaciones sobre esos materiales.

Compactación. Si la compacidad relativa de un depósito de arena es demasiado baja para desplantar losas o zapatas, ésta puede aumentarse de varias maneras. Una de ellas es hincando pilotes para compactación. Otra es el uso de un método patentado con el nombre de *vibroflotación.* De acuerdo con este método, se introduce en el depósito de arena una cápsula pesada de acero que contiene un vibrador. Al mismo tiempo, se obligan a penetrar en la arena que está debajo de la cápsula poderosos chiflones de agua. Bajo el efecto combinado de los chorros y de la vibración, el aparato se hunde rápidamente formando un cráter en la superficie del terreno. Al formarse el cráter, se llena con arena. La compactación a la profundidad de penetración para un diámetro de 1 a 2 m, es generalmente bastante satisfactoria. El procedimiento puede, en algunas circunstancias, ser menos cos-

toso que el hincado de pilotes. Es muy efectivo en areas medias y gruesas, pero no lo es en arenas limosas o limos.

Se han obtenido resultados algo semejantes sin usar chorros, introduciendo y sacando alternativamente un tubo de acero unido a una piloteadora vibratoria de baja frecuencia; la separación de los puntos de inserción puede ser tan pequeña como 90 cm.

Asentamiento. Muchas máquinas sujetas a vibraciones periódicas, las transmiten al subsuelo; pueden mencionarse entre ellas los compresores de aire, los motores diesel para producción de energía eléctrica y los turbogeneradores. La amplitud de las vibraciones y el asentamiento de la cimentación que las acompaña en estas máquinas, depende para una instalación determinada de la frecuencia. Cerca de una frecuencia crítica, las amplitudes pueden aumentar mucho por un fenómeno relacionado con la resonancia. Por lo tanto, especialmente, si el subsuelo es arena suelta, debe evitarse la resonancia si es posible. Desafortunadamente, la frecuencia crítica es función no solamente de las propiedades de la arena, sino también del peso, dimensiones y área de contacto de la masa de excitación, incluyendo su cimentación. Los factores que afectan la frecuencia crítica y sus relaciones, son complejos y todavía no se han terminado de investigar. Por lo tanto, el proyecto de subestructuras para reducir el asentamiento debido a las vibraciones en arena, exige mucho criterio y experiencia. La reducción de la presión admisible en el suelo es relativamente ineficaz para disminuir el asentamiento máximo. En algunos casos, las bases de las máquinas se construyen de grandes dimensiones, de manera que son capaces de absorber gran cantidad de energía. En otros casos, puede ser preferible usar pilotes o pilas.

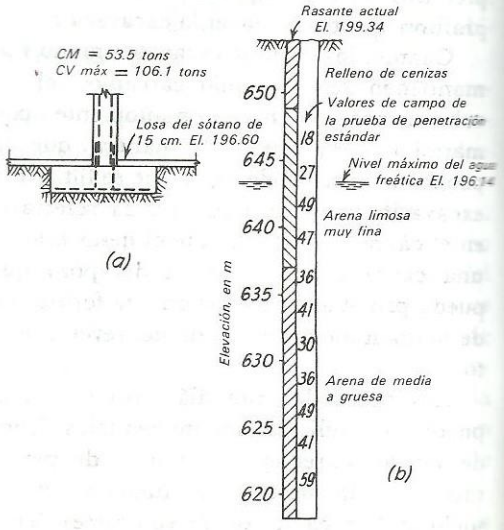
Las vibraciones repetidas o impactos a frecuencias no comprendidas dentro del intervalo resonante, también pueden producir eventualmente grandes asentamientos acumulativos, aun en arenas de compacidad relativamente elevada. Además, es probable que los asentamientos sean mayores, si el nivel freático está alto. En un caso, en una fábrica de acero, se produjeron asentamientos acumulativos de 23 cm en un periodo de 12 años. Se abatió entonces, el nivel del agua freática, de 3 m a 6 m, con lo que se detuvieron los asentamientos. Sin embargo, nueve años después, el nivel del agua subió aproximadamente al nivel original, y nuevamente se volvió a observar la misma rapidez del asentamiento.

Los asentamientos producidos por vibraciones debidos a la construcción se estudian en el art. 16.2.

PROBLEMAS

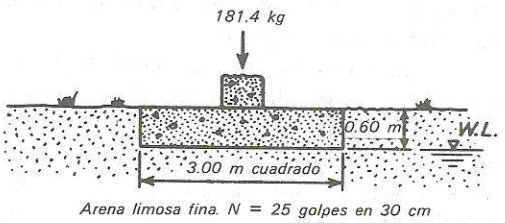
1. Elija el ancho de la zapata cuadrada que se muestra en la parte *a* de la figura adjunta, para satisfacer las condiciones del subsuelo representadas por el registro de exploración (parte *b* de la figura), y las siguientes condiciones:
   a. Asentamiento tolerable 2.5 cm bajo el efecto de la carga muerta completa y 50 por ciento de la carga viva.
   b. Factor de seguridad igual a 2 para la carga muerta, más el 50 por ciento de la carga viva.

   Ignore la corrección de los valores de N, debida al efecto de la presión de sobrecarga. El peso volumétrico del relleno de escoria es de 1,280 kg/m³ y el de la arena es de 1920 kg/m³.



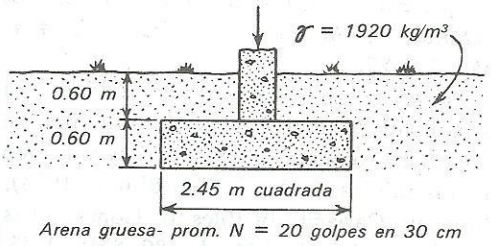
Resp. 2m.

2. Estime el asentamiento de la zapata que se muestra en seguida. Calcule el factor de seguridad contra una falla por capacidad de carga. El peso de la arena es de 1920 kg/m³. Los valores de N se han corregido por efecto de sobrecarga.



Resp. 3.3 cm; 4.4.

3. Si la zapata que se muestra en seguida no debe asentarse más de 2.5 cm, ¿cuál es la carga máxima que puede soportar? Los valores de N se han corregido por efecto de sobrecarga.



Resp. 122 toneladas.

4. Una zapata cuadrada de 1.50 m de lado y de 46 cm de grosor se va a desplantar en arena. La superficie del terreno está al mismo nivel que el lecho superior de la zapata, y el nivel freático está a 3 m de la base. ¿Cuál debe ser el valor mínimo medio de N en la arena, si la zapata debe soportar una columna de 91 tons., sin:
   a. sufrir un asentamiento de más de 2.5 cm ó
   b. tener un factor menor de 2 contra una falla por capacidad de carga?

Resp. 37 golpes/30 cm, corregidos por el efecto de sobrecarga; 25 golpes/30 cm sin corregir.

5. Una zapata de 3.70 m de lado, cuadrada, y de 0.60 m de espesor, está apoyada en arena con un valor promedio de N de 30 golpes/30 cm. La superficie del terreno está a 0.90 m arriba del lecho superior de la zapata, y el nivel freático está a 1.20 m abajo de la base. Calcule la carga máxima que la zapata puede soportar si el asentamiento no debe exceder de 1.25 cm.

Resp. 165 tons.

6. La zapata continua de un muro tiene un ancho de 0.60 m y un espesor de 23 cm. La superficie del terreno y el nivel freático coinciden con el lecho superior de la zapata. La arena sobre la que descansa tiene un valor de N de 30 golpes/30 cm, después de la corrección por sobrecarga. ¿Qué carga soportará la zapata, si el asentamiento no debe exceder de 2.5 cm, y el factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga no debe ser menor de 2? ¿Qué controla la carga, el asentamiento o la capacidad de carga?

Resp. 5.2 ton/m; la capacidad de carga.

7. Una losa de 9 m de ancho y 15 de largo está apoyada a 3 m abajo de la superficie del terreno. El suelo se ha explorado por medio de la prueba de penetración estándar en cuatro sondeos, encontrando todos, la roca a 12.2 m. Los sondeos indican que el subsuelo es una arena fina bastante uniforme. El promedio mínimo de resistencia a la penetración en cualquiera de los sondeos entre las profundidades 3 m y 12 m, después de la corrección por la influencia de la sobrecarga, es de 19 golpes/30 cm. El nivel freático está situado entre 3 y 3.70 m abajo de la superperficie del terreno; por lo tanto, puede suponerse que la arena bajo la base de la losa está completamente sumergida. Si la estructura va a tener un sótano, y si el suelo que se va a excavar tiene un peso volumétrico de 1600 kg/m³, ¿cual es la presión máxima permisible en la base de la losa?

Resp. 30.0 tons/m²

8. Un cajón para la pila de un puente tiene 6 m de ancho y 17 m de largo. Atraviesa 15.24 m de arcilla blanda y se apoya en arena que tiene un valor de N de 50 golpes/30 cm. El nivel freático está cerca de la superficie del terreno.

Si el asentamiento está limitado a 1.25 cm, ¿qué carga total puede soportar la cimentación? Desprecie la diferencia entre el peso del cajón y el peso de la arcilla que se quita durante la construcción.

Resp. 1400 tons.

LECTURAS RECOMENDADAS

Un excelente artículo sobre el comportamiento de la arena bajo superficies cargadas, fundamental para comprender las relaciones entre la carga y el asentamiento, es el de A. Vesić (1963), "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand," *Hwy. Res. Rec., 39,* 112-153.

Se encuentra más información en:

J. Feda (1961), "Research on the Bearing Capacity of Loose Soil," *Proc. 5 Int. Conf. Soil Mech.,* Paris, 1, 635-642.

A. Eggestad (1963), "Deformation Measurements Below a Model Footing on the Surface of Dry Sand," *Proc. European Conf. Soil Mech.,* Wiesbaden, 1, 233-239. Reimpreso en *NGI Publ. 58,* pág. 29-35.

La relación entre el tamaño del área cargada y el asentamiento se resume en:

L. Bjerrum y A. Eggestad (1963), "Interpretation of Loading Test on Sand," *Proc. European Conf. Soil Mech.,* Wiesbaden, 1, 199-203. Reimpreso en *NGI Publ. 58,* pág. 23-27.

La evaluación de los coeficientes de capacidad de carga ocupa un gran lugar en la literatura. Las referencias estándar incluyen:

G. G. Meyerhof (1951), "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations", *Géotechnique,* 2, 4, 301-332. En la referencia siguiente se dan algunas modificaciones de los valores consignados en este artículo:

G. G. Meyerhoff (1955), "Influence of Roughness of Base and Ground-Water Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations," *Géotechnique, 5,* 227-242.

G. G. Meyerhoff (1963), "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations," *Canadian Geot. Jour., 1,* 1, 16-26.

La validez de los procedimientos semiempíricos de proyecto de zapatas en arena se trata en D. J. D'Appolonia, E. D' Appolonia, y R. F. Brissette (1968), "Settlement of Spread Footings on Sand," *ASCE J. Soil Mech., 94,* SM3, 735-760. Aparecen discusiones en el Vol 95, No. SM3, págs. 900-916 y Vol 96, No. SM2, págs. 754-762. La información de estas referencias se ha incluido en las reglas que se dieron en este capítulo para el proyecto.

Un útil estudio de las cimentaciones profundas, especialmente de pilotes, se incluye en el informe general sobre ese tema en la Montreal Conference on the Int. Soc. of Soil Mech. and Found. Eng., por A. Kezdi (1965), "Deep Foundations", *Proc. 6 Int. Conf. Soil Mech.,* Montreal, 3, 256-264. Datos empíricos relacionando los asentamientos de grupos de pilotes con el tamaño del grupo aparecen en una corta discusión por A. W. Skempton (1953), *Proc. 3, Int. Conf. Soil Mech.,* Zurich, *3,* 172. Más información sobre el comportamiento de grupos se encuentra en A. Vesić (1969), "Experience with Instrumented Pile Groups in Sand, *ASTM Spec. Tech. Publ. No. 444,* pág. 177-222.

Se presentan intentos para calcular la capacidad de pilotes en arena, tomando en cuenta la conicidad, rugosidad, y volumen de los pilotes en R. L. Nordlund (1963), "Bearing Capacity of Piles in Cohesionless Soils", *ASCE J. Soil Mech., 89,* SM3, 1-35. Las referencias incluyen muchos de los datos publicados sobre pruebas de carga de pilotes en arena. La relación entre la fricción lateral y la resistencia en la punta para seis pilotes en arena, se describe en A. H. Hunter y M. T. Davisson (1969), "Measurement of Pile Load Transfer," *ASTM Spec. Tech. Publ. No. 444,* págs. 106-117.

En los siguientes artículos se describen proyectos ilustrativos de cimentaciones en arena:

J. D. Parsons (1959), "Foundations Installation Requiring Recharging of Ground Water," *ASCE J. Constr. Div., 85,* CO2, 1-21.

J. D. Parsons (1966), "Piling Difficulties in the New York Area," *ASCE J. Soil Mech., 92,* SMI, 43-64. Incluye experiencias con limos inorgánicos.

C. I. Mansur y R. I. Kaufman (1960), "Dewatering the Port Allen Lock Exca-

vation." *ASCE J. Soil Mech., 86,* SM6, 35-55.

T. J. Lynch (1960), "Pile Driving Experiences at Port Everglades." *ASCE J. Soil Mech., 86,* SM2, 41-62. Asentamientos de pilotes debidos al hincado en arenas calcáreas. El mejoramiento de las propiedades de la arena se estudia en:

C. E. Basore y J. D. Boitano (1969), "Sand Densification by Piles and Vibroflotation," *ASCE J. Soil Mech., 95,* SM6, 1303-1323.

E. D' Appolonia, C. E. Miller, Jr., y T. M. Ware (1953), "Sand Compaction by Vibroflotation," *Proc. ASCE, 79.* Separata No. 200, 23 págs.

D. J. D' Appolonia, R. V. Whitman, y E. D' Appolonia (1969), "Sand Compaction whit Vibratory Rollers," *ASCE J. Soil Mech., 95,* SM1, 263-284. Amplias referencias.

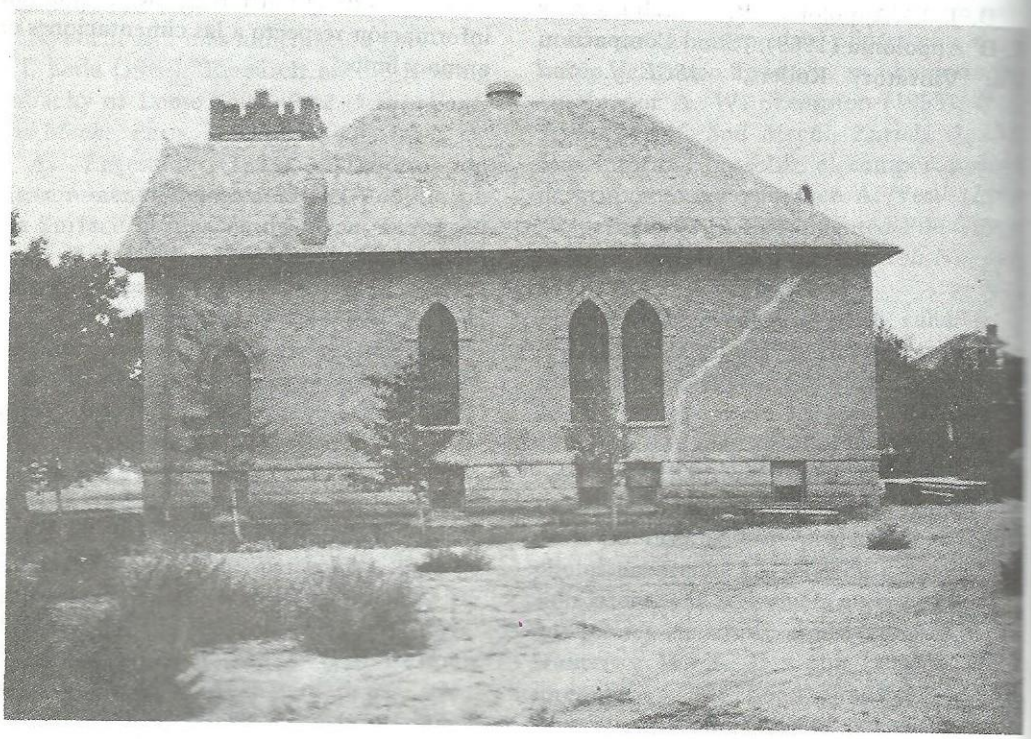
D. C. Moorhouse y G. L. Baker (1969), "Sand Densification by Heavy Vibratory Compactor," *ASCE J. Soil Mech., 95,* SM4, 985-994.

Dos artículos que tratan de socavación en pilas se incluyen en la misma publicación:

P. G. Hubbard (1955), "Field Measurement of Bridge-Pier Scour," *Proc. Hwy. Res. Bd., 34,* 184-188.

E. M. Laursen (1955), "Model-Prototype Comparison of Bridge Pier Scour," *Proc. Hwy. Res. Bd., 34,* 188-193.

Las referencias en los capítulos correspondientes de la parte B contienen también información respecto a las cimentaciones en arena y limo.



Daños debidos a la expansión y a la Contracción

Agrietamiento de una pequeña iglesia en Pierre, Dakota del Sur. La lutita Pierre, llamada así por abundar en la localidad, se encuentra en una vasta área en las grandes llanuras del noroeste y tiene su contraparte en la lutita de Bearpaw que se extiende en las praderas canadienses. Las dos formaciones son notables por su alta expansividad y por los daños causados por los cambios de volumen de sus capas superiores meteorizadas, cuando las cimentaciones se apoyan arriba de la profundidad afectada por los cambios estacionales de humedad.

LAMINA 20

CAPITULO 20

Cimentaciones en suelos susceptibles de colapso y en suelos expansivos

20.1 Consideraciones generales

Algunos suelos, aunque se encuentran sujetos a cargas externas constantes, presentan grandes cambios de volumen al cambiar su contenido de agua. Las posibilidades se indican en la fig. 20.1, que representa los resultados de un par de pruebas en el aparato para consolidación (fig. 3.1), en muestras inalteradas idénticas. La curva *a* representa la curva *e*-log *p* en una prueba que se inició con la humedad natural, sin permitir absorción de agua. Las curvas *b* y *c*, corresponden a pruebas en las cuales se permitió que la muestra absorbiera libremente agua bajo todas las cargas hasta el equilibrio. Si la curva que resulta *e*-log *p*, como la curva *b*, queda por completo abajo de la curva *a*, se dice que el suelo *ha sufrido colapso* (art. 3.8). En las condiciones del campo, a la presión p_1 y relación de vacíos e_0, la adición de agua produciría, por lo tanto, que la relación de vacíos disminuyera a e_1, con el correspondiente asentamiento $H\Delta e_1/(1 + e_0)$ (ec. 3.3). Entre los suelos que se comportan de esta manera están los loes (art. 6.3), las arenas arcillosas sueltas, en las que la arcilla sirve simplemente como cementante, las arenas sueltas cementadas por sales solubles y algunos suelos residuales que provienen del granito en condiciones de meteorización tropical (art. 6.7).

Inversamente, si al añadir el agua a la segunda muestra se obtiene la curva *c*, situada enteramente arriba de la curva *a*, se

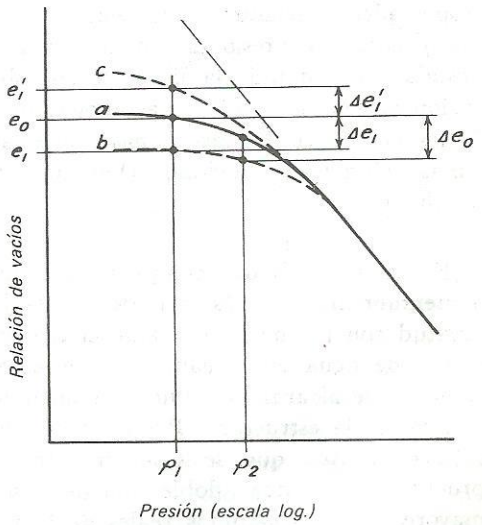


Figura 20.1. Comportamiento del suelo en pruebas de consolidación dobles. *a)* Relación entre la oquedad y la presión total en probetas a las que no se les añade agua. *b)* Relación con una muestra idéntica en la que se da acceso al agua y que sufre colapso. *c)* Igual que *b)* para muestra expansiva.

dice que el suelo se ha expandido (art. 3.2). A una presión aplicada dada p_1 la relación de vacíos aumenta a e_1', y la elevación correspondiente del terreno es $H\Delta e_1'/(1 + e_0)$. Los suelos que presentan este comportamiento en forma marcada son usualmente arcillas montmoriloníticas con índices de plasticidad elevados.

En el campo, la carga externa sobre una cimentación aumenta, ordinariamente, la presión en el suelo de p_1 a p_2. El cambio en la relación de vacíos Δe_0 que resulta del aumento de presión combinado con la adición de agua puede también determinarse del par de pruebas, como se ilustra por la curva *b* para el suelo susceptible al colapso en la fig. 20.1.

En la práctica, cuando menos dos factores complican la aplicación directa de las pruebas de consolidación en pares (conocidas como *pruebas edométricas dobles*) para estimar la magnitud del colapso o expansión. El primero de éstos es la imposibilidad virtual de obtener dos muestras idénticas. Se ha encontrado satisfactorio ejecutar las pruebas en dos muestras de propiedades semejantes, si se ejecutan ambas pruebas a presiones suficientemente elevadas para definir la línea de consolidación virgen (Art. 3.2), y acomodar una de las curvas verticalmente hasta que las ramas vírgenes coincidan (Jennings y Knight, 1957).

El segundo factor complicador, fundamentalmente el más importante, es la lentitud con la que puede cambiar el contenido de agua en el campo; en muchos casos, no se alcanza el equilibrio dentro de la vida de la estructura. Por lo tanto, los valores de Δe_0 que se calculan con la prueba edométrica doble pueden ser mayores que los cambios reales de la relación de vacíos abajo de la estructura.

Los suelos susceptibles de colapso pueden presentar una gran disminución de volumen a la aplicación de la carga, aun sin la adición de agua. También debe considerarse este comportamiento.

20.2. Cimentaciones en suelos susceptibles de colapso

Identificación de los suelos colapsables. Todos los suelos susceptibles de colapso considerados en este capítulo, contienen una proporción apreciable de aire en los vacíos. Cuando se muestrean aun con muestreadores de paredes delgadas, pueden comprimirse mucho. Las arcillas saturadas muy sensibles como algunas de Escandinavia y las del Valle de San Lorenzo (art. 1.7) se consideran colapsables algunas veces, pero no disminuyen de volumen durante el muestreo debido a su elevado grado de saturación y no presentan el comportamiento que se describe en este capítulo.

El loes es colapsable, aunque la tendencia disminuye al aumentar el peso volumétrico seco. La mayor parte de los abanicos aluviales cohesivos, o las arenas y los limos eólicos de las regiones áridas y semiáridas son también sospechosos, especialmente si la cohesión es impartida por la precipitación de compuestos solubles, como el carbonato de calcio, el yeso o el óxido ferroso.

Los suelos colapsables se desmoronan por inmersión, pero esto no es un indicador definitivo porque a otros suelos también les sucede lo mismo.

El criterio final con respecto a la posibilidad de colapso debe basarse en pruebas de consolidación, como las ilustradas en las figs. 20.1 y 3.8, o en pruebas de carga en fosos en los que se introduce agua cuando se está aplicando carga a la placa de prueba. Las dimensiones del foso y de la placa de prueba deben corresponder a las de la prueba de carga estándar (art. 5.5). En la fig. 6.21, se muestran resultados típicos para el loes.

Comportamiento de estructuras en suelos colapsables. En localidades semiáridas, los muros exteriores de las estructuras ligeras, tales como casas y pequeños edificios comerciales, probablemente sufran asentamientos excesivos y desiguales cuando se rieguen plantas o pasto. El agrietamiento de las estructuras se produce frecuentemente y se hace más pronunciado al elevarse la

numedad del suelo sobre la que prevalecía en el lugar. Este tipo de comportamiento ocurre en muchas zonas del oeste de los Estados Unidos. Han tenido lugar grandes y algunas veces, catastróficos asentamientos de estructuras importantes sobre suelos colapsables, por escapes de agua que se han producido en drenes y cárcamos defectuosos, en tuberías de agua rotas, en albañales con fugas, y aun en depósitos y albercas. Las estructuras pesadas como elevadores de granos se han inclinado notablemente, debido a que se permitió la acumulación de aguas superficiales en un lado.

Proyecto de cimentaciones en suelos colapsables secos. Las relaciones carga-asentamiento obtenidas en pruebas de placa en suelos colapsables, se ilustraron en la fig. 6.21, que representa los resultados de pruebas de carga estándar (art. 5.5) en loes, en cinco lugares en el medio oeste de los Estados Unidos. El comportamiento difiere con las diferentes humedades naturales. Sin embargo, en todas las pruebas, la relación es aproximadamente lineal a una presión crítica p_{cr}, a la que los lazos de cohesión entre las partículas comienzan a romperse y el suelo a triturarse. A presiones mayores que p_{cr}, el aumento de asentamiento para un aumento dado de carga se hace mucho mayor. Si la humedad natural es relativamente elevada puede ocurrir una falla súbita por esfuerzo cortante, como lo indican las curvas 1 y 2 en la fig. 6.21. Si el contenido de agua natural es relativamente bajo, no ocurre una falla súbita; por el contrario, como lo demuestran las curvas 5 y 6, el volumen del suelo situado directamente debajo del área cargada, simplemente disminuye al romperse los poros llenos de aire. Las áreas cargadas de mayor ancho probablemente presentan asentamientos algo mayores que las angostas a una presión en el suelo dada, siempre que la presión sea menor que p_{cr}, pero el valor de p_{cr} no es afectado significativamente por el ancho del área cargada.

Si pueden tomarse medidas efectivas para que no aumente la humedad, las cimentaciones de zapatas o losas pueden dimensionarse, tomando como base los resultados de pruebas de carga en el campo o de pruebas de compresión confinada (fig. 3.1), en las que no se permita que el agua entre en contacto con la probeta. El valor de p_{cr} puede determinarse en cada prueba por medio de una gráfica semejante a la ilustrada en la fig. 6.21.

En la mayor parte de las estructuras ordinarias no debe permitirse que la presión en el suelo exceda de p_{cr}/F, en la que el valor del coeficiente de seguridad F debe elegirse entre 2 y 3, de acuerdo con las consideraciones que se estudiaron en el art. 17.3. Los asentamientos diferenciales y los totales de las cimentaciones bajo estas circunstancias, no excederán de los obtenidos en zapatas y losas bien proyectadas en arena (cap. 19). Aunque las presiones admisibles determinadas de esta manera pueden ser relativamente bajas, usualmente permiten hacer un proyecto económico.

Por otra parte, los elevadores de granos y otras estructuras muy cargadas, con frecuencia no pueden dotarse de losas suficientemente grandes para que se reduzca la presión a valores tan bajos como p_{cr}. Por lo tanto, en el este de Colorado y en el oeste de Kansas, por ejemplo, donde las curvas carga-asentamiento tienen las características de las curvas 5 y 6 de la fig. 6.21, se acostumbra permitir que los elevadores de granos sufran asentamientos hasta de 30 cm, siempre que se pueda evitar inclinación. Como la mayor parte de los depósitos gruesos de loes son bastante uniformes en las direcciones horizontales, el asentamiento puede mantenerse esencialmente vertical, evitando cargas excéntricas. El asentamiento total puede estimarse, calculando la distribución de esfuerzos debajo de la estructura, de acuerdo con los procedimientos indicados en el art. 18.6, determinando los valores de Δe para los aumentos de presión adecuados por medio de pruebas de compresión confinada, y usando la ec. 3.3. Como las uniones entre las partículas del suelo se dañan fácilmente, las muestras para estas pruebas deben tomarse y manejarse cuidadosamente. Debido a la naturaleza de la deformación bajo la carga, es innecesario considerar separadamente la falla por capacidad de carga.

Los suelos residuales colapsables o los que tengan un origen aluvial, probablemente sean más heterogéneos que el loes. Por lo tanto, pueden ser necesarias investigaciones detalladas para tener la seguridad de que no ocurrirán una inclinación o un asentamiento diferencial excesivos, aunque la carga sea concéntrica con la cimentación.

Si los asentamientos de una estructura apoyada en zapatas o losas van a ser muy grandes, las cargas pueden transferirse a un estrato más adecuado o el suelo puede compactarse. Como los suelos susceptibles de colapso cuando no están mojados son ligeramente cohesivos, las pilas pueden perforarse y acampanarse en sus extremos inferiores fácilmente. La conveniencia de usar cimentaciones de este tipo, depende de la naturaleza del contacto con el estrato resistente y, por supuesto, del carácter del mismo. Bajo el loes, el contacto puede estar bien definido, y las propiedades y profundidad del material inferior pueden juzgarse fácilmente. Por otra parte, los suelos residuales pueden presentar una transición gradual e irregular, lo que requiere una valuación del material debajo de cada pila en el momento de hacer la perforación. Si las irregularidades son demasiado grandes, pueden resultar poco prácticas las cimentaciones con pilas.

Pueden hincarse pilotes a través de suelo susceptible de colapso para apoyarse en material más resistente, o bien, usarse para compactar el suelo y reducir su compresibilidad. En el primer caso, la elección del tipo de pilote y de la carga admisible, depende principalmente de la naturaleza del estrato resistente; las consideraciones generales que se aplican son semejantes a las estudiadas en relación con pilotes hincados a través de depósitos débiles o blandos para apoyarse en arcillas firmes (art. 18.5), en arenas (art. 19.5), o en rocas (art. 22.2). Si la transición es abrupta, como debajo del loes, la penetración para obtener un buen apoyo, se facilita con el uso de pilotes de fuste recto o de tipos que desalojen poco volumen. Por otra parte, las transiciones irregulares y graduales como en los suelos residuales sobre rocas débiles y solubles (art. 6.7), exigen pilotes que tengan preferentemente suficiente conicidad para desarrollar fricción intensa y buen apoyo en su parte inferior; en los que pueda ajustarse su longitud con facilidad a las grandes variaciones inevitables de la profundidad de hincado.

Si los esfuerzos en el suelo, a una profundidad determinada bajo la estructura, no exceden de p_{cr} no hay necesidad de extender los pilotes abajo de esa profundidad, siempre que el material sobreyacente se compacte al grado que forme una losa natural; esto puede lograrse por medio de pilotes de compactación, como los utilizados en arena suelta (art. 19.5); estos pilotes deben desalojar un volumen máximo de suelo; los pilotes con mucha conicidad pueden producir la compactación deseada a la profundidad requerida en la forma más económica.

Cimentaciones sobre suelos colapsables sujetos a humedecimiento. Si no se puede excluir la posibilidad de humedecimiento y si el asentamiento consecuente fuera excesivo, la cimentación debe desplantarse abajo de la zona de colapso potencial, o también, el colapso debe provocarse antes de construir la estructura.

El proyecto de pilotes o pilas está gobernado por las mismas consideraciones que en el desarrollo anterior, excepto, que el humedecimiento subsecuente y el colapso, probablemente induzcan ahora fricción negativa (art. 18.5) en los elementos de cimentación. Debe considerarse esta carga adicional.

Los pilotes están sujetos al requisito adicional de que deben hincarse contra la resistencia del suelo seco, hasta que tengan la capacidad adecuada en el estrato resistente. Como éste puede ser muy resistente, gran parte de la energía de hincado puede no llegar a la punta; para evitar una mala interpretación, deberá darse a la impedancia del pilote la adecuada atención y elegirse bien el equipo de hincado (art. 12.5). Puede resultar ventajoso y económico hincar los pilotes en excavaciones previamente efectuadas de un diámetro un par de centímetros inferior, al diámetro de los pilotes.

Si la estructura se apoya en cimentaciones profundas, el humedecimiento posterior puede producir asentamientos del terreno alrededor de la estructura, en los que las conexiones de las instalaciones, banquetas y drenes quedarían sujetos a las distorsiones correspondientes. Los tipos de construcción especificados deben ser capaces de soportar las distorsiones con el mínimo de daño. Los pisos apoyados en suelos pueden también sufrir asentamientos. Por lo tanto, a los pisos se les proporciona apoyo estructural.

Se han hecho muchos intentos para provocar el colapso, rodeando el lugar con diques de poca altura, inundando luego el área limitada. El procedimiento se ha usado con éxito para tratar las cimentaciones para presas o diques de tierra cuya carga se transmite íntegramente al suelo durante la construcción y que usualmente pueden tolerar asentamientos moderados. Sin embargo, por varias razones no ha tenido tanto éxito en conexión con las cimentaciones para edificios. En algunos casos, no basta la sola inundación para provocar el colapso, sino que puede requerirse un peso adicional (curva 4, fig. 6.21); además, de acuerdo con la fig. 20.1, aunque ocurra el colapso al inundar, deberá esperarse que se produzcan nuevos asentamientos al aumentar la carga. La penetración del agua puede ser tan lenta que no se complete dentro del tiempo disponible para el tratamiento. Además, la penetración puede ser tan irregular antes de que la construcción se complete, que los asentamientos posteriores pueden ser también muy irregulares. Por lo tanto, excepto en circunstancias muy raras, el provocar los asentamientos por inundación no puede considerarse un buen procedimiento.

Ocasionalmente, pueden resultar adecuados tratamientos especiales. Por ejemplo, en las arenas eólicas muy finas que aparecen en algunas zonas de Denver, se han obtenido con éxito estabilizaciones, inundando las cepas de cimentación para habitaciones con una solución de silicato de sodio y de cloruro de calcio, que al infiltrarse en el subsuelo, reacciona para crear una arenisca blanda capaz de resistir el colapso por humedecimiento (art. 9.6). Este tratamiento no es efectivo, excepto en condiciones locales anormalmente favorables, por lo que se tiene una idea pesimista con respecto a la posible aplicabilidad de un método sencillo de estabilización.

20.3. Cimentaciones en suelos expansivos

Identificación de los suelos expansivos. Los suelos expansivos son frecuentes en América del Norte, especialmente, en una faja que se extiende desde Texas hacia el norte, a través de Oklahoma, al valle superior del Missouri y a través de los llanos del oeste del Canadá. En muchas partes de esta faja, el aspecto expansivo domina el proyecto de las cimentaciones de las estructuras.

Debe distinguirse entre los suelos que tienen la facultad de expanderse y los que realmente presentan características expansivas en el campo. Los suelos que tienen pocas facultades o ninguna para expanderse, no lo harán en ninguna circunstancia. Por otra parte, los suelos con elevada capacidad para expanderse pueden o no expanderse; su comportamiento depende de la condición física del material al principio de la construcción, y de los cambios de esfuerzo y humedad a los que se les sujete.

El término *suelos expansivos,* implica no solamente la tendencia a aumentar de volumen cuando aumenta el contenido de agua, sino también la disminución de volumen o contracción si el agua se pierde. En este artículo, se hace énfasis principalmente en la expansión, pero debe tenerse presente que la contracción es simplemente el proceso inverso. Al final del capítulo se hacen comentarios específicos respecto a la contracción.

De una manera general, el potencial expansivo de un suelo se relaciona con su índice de plasticidad. En la tabla 20.1, se indican varios grados de capacidad expansiva y los intervalos correspondientes del índice de plasticidad.

El hecho de que un suelo con elevado potencial de expansión, se expanda en la realidad depende de varios factores. El de mayor importancia es la diferencia entre

Tabla 20.1 Relación entre el potencial de expansión del suelo y el índice de plasticidad

Potencial de expansión	Indice de plasticidad
Bajo	0–15
Medio	10–35
Alto	20–55
Muy alto	35 o más

la humedad de campo en el momento de la construcción y la humedad de equilibrio que se alcanzará finalmente con la estructura terminada. Si la humedad de equilibrio es considerablemente mayor que la humedad de campo, y si el suelo tiene una elevada capacidad de expansión, puede ocurrir esta en alto grado, evidenciada por el levantamiento del suelo o la estructura, o por el desarrollo de grandes presiones de expansión. Si la humedad de equilibrio es más baja que la humedad de campo, el suelo no se expandirá, sino, por el contrario, se contraerá. Un segundo factor es el grado de compactación del suelo, si está en un terraplén, o el grado de preconsolidación, si es un material natural inalterado. Una compactación relativamente elevada o una presión previa por sobrecarga, favorecen la expansión cuando puede aumentar el contenido de agua. Un tercer factor es el esfuerzo al que el material quedará sujeto, después de que la construcción se termine. Cuanto menor sea la carga aplicada, mayor será la expansión.

La influencia de éstos y de varios otros factores, introduce grandes incertidumbres en la predicción del comportamiento de los suelos en lo referente a expansión, en una obra dada. La experiencia local es la mejor guía. Las pruebas de expansión realizadas en condiciones que simulen lo mejor posible las condiciones previstas, pueden proporcionar también útiles informaciones.

Pruebas de expansión. Cuando sea posible obtener pares prácticamente idénticos de muestras inalteradas con la humedad que se espera que prevalezca cuando se emprenda la construcción, las estimaciones más seguras del aumento de volumen debido a la expansión pueden obtenerse con la prueba doble en el consolidómetro (fig. 20.1). La seguridad de las predicciones basadas en la prueba depende, sin embargo, no solamente del grado en el cual la humedad inicial de las muestras concuerde con la humedad real al principio de la construcción, sino también del grado en el que la humedad final o de equilibrio en el campo, concuerde con la alcanzada por el especimen, al que el agua tiene libre acceso.

Las dificultades prácticas para obtener muestras idénticas para la prueba doble de consolidación han sido la causa de que se usen pruebas más sencillas, que dan resultados que pueden interpretarse más bien cualitativamente que cuantitativamente. Dos tipos de pruebas se conocen comúnmente como pruebas *de expansión libre* y *pruebas de presión de expansión.*

En las del primer tipo, se coloca una muestra en el anillo de consolidación tan ajustadamente como sea posible y con el contenido de agua que se prevé para el suelo en el momento de la construcción; esa muestra se sujeta a una pequeña presión vertical, del orden de 70 gr por cm^2. Las piedras porosas que se colocan arriba y abajo de la muestra deben haberse secado al aire al iniciar la prueba. Después se permite el paso del agua a la muestra a través de esas piedras y se mide su expansión vertical como función del tiempo, hasta que prácticamente cesa. El aumento de espesor, expresado como porcentaje del espesor original, se designa como expansión y es la medida del máximo porcentaje de aumento en volumen, que puede esperarse que experimente el material como consecuencia del aumento de su contenido de agua. Un cambio de volumen menor que 1.5 por ciento se considera bajo; entre 1.5 y 5 por ciento, medio; entre 5 y 25 por ciento, alto y superior a 25 por ciento, muy alto.

La prueba de presión de expansión se efectúa con un equipo semejante, pero impidiendo la expansión vertical al humedecerse la muestra. La fuerza necesaria para impedir la expansión se determina como función del tiempo. La presión de expansión que se obtenga al final es la medida de la fuerza máxima por unidad de área que pueda producir el suelo en las

condiciones de expansión extrema. Las presiones de expansión inferiores a 2 ton/m² se consideran bajas; presiones superiores a 200 ton/m² se encuentran ocasionalmente.

Los dos tipos de pruebas de expansión proporcionan indicaciones útiles sobre el comportamiento extremo. Sin embargo, en la mayor parte de los casos, la expansión está parcialmente reprimida. En consecuencia, las magnitudes de la expansión y de sus presiones, probablemente sean en realidad intermedias entre las determinadas con las dos pruebas. Además, los resultados de los dos tipos de pruebas no siempre son consistentes, en parte debido a la inevitable variación de propiedades entre las muestras. Si las dos pruebas indican un elevado grado de expansión, el suelo debe considerarse sospechoso. Si los resultados de ambas pruebas indican un comportamiento muy expansivo, puede ser justificable tomar precauciones extremas.

Se puede obtener información cuantitativa útil de la variación de la presión de expansión que tenga lugar en una prueba en la que la muestra, de nuevo con el contenido de agua supuesto para el momento de la construcción, se sujete a una presión vertical arbitrariamente elegida, y se deje llegar al equilibrio antes de permitir acceso de agua a ella. La presión que se toma usualmente es el doble de la presión que se suponga que ha actuado en la probeta antes de extraerla del terreno, pero si se sospechan grandes tendencias a la expansión, puede ser conveniente usar una presión inicial más elevada. Luego, se introduce el agua y se observa el aumento de altura de la muestra hasta que se alcance el equilibrio. Luego, se reduce la presión vertical aproximadamente a la mitad y se observa nuevamente la expansión. Se sigue el mismo procedimiento para una segunda reducción de presión, y finalmente, con una reducción de la presión vertical a cero. Se hace una gráfica con los resultados, como se muestra en la fig. 20.2. La curva *a* representa un suelo que produce una elevada presión de expansión a expansiones pequeñas, pero en el que el aumento de volumen es pequeño; además, ejerce sólo

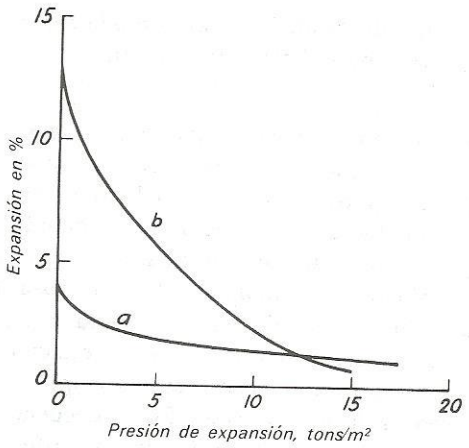


Figura 20.2. Resultados típicos de la prueba de presión de expansión modificada.

una ligera presión después de una expansión moderada. La curva *b* representa a un suelo más indeseable, el que, aunque produce solamente una presión de expansión moderada, después de una expansión también moderada, se expande mucho cuando se reduce la presión. Los datos obtenidos con estas pruebas pueden usarse para estimar la magnitud de la sobrecarga o recubrimiento necesario, para evitar que el suelo que está a cierta profundidad se expanda o para limitar la expansión a una cantidad aceptable. También pueden usarse para estimar la elevación final de la superficie correspondiente a una profundidad dada de excavación o de relleno.

Los resultados de todas las pruebas de expansión son, si acaso, toscas aproximaciones, parcialmente debido a los cambios inevitables en la humedad y en la estructura de los suelos durante los sondeos, muestreo y manejo en el laboratorio. Por ejemplo, las muestras alteradas tomadas hincando un muestreador de paredes gruesas en el terreno, pueden ser más compactas que el suelo en el lugar y, en consecuencia, pueden expanderse más que el material sin alterar. Sin embargo, el mayor error que pueden tener las pruebas de expansión, probablemente provenga de la diferencia entre la humedad inicial de la muestra y la humedad en el campo, en el periodo inicial crítico de la construcción,

después del cual, la expansión o la contracción será perjudicial a la estructura.

Mal comportamiento debido a la expansión. Las consecuencias más perjudiciales de la expansión son más palpables en las localidades áridas y semiáridas, debido a que la humedad de los suelos cerca de la superficie es normalmente baja a causa de la evaporación. Sin embargo, aun en esas localidades, usualmente hay estaciones lluviosas, durante las cuales la precipitación excede a la evaporación. En consecuencia, en una zona cuya profundidad varíe de algunos centímetros a posiblemente 6 m, según la localidad, el suelo se expande y se contrae de acuerdo con un ciclo anual. Donde no hay interferencia con los procesos naturales, la superficie del terreno sube y baja, pero los movimientos no producen dificultades y frecuentemente pasan inadvertidos. Por otra parte, una carretera relativamente impermeable que reduce la evaporación, o una estructura que protege del sol y del calor, permiten que la humedad se acumule y que el suelo se expanda. Entonces, los movimientos diferenciales se hacen notorios.

La profundidad de la variación estacional de humedad puede apreciarse en algunos lugares inspeccionando pozos de gran diámetro. En la zona de variación, el suelo tiene una estructura en forma de bloques y los fragmentos presentan juntas de resbalamiento. Abajo de esa zona, la estructura es maciza e intacta y las juntas de resbalamiento son raras. En la fig. 20.3*a*, se ilustra el daño típico a una estructura apoyada en zapatas. El piso interior apoyado en el suelo gradualmente se eleva, toma la forma de un domo irregular, y se agrieta. La arcilla expansiva bajo el piso ejerce presión tanto lateral como verticalmente. Por lo tanto, inclina los muros de las zapatas hacia afuera, lo que produce el agrietamiento de los muros exteriores de la estructura, especialmente en las esquinas. A veces, aparecen daños en las conexiones entre los muros y el techo, o los pisos, donde se restringe el movimiento. Ya que para acumular suficiente humedad, como para producir grandes desalojamientos, es necesario bastante tiempo, los efectos perjudiciales pueden no aparecer inmediatamente después de la construcción, sino al cabo de varios años.

Las cimentaciones más profundas, que apoyan la estructura por abajo de la zona de variaciones estacionales de humedad, pueden permanecer estables. Sin embargo,

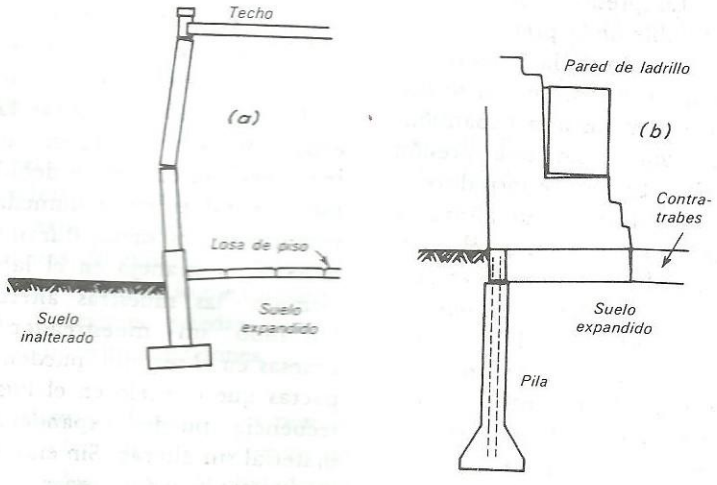


Figura 20.3. Daños causados por expansión *a)* estructura típica apoyada en zapatas con losa de piso (según Parcher y Means, 1968), y *b)* estructura típica apoyada en pilas con contratrabes en contacto con el suelo expansivo.

si las contratrabes en las cuales se apoyan tabiques o muros entre las pilas, se dejan en contacto con el suelo, éste por fin las empuja hacia arriba y se agrietan, como se muestra en la fig. 20.3*b*. Las instalaciones que permanecen sepultadas en el suelo, participan de los desalojamientos verticales y laterales, y son especialmente vulnerables a los movimientos diferenciales. Especialmente expuestas a romperse están las tuberías y albañales, que luego contribuyen a inyectar agua en el suelo con lo cual aumenta su expansión.

Proyecto de cimentaciones en suelos expansivos. Pueden usarse tres métodos generales para reducir o para evitar los efectos de la expansión. Estos son aislar la estructura de los materiales expansivos; proyectar una estructura que soporte sin daño la expansión y la eliminación de la expansión. Se utilizan los tres procedimientos, ya sea aisladamente o en combinación, pero el primero es el más difundido.

Como los suelos expansivos son usualmente firmes y no contienen agua libre, frecuentemente son un excelente terreno en el que pueden hacerse perforaciones para desplantar pilas a profundidades abajo de la zona de cambios estacionales. Donde los problemas de expansión sean agudos, se ha venido haciendo costumbre, incluso para apoyar viviendas familiares, construir pilas coladas en el lugar, mismas que terminan en campanas y funcionan como anclas, en materiales que no están sujetos a movimientos estacionales importantes. El concreto con el que se llenan las perforaciones se refuerza en toda su longitud, incluyendo el tramo en campana, debido a que el suelo situado arriba, probablemente produzca una subpresión y cree fuerzas de tensión en las pilas. Las pilas se unen a contratrabes de concreto reforzado que, a su vez, soportan toda la estructura, incluyendo los pisos. Como la presión del suelo expansivo contra el lecho inferior de las contratrabes, o contra los pisos en contacto con él, finalmente produce grandes fuerzas hacia arriba, deberán dejarse dispositivos para evitar el contacto o para eliminar la transmisión de fuerzas de compresión cuando se produzca la expansión. Este requisito, usualmente se satisface empleando moldes de cartón o de otro material quebradizo, sobre el cual se pueda colar el concreto, pero que se rompa a cargas solamente un poco mayores que el peso del concreto fresco. Los detalles de estos proyectos se muestran en la fig. 20.4.

En algunos casos, la zona de variaciones estacionales de humedad se extiende a una profundidad mayor que la zona donde pueden perforarse los agujeros para las pilas económicamente, y las pilas se desplantan a un nivel más alto. Como la arcilla que se encuentra en la zona de los cambios de humedad probablemente tenga muchas superficies de resbalamiento, los intentos para formar las campanas en estas pilas puede ser que no tengan éxito, debido a que los bloques comprendidos entre superficies de resbalamiento se caen. Los retrasos en formar las campanas y colar el concreto, o la presencia hasta de una pequeña humedad que se filtre a lo largo de las juntas, agrava la dificultad.

Aun cuando las contratrabes y pisos de una estructura no estén sujetos a fuerzas de subpresión, el suelo expansivo tiende a sujetar los fustes de las pilas y a levantarlos. La fuerza en la unión del fuste y la campana puede alcanzar un valor de:

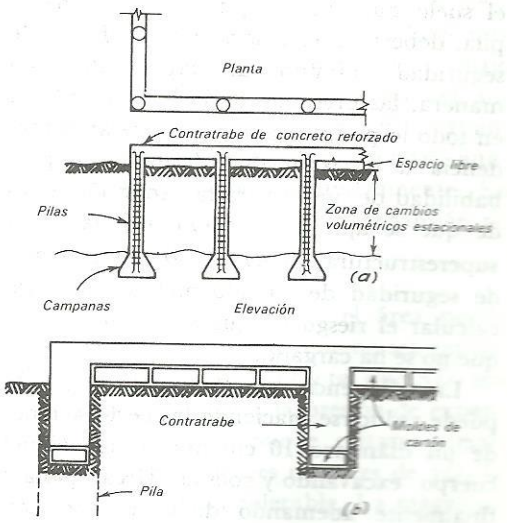


Figura 20.4. Detalles de construcción proyectados para evitar que los suelos expansivos obren directamente en las contratrabes y pisos (*a*) según Jennings y Henkel, 1949).

$$Q_{\text{subpresión}} = \pi\, d\, L\, c_a \qquad 20.2$$

donde d y L son, respectivamente, el diámetro y la longitud del fuste, y c_a es la adherencia entre el suelo y el fuste. Si las paredes del agujero son ásperas, puede considerarse que la adherencia es igual a la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla. El diámetro de la campana, necesario para anclar la pila puede calcularse igualando la fuerza hacia arriba, con la capacidad de carga del suelo que queda directamente arriba de la campana o, aproximadamente:

$$Q_{\text{subpresión}} - Q_{\text{muerta}} = \frac{q_d}{F} \cdot \frac{\pi}{4}(d_b^2 - d^2) \qquad 20.3$$

donde q_d es la capacidad de carga neta (ec. 18.2), d_b es el diámetro de la campana, y F es el factor de seguridad deseado. Al calcular la resistencia a la subpresión, D_f se toma conservadoramente como cero y el peso muerto de pila, usualmente, se desprecia. Para mantener la subpresión en un mínimo, se le da el cuerpo de la pila el menor diámetro que sea práctico, pero no menos de un tercio aproximadamente del diámetro de la campana.

La cimentación deberá distribuirse de manera que cada pila soporte la carga muerta máxima posible; y las presiones en el suelo para las cargas en la base de la pila, deberán aplicarse sólo con el factor de seguridad mínimo aceptable; de esta manera, las presiones en la base se utilizan en todo lo posible para contrarrestar la tendencia a la expansión. Si existe la probabilidad de que ocurra la expansión antes de que se aplique la carga muerta de la superestructura, deberá utilizarse un factor de seguridad de cuando menos 1.0, para calcular el riesgo de que se levante la pila que no se ha cargado.

La adherencia entre el suelo y la pila puede reducirse, haciendo las perforaciones de un diámetro 10 cm mayor que el del cuerpo, excavando y colando la campana y finalmente ademando dicho cuerpo con molde de cartón. El espacio entre el molde y la perforación puede llenarse con vermiculita o con otros materiales que no tengan resistencia al esfuerzo cortante apreciable.

Las pilas coladas en el lugar tienen poca resistencia contra el desalojamiento lateral y no debe esperarse que reduzcan los movimientos de los deslizamientos en ladera, debidos a derrumbes o corrimientos.

Las estructuras capaces de permanecer inmunes y sin distorsión a pesar de estar apoyadas directamente en suelos expansivos, deben poseer gran resistencia y rigidez. Las estructuras muy pequeñas pueden proyectarse para satisfacer estos requisitos, manteniendo los esfuerzos dentro de valores admisibles, aunque se haya supuesto que todo el edificio va a estar apoyado sólo en un área central igual a la mitad del área de la planta de la estructura o que va a estar apoyado solamente en la mitad periférica del área de su planta, excluyendo el área central. Evidentemente, el proyecto hecho en esta forma da por resultado una construcción costosa. En la mayor parte de las estructuras grandes tiene poca ventaja económica, evitar cimentaciones de pilas u otras cimentaciones profundas, en vista del costo que tiene dar a la superestructura la resistencia y rigidez adicionales, requeridas para resistir la expansión desigual. Por lo tanto, rara vez vale la pena tratar de proyectar una estructura que soporte los efectos de la expansión.

El efecto perjudicial de la expansión en cualquier estructura puede reducirse en cierto grado, pero de ninguna manera eliminarse, rodeando la estructura de una banqueta impermeable, usualmente de un ancho de 4 ó 5 m. La banqueta altera el régimen de humedad a una distancia limitada fuera del edificio, de la misma manera a como se altera dentro. Por lo tanto, la diferencia de comportamiento en los bordes de la estructura se disminuye al mínimo. Debe esperarse que la banqueta suba conforme el terreno se expanda. Deberá hacerse de preferencia de concreto asfáltico para reducir el agrietamiento; las grietas que aparezcan, así como las juntas alrededor del edificio, deberán sellarse periódicamente, especialmente antes de la temporada de las lluvias.

La eliminación de la expansión, puede efectuarse en principio de tres maneras: humedeciendo el terreno previamente hasta

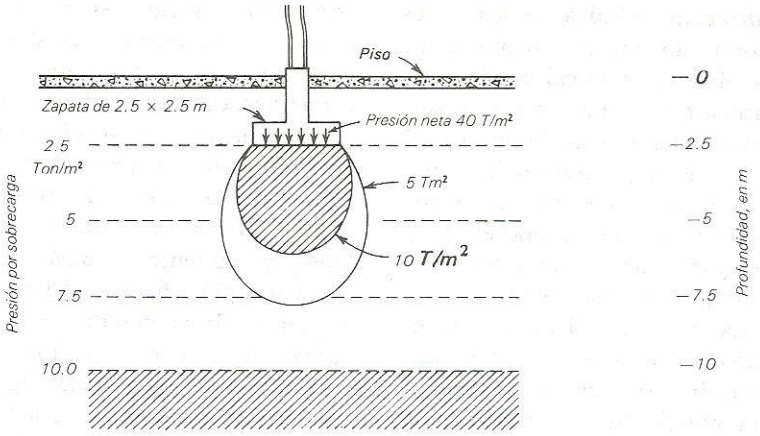


Figura 20.5. Diagrama que ilustra la influencia de una elevada presión de expansión debajo de una zapata. Si la presión neta en la base de la zapata, es de 40 T/m² y la presión de expansión a volumen constante es de 10 T/m², la expansión se evitará solamente dentro de las áreas sombreadas.

que la humedad tenga un valor igual al de equilibrio; tratando que las cargas hacia abajo sean iguales o excedan las presiones producidas por la expansión o bien, impidiendo la expansión químicamente.

El humedecimiento previo por inundación de la zona de construcción rara vez es efectivo, debido al largo tiempo que se necesita para la penetración de la humedad a cualquier profundidad grande, y por la falta de uniformidad de la penetración en las condiciones del campo. Por lo tanto, el procedimiento no es recomendable. Por otra parte, si se va a usar una arcilla potencialmente expansiva como relleno sobre todo el lugar de la obra, la compactación por medio de un equipo relativamente ligero, con una humedad superior a la óptima puede reducir mucho la expansión. El grado de compactación no debe exceder de 95 por ciento del máximo de la prueba Proctor estándar (art. 1.6). Debe comprenderse, que un terraplén construido de acuerdo con estos requisitos tendrá una capacidad de carga relativamente baja.

Contrarrestar las presiones de expansión con presión debajo de las unidades de la cimentación no es fácil; en parte, debido a la relativa falta de seguridad de los métodos para evaluar y predecir las presiones de expansión. En las estructuras ligeramente cargadas puede suceder que no sea posible obtener cargas suficientemente grandes, que produzcan las presiones necesarias debajo de apoyos que tengan un tamaño razonable. Además, la expansión sólo puede evitarse en una zona localizada debajo de la zapata o pila, donde el esfuerzo inducido por la cimentación se concentra, como se ilustra en la fig. 20.5. A una profundidad relativamente pequeña, abajo de la cimentación, la intensidad del aumento de esfuerzo es pequeña y la expansión puede ocurrir abajo de este nivel, aunque arriba se impida completamente. En las áreas entre las zapatas, la expansión no disminuye.

Por otra parte, si toda el área puede cubrirse con un material que no sea expansivo a una profundidad D_f tal que γD_f sea igual o se aproxime a la presión de expansión, la expansión puede evitarse efectivamente; aun a valores menores de γD_f la elevación puede ser tolerable. La magnitud de la expansión que se debe prever bajo diferentes sobrecargas puede estimarse con la ayuda de las pruebas modificadas para determinar la presión de expansión, descritas antes en este artículo.

La estabilización química de los suelos expansivos por la adición de cal puede ser notablemente efectiva, si la cal puede mezclarse íntimamente con el suelo y compactarse aproximadamente con la humedad óptima. El porcentaje adecuado, que usualmente varía de 3 a 8, se estima por medio de pruebas para determinar el pH, y se comprueba por compactación, curado y la ejecución de pruebas de muestras en el laboratorio. La cal tiene el efecto de reducir la plasticidad del suelo y, por lo tanto, su potencial de expansión. La necesidad de hacer una mezcla íntima, restringe la aplicabilidad general de la estabilización con cal de los terraplenes. En algunos lugares, la inyección a presión de lechada de cal en arcillas muy fisuradas, parece crear en la arcilla fragmentos de una película estabilizada, que impide a la humedad entrar en los fragmentos y producir la expansión. Se ha encontrado que este procedimiento ha tenido éxito en la vecindad de San Antonio, por ejemplo, pero su aplicabilidad bajo otras condiciones no puede asegurarse.

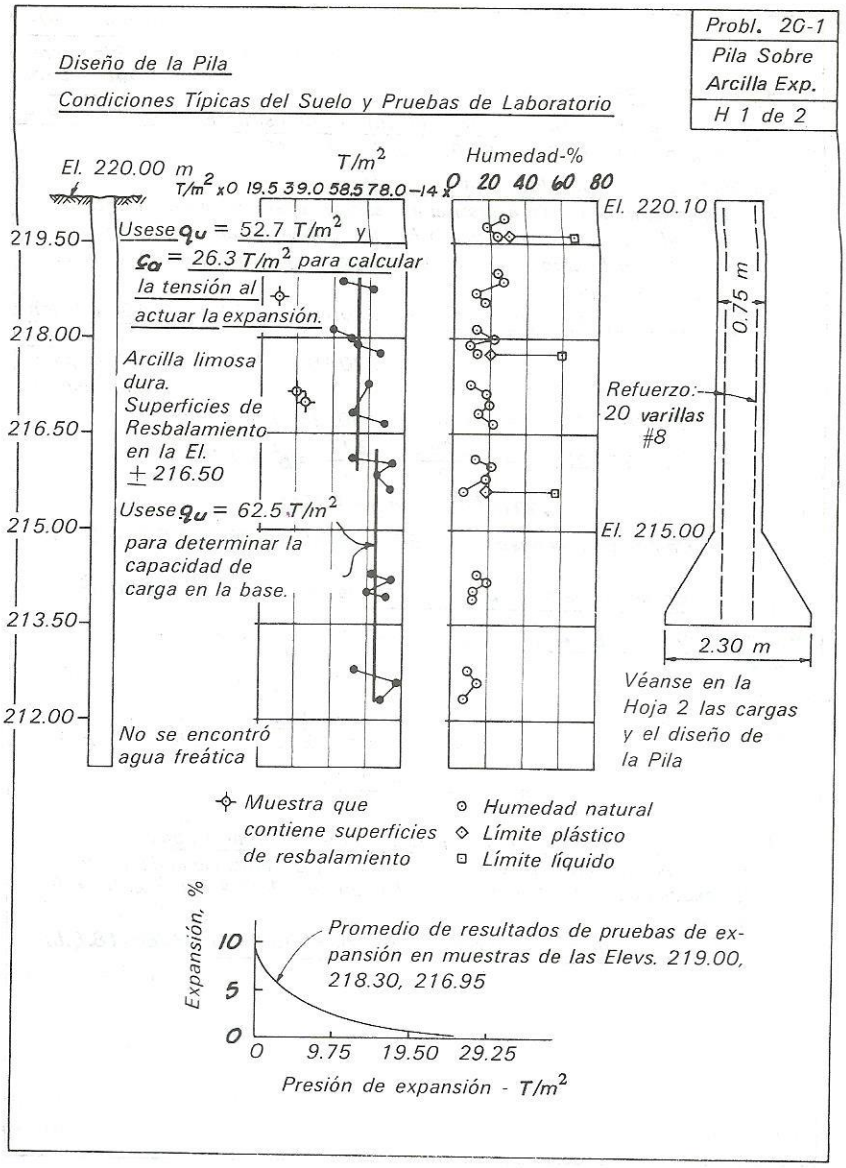
Contracción. Asentamientos diferenciales, casi inversos a los encontrados en las regiones semiáridas están asociados a la presencia de suelos de elevada capacidad de expansión en regiones más húmedas. Probablemente la humedad natural de los suelos sea elevada al hacer la construcción. Después de completarla, la presencia de los edificios favorece el secado de los suelos, en los que ocurre contracción, y permite que los pisos apoyados en los suelos y, algunas veces, las cimentaciones, se asienten.

Las raíces de los árboles pueden extraer una cantidad sorprendentemente grande de agua durante la estación de su crecimiento y pueden llegar a producir asentamientos locales y agrietamiento de las estructuras cercanas. La influencia de los árboles puede no ser importante o aparente en los años de precipitación normal o casi normal, pero en los periodos de sequía puede adquirir mayor importancia. En realidad, las sequías prolongadas de dos o tres años, aun en regiones de suelos moderadamente expansivos, pueden producir una contracción severa en el suelo y asentamientos diferenciales de las estructuras que no habían tenido daños en un periodo anterior de varias décadas. Asociado al asentamiento y a la contracción puede haber intenso agrietamiento correspondiente de los edificios. Las grietas del terreno permiten una profunda penetración del agua, si llueve y aumentan todavía más los asentamientos diferenciales. Además, las grietas de los edificios debidas a la contracción lateral, no tienden a cerrarse y en las siguientes estaciones secas agravan la situación. En regiones de inviernos suaves, la profundidad de la cimentación debe controlarse por los efectos de la contracción, en vez de los del congelamiento, si el subsuelo es arcilla con un moderado potencial de expansión, y si el clima normalmente húmedo puede interrumpirse por sequías severas durante años.

PROYECTO ILUSTRATIVO 20-1. PILA SOBRE ARCILLA EXPANSIVA

Las condiciones del suelo y los resultados de las pruebas de laboratorio mostradas en la hoja 1 indican que el potencial de expansión de la arcilla es bastante alto. Los indicadores son: (1) presencia de estructuras secundarias (superficies de resbalamiento), (2) humedad de campo baja con relación a los límites de Atterberg, (3) índices de plasticidad elevados, y (4) deformaciones moderadamente grandes obtenidas en las pruebas para determinar la presión de expansión.

Debido al potencial de expansión del suelo, las cimentaciones de zapatas se consideran inadecuadas para el apoyo del edificio. Probablemente ocurran grandes desalojamientos en las zapatas interiores, conforme el suelo adquiere su humedad de equilibrio debajo de la estructura terminada. Además, puede perjudicarse el comportamiento de las zapatas exteriores por los cambios de volumen producidos por las fluctuaciones estacionales de humedad. La zona de cambio de volumen estacional en el suelo, que se considera en el problema, es la que abarca la zona con singularidades (El. 216.41). Sin embargo, los extremos



superiores de las campanas de las pilas, se situan a 1.50 m más abajo, con objeto de disponer de un margen de seguridad contra derrumbes de la arcilla con superficies de resbalamiento, dentro de la campana durante la construcción.

El procedimiento de proyecto dado en la hoja 2 de la memoria de cálculo es, en su mayor parte, un procedimiento de tanteos para la determinación de las dimensiones de la pila. Por ejemplo, el diámetro de la campana debe satisfacer ciertos criterios con respecto a las cargas, así como con respecto a las fuerzas de subpresión producidas por la expansión del suelo. Ordinariamente, no es posible determinar por simple inspección cuáles de estos criterios rigen el diámetro de la campana.

Los coeficientes de seguridad usados para comprobar las diferentes condiciones que se presentan en las diversas etapas de la construcción y de carga de la pila, son razonamientos que el proyectista debe realizar. En la memoria de cálculo se ha ignorado el peso de la pila al calcular los coeficientes de seguridad. El error es pequeño en la mayor parte de los casos y, con respecto a la fuerza de expansión, la

Probl. 20-1
Pila sobre Arcilla Exp.
Hoja 2 de 2

Diseño de la Pila

Cargas de la Superestructura (Reglamento de Construcción)

$CM = 109.5T;\ CV = 87.9T;\ Total = 197.4T$

Levantamiento producido por la expansión

Dénse las dimensiones necesarias a la campana para que el coeficiente de seguridad contra levantamiento F_s, sea igual a 1.2 en la pila sola, y $F_s = 2.0$ bajo la carga muerta de la superestructura. Ignórese el peso muerto de la pila.

Fuste: Usese un diámetro de 0.75 m; $220.10 - 215.00 =$ 5.10 m de longitud

$(220.10 - 216.50) = 3.60$ m para levantamiento)

Ec. 20.2: $Q_{exp.} = 3.14(0.75)(3.60)(26.3) = 223.0\ T$

Ec. 20.3: $223.0 = \frac{6.2(26.3)}{1.2} \times \frac{3.14}{4}(d_b^2 - 0.75^2)$

$223.0 = 106.8\,(d_b^2 - 0.75^2)$

Campana: Pruébese $d_b = 167$ m $223.0 < 106.8\,(1.67^2 - 0.75^2)$

$223.0 < 238$

Usese un diámetro para la campana de 1.67 m; $A = 2.20\ m^2$

Varillas de refuerzo: $A_s = \frac{223.0(2)}{6.47}\ 1.2 + 82.5\ cm^2$

Usense 20 var # 8 $A_s = 101.29\ cm^2$

Revísese F_s bajo la carga muerta de la Superestructura

Tensión (por expansión) neta $= 223.0 - 109.5 = 113.5\ T$

$F = \frac{224.5}{113.5} = 1.98 \doteq$ 2 Corr.

Revísese el área de la Campana para la carga total hacia abajo

Supóngase que no hay expansión en la pila y despréciese la diferencia en los pesos volumétricos del suelo y del concreto $197.4\ Ton \div 2.20 =$ 90 T/m^2

podría admitirse: $1.5\,(62.5) = 93.8\ Ton/m^2$ (Ec. 18.6.b)

omisión queda del lado de la seguridad. Antes de la aplicación de las cargas del edificio, puede evitarse el levantamiento de las pilas, asegurándose de que el factor de seguridad es cuando menos de 1.0. En la memoria de cálculo se han dado a la campana de la pila, las dimensiones necesarias para obtener un coeficiente de seguridad de 1.2 para esta condición. Cuando se han aplicado las cargas del edificio, se encuentra que el factor de seguridad contra la expansión es mayor de 2.0, que es el mínimo deseado. Se ha tomado como resistencia del suelo a la expansión la de la zona superior más débil.

Otra de las cosas que se deben decidir en el proyecto de la pila es el tamaño de su cuerpo. El diámetro de 76 cm es aproximadamente el menor que permite a un inspector entrar a la perforación durante la construcción. Por otra parte, en algunas condiciones del suelo pueden usarse diámetros más pequeños y métodos especiales de inspección. En cualquier caso, el diámetro de la pila no debe ser menor que un tercio del diámetro de la campana. Para

dar las dimensiones a las pilas, es una práctica aceptada considerar variaciones de diámetro de 10 o 15 cm.

Se ha determinado el área de las varillas de refuerzo en el fuste en la unión con la campana, sobre la base de un factor de seguridad de aproximadamente 1.2, contra un límite de cedencia del acero igual a 2810 kg/cm^2. Este factor está de acuerdo con los cálculos anteriores que se refieren a la capacidad del suelo para resistir la expansión.

PROBLEMAS

1. La cimentación para la torre de un sistema de microondas en loes estará sujeta a una carga muerta de 43.5 toneladas y a una carga producida por el viento, de 140 toneladas. La curva carga-asentamiento, obtenida en una prueba de carga estándar se da en la fig. 6.21. ¿Qué dimensiones hay que dar a zapatas cuadradas, para obtener un factor de seguridad de 3 para la carga muerta y de 2 para la suma de la carga muerta y la carga viva?

   Resp. La carga crítica de la curva carga-asentamiento es de 27.3 tons/m^2. El tamaño necesario es de 3.70 x 3.70 m.

2. Una pila colada en lugar para un edificio, va a soportar una carga muerta de 96 toneladas y una carga viva de 129 toneladas. Los 6.10 m superiores se consideran que están en la zona de cambio volumétrico estacional; el material es arcilla con elevado potencial de expansión y una resistencia a la compresión simple de 24.4 tons/m^2, con su contenido de agua actual. Para resistir el posible levantamiento, se va a formar una campana a 4.60 m abajo de la zona activa, en una arcilla firme con una resistencia a la compresión simple de 36.3 toneladas/m^2.

   a. Si el diámetro de la pila es de 90 cm y su peso se desprecia, ¿qué diámetro se requiere en la campana para evitar el levantamiento de la pila (factor de seguridad de 1.0), antes de la aplicación de la carga del edificio?

   b. Después de la aplicación de la carga muerta del edificio, ¿cuál es el factor de seguridad contra la expansión?

   c. ¿Qué factor de seguridad tiene la pila para toda la carga vertical si no se produce el levantamiento (desprecie la fricción superficial en el fuste)?

   Resp. 2.13 m; 1.9; 3.4.

LECTURAS RECOMENDADAS

Suelos colapsables y loess:

J. E. Jennings y K. Knight (1957), "The Additional Settlement of Foundations Due to a Collapse of Structure of Sandy Subsoils on Wetting", *Proc. 4 Int. Conf. Soil Mech.*, Londres, *1,* 316-319. Proposición de las pruebas de consolidación dobles.

J. H. Dudley (1970), "Review of Collapsing Soils", *ASCE J. Soil Mech., 96,* SM3, 925-947. Extensa bibliografía.

W. A. Clevenger (1956), "Experiences with Loess as Foundation Material", *Trans. ASCE, 123,* 151-169. Discusión por Peck e Ireland, págs. 171-179.

O. K. Peck y R. B. Peck (1948), "Settlement of Foundation Due to Saturation of Loess Subsoil", *Proc. 2 Int. Conf. Soil Mech.*, Rotterdam, *4,* págs. 4-5. El material era limo ligeramente cementado, que incorrectamente se describió como loes.

A. B. A. Brink y B. A. Kantey (1961), "Collapsible Grain Structure in Residual Granite Soils in Southern Africa", *Proc. 5 Int. Conf. Soil Mech.*, París, *1,* 611-614.

Expansión y contracción:

H. B. Seed, R. J. Woodward, y R. Lundgren (1962), "Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays", *ASCE J. Soil Mech., 88,* SM3, 53-87.

J. E. Jennings (1953), "The Heaving of Buildings on Desiccated Clay", *Proc. 3 Int. Conf. Soil Mech.*, Zurich, 390-396.

R. F. Daeson (1959), "Modern Practices Used in the Design of Foundations for Structures on Expansive Soils", *Colo. School of Mines Quaterly, 54,* 4, 67-87.

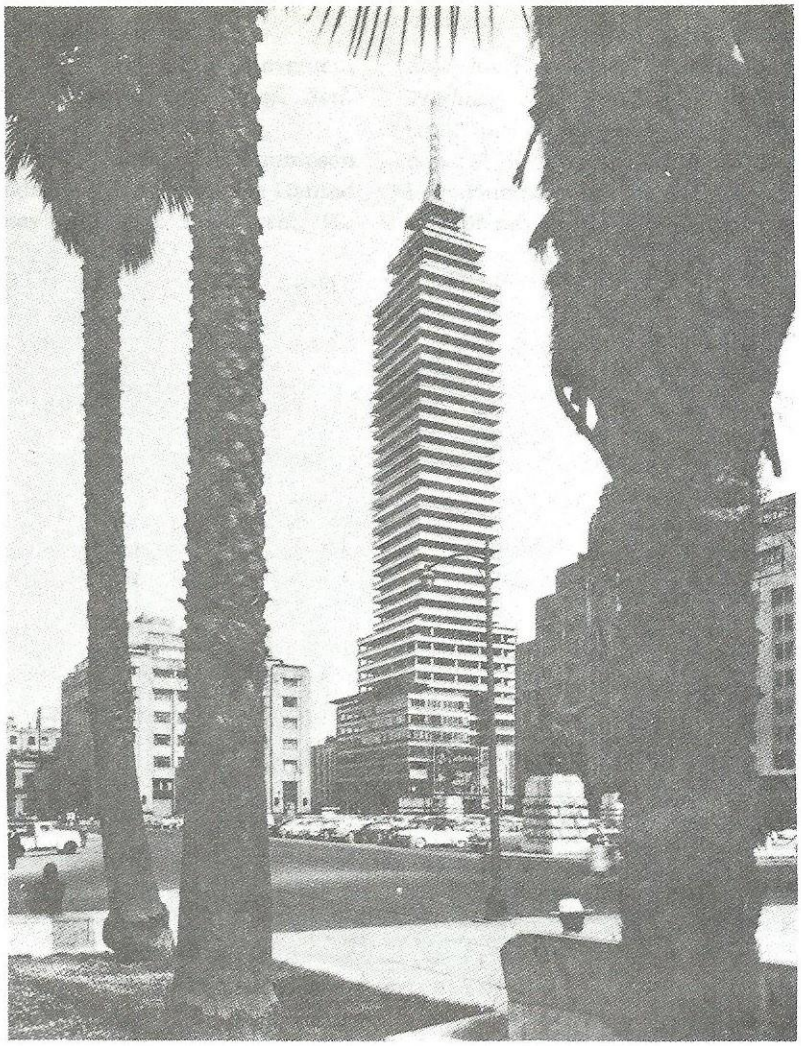
J. V. Parcher y R. E. Means (1968), *Soil Mechanics and Foundations,* Columbus, Merrill, 573 págs. Cap. 6, *Foundations on*

Overconsolidated Desiccated Clay.

W. H. Ward (1953), "Soil Movement and Weather", *Proc. 3 Int. Conf. Soil. Mech.*, Zurich, *1*, 477-482.

M. J. Hammer y O. B. Thompson (1966), "Foundation Clay Shrinkage Caused by Large Trees", *ASCE J. Soil Mech., 92,* SM6, 1-17.

M. R. Thompson (1968), "Lime Treated Soils for Pavement Construction", *ASCE J. Highway Div., 94,* HW2, 191-217. Aunque trata principalmente de la estabilización con cal de las subrasantes para pavimento, los principios y técnicas son aplicables a terraplenes compactados para apoyar estructuras. Extensa bibliografía.



Torre Latino-Americana, Ciudad de México

Esta estructura, de 43 pisos, una de las más altas de la ciudad de México, tiene un cajón de sótano de 13.0 m de profundidad. Se apoya en pilotes de extremo ensanchado, desplantados a una profundidad de 33.5 m en una capa delgada de arena, muy densa, situada entre depósitos de arcilla lacustre excepcionalmente compresibles. Para evitar el bufamiento excesivo que se presenta en las excavaciones en esta ciudad, la presión hidrostática en la arcilla subyacente se redujo por bombeo de pozos, drenando capas delgadas de arena que se encontraban intercaladas en la arcilla; para evitar los asentamientos en las zonas vecinas, el agua se inyectó por una zanja llena de grava a pozos de inyección situados inmediatamente después del lado exterior de un tablestacado que limitaba la excavación. El éxito obtenido en la ejecución de esta cimentación, sin dañar las estructuras adyacentes demuestra la potencialidad de la mecánica de suelos en una ciudad conocida por sus problemas espectaculares de cimentación. (Fotografía cortesía del Profesor Leonardo Zeevaert).

LAMINA 21

CAPITULO 21

Cimentaciones en suelos heterogéneos

21.1 Introducción

En los capítulos anteriores de la parte C, se supuso generalmente que el suelo era relativamente uniforme hasta una gran profundidad, o hasta una profundidad limitada, donde se localizaba una base firme. En realidad, estas condiciones son tan raras, que pueden considerarse como excepciones. Por lo tanto, los procedimientos descritos en los capítulos anteriores no son, con frecuencia, directamente aplicables para resolver problemas prácticos. Sin embargo, son valiosos, porque pueden ser modificados para que den indicaciones razonables del comportamiento probable de las cimentaciones en materiales heterogéneos.

La mayor parte de los subsuelos son o estratos definidos o elementos más o menos lenticulares. Algunos componentes del depósito pueden ser materiales bastante resistentes e incompresibles, mientras que otros pueden ser relativamente débiles y compresibles. Apoyándose en la información preliminar, como la de los sondeos de exploración, combinada con las pruebas de penetración estándar y pruebas sencillas de laboratorio, es posible decidir si algunas partes del subsuelo son suficientemente fuertes e incompresibles para no requerir más estudio. La atención puede concentrarse entonces en las zonas más débiles o compresibles.

La tarea principal del proyectista, antes de que pueda elegir el tipo adecuado de cimentación, consiste en determinar la influencia de elementos que se consideran débiles. En general, esto puede hacerse estimando o calculando los esfuerzos en el subsuelo, en la suposición de que es uniforme y elástico. Después de haber evaluado las propiedades físicas de los materiales dudosos, apoyándose en los datos de exploración, puede determinarse la capacidad de éstos para resistir los esfuerzos sin fallar ni deformarse excesivamente. El resultado de esta investigación usualmente es suficiente para permitir la selección del tipo de cimentación adecuado. Ocasionalmente, pueden ser necesarios procedimientos de exploración más elaborados y pruebas en el suelo, para obtener la base de una buena decisión.

El cálculo de los esfuerzos puede hacerse mediante el diagrama de Newmark o en muchos casos de los que ordinariamente se encuentran, por algún procedimiento simplificado. Aunque el diagrama se basa en la suposición de que el material es homogéneo, los errores en los esfuerzos debidos a la estratificación o a otras irregularidades, seguramente no serán lo suficientemente grandes para invalidar las predicciones del comportamiento probable del suelo.

En las siguientes secciones se estudiarán las clases más importantes de suelos heterogéneos.

21.2 Estratos blandos o sueltos sobre estratos firmes

Cuando la parte superior del subsuelo está compuesta de suelos blandos o sueltos, el carácter inadecuado de los materiales

normalmente es evidente y rara vez pasa inadvertida la necesidad de proporcionar el apoyo adecuado. La decisión principal es si puede o no usarse una cimentación a base de zapatas. Esto puede determinarse calculando la capacidad de carga admisible del material superior, en la suposición de que se extiende a gran profundidad y estimando el asentamiento que se produciría por la consolidación de la parte blanda del depósito. Si la carga de seguridad calculada es demasiado pequeña, o el asentamiento demasiado grande, las zapatas quedarían fuera de consideración. Una alternativa sería usar como apoyo pilotes o pilas. Otra posibilidad es reducir por excavación el exceso de carga en el subsuelo y construir una cimentación flotante.

Si se adoptan pilotes o pilas, se puede juzgar su capacidad de carga y comportamiento sobre la base de las consideraciones estudiadas en los caps. 12 y 18 a 20.

21.3 Estrato compacto firme sobre depósito blando

Elección de cimentación. Las consecuencias de la presencia de un depósito blando a alguna profundidad abajo de estratos firmes, no son tan evidentes como las de los estratos blandos a poca profundidad. Si el depósito firme es relativamente delgado, las zapatas o las losas pueden ejercer suficiente presión para hacer fallar al suelo blando subyacente. Han ocurrido varias fallas de este tipo. Aun si la capa firme superior es lo suficientemente gruesa como para evitar este tipo de falla, el asentamiento de la estructura debido a la consolidación del depósito blando puede ser excesivo.

El factor de seguridad contra falla a través de la costra firme, puede estimarse conservadoramente determinando las presiones en la frontera superior del estrato blando. La presión máxima no debe exceder a la capacidad de carga admisible del material blando, determinada por los procedimientos estudiados en capítulos anteriores.

Si las zapatas están muy separadas y el estrato firme es extremadamente delgado con respecto al ancho de las mismas, el esfuerzo en el lecho superior del suelo blando puede disminuirse mucho aumentando el tamaño de las zapatas. Por otra parte, si las zapatas se colocan relativamente juntas y el estrato firme es comparativamente grueso, la distribución de presión en el lecho superior del estrato blando no puede alterarse radicalmente cambiando la presión de contacto. Por ejemplo, la fig. 21.1 ilustra la distribución de la presión a una profundidad de 3 m debajo de un gran conjunto de zapatas cuadradas, separadas 6 m en ambas direcciones. En la fig. 21.1*a*, cada zapata ejerce una presión de 19.5 tons/m^2; la presión máxima correspondiente en el lecho superior del estrato de arcilla blanda es de 8.2 tons/m^2. En la fig. 21.1*b*, las mismas cargas de columna se transmiten a la arcilla firme por zapatas de área doble de las de la fig. 21.1*a*; en consecuencia, la presión de contacto se reduce a 9.7 tons/m^2 Sin embargo, la presión máxima en el lecho superior del manto de arcilla blanda, se reduce solamente 19 por ciento, a 6.6 tons/m^2. Aun cuando se aplicaran las mismas cargas por columna a una losa que cubriera toda la cimentación, la presión en la frontera superior de la arcilla blanda no podría reducirse más de 24 por ciento, a 232.2/37.21 = 6.24 tons/m^2. Si la presión sobre un estrato blando subyacente no puede reducirse hasta su capacidad de carga admisible, aumentando el tamaño de las zapatas, se requerirá un apoyo de pilotes o de pilas, o deberá excavarse material para compensar parte del peso del edificio.

Aun cuando no se exceda la carga de seguridad en el suelo blando que está debajo del estrato firme, el asentamiento de una zapata o losa puede ser excesivo. El cálculo del asentamiento puede hacerse por los procedimientos ya descritos en conexión con los estratos de arcilla confinados. Si el asentamiento es excesivo, debe adoptarse alguno de los tipos de cimentación mencionados en el párrafo anterior.

Si el asentamiento calculado no es excesivo y si el estrato firme es lo suficientemente grueso para impedir una falla por falta de capacidad de carga, las cimentaciones pueden proyectarse como si el depósito blando no estuviera presente, por medio de las reglas que se dieron anterior-

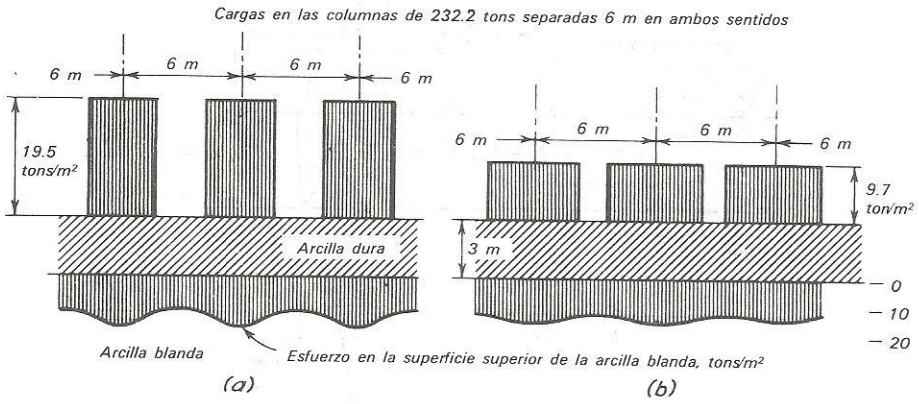


Figura 21.1. Efecto de la reducción de la presión de contacto, bajo zapatas cuadradas muy juntas con cargas totales iguales, en el esfuerzo que se desarrolla en la frontera superior de un estrato de arcilla blanda bajo una costa de arcilla dura. Las zapatas tienen una separación de 6.10 m de centro a centro en ambas direcciones; la presión de contacto en *a)* se reduce 50 por ciento para el caso *b)* aumentando el tamaño de las zapatas.

mente para la clase de suelo de que se compone el estrato firme.

Limitaciones de la prueba de carga. Las pruebas de carga se han estado usando ampliamente para estimar la presión admisible en suelo dado. Ya se han dado en varios de los capítulos anteriores, ejemplos de condiciones adecuadas para el uso del método. Sin embargo, hay la probabilidad de que el método resulte engañoso y peligroso, si las pruebas de carga se hacen sobre un estrato firme que esté situado sobre materiales más blandos. La razón se ilustra en la fig. 21.2. En esta figura, *A* representa una placa de prueba de 0.09 m^2 y *B* una zapata de 3 x 3 m, cuadrada. Ambas se apoyan en la superficie de un estrato de arcilla firme de 0.90 m de espesor. La arcilla firme se apoya sobre un depósito profundo de arcilla blanda, que tiene una resistencia a la compresión simple de 2.93 tons/m^2, y un índice de compresión igual a 0.27. La arcilla firme tiene una resistencia a la compresión simple de 19.5 tons/m^2, y puede considerarse prácticamente incompresible. La carga de falla para la placa de prueba es aproximadamente de 60. 5 tons/m^2, siempre que toda la superficie de deslizamiento esté situada dentro del estrato de arcilla firme. Aun con esta carga en la placa de prueba, el esfuerzo máximo en la frontera superior del estrato blando es solamente de 3 tons/m^2, que es mucho menor que la capacidad de carga del material blando. Por lo tanto, el material blando no influirá en la falla de la placa de carga.

La carga de seguridad que puede soportar la zapata puede estimarse de la siguiente manera. El perímetro de la zapata es de 12 m y el espesor del estrato firme es de 0. 90 m. Si la zapata tallara hacia dentro del suelo blando, tendría que vencer una fuerza de corte de 0.90 x 12 x 9.7 = 105 toneladas. Esta fuerza es equivalente a 11.7 toneladas/m^2. Además, la capacidad de carga de la arcilla blanda que está debajo de la zapata hubiera tenido que excederse. Esta es igual aproximadamente 8.79 tons/m^2. La capacidad de carga máxima de la zapata grande no puede exceder a la suma de estas dos componentes, o de 20.5 tons/m^2, que es mucho menor que la de la placa de prueba. En realidad, la capacidad máxima de la zapata grande probablemente sea menor de 20.5 tons/m^2, porque las resistencias máximas de las arcillas firmes y blandas no es factible que se desarrollen simultáneamente.

Con respecto al asentamiento, la discrepancia es aún más importante. A una presión en el suelo de 9.7 tons/m^2, el esfuerzo en la cara del estrato blando, direc-

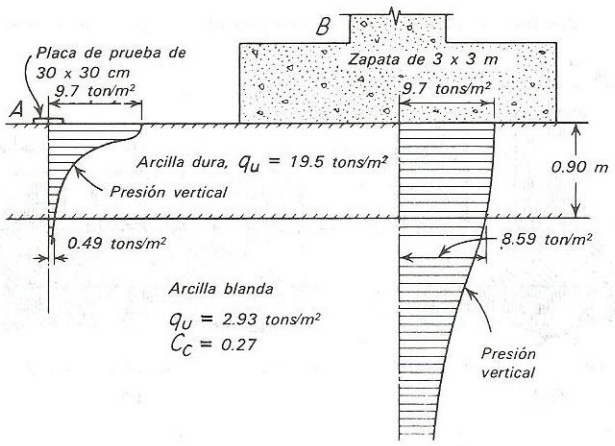


Figura 21.2. Diagrama que ilustra las razones de la diferencia de comportamiento de la placa de prueba de 0.09 m² y una zapata cuadrada de 3 m si ambas descansan sobre la superficie superior de una costra de arcilla dura sobre arcilla blanda.

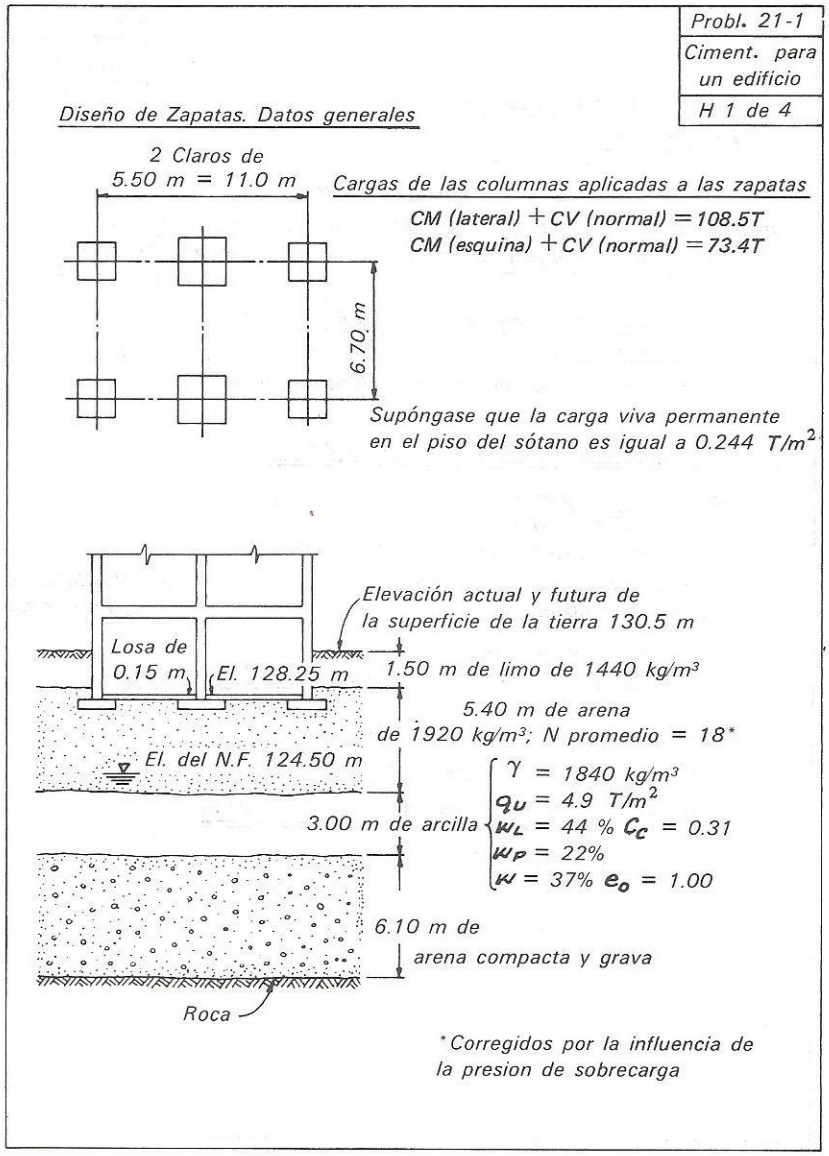
tamente debajo de la placa de prueba, es aproximadamente 0.5 tons/m² y el asentamiento correspondiente es prácticamente cero. Por otra parte, el esfuerzo en la frontera superior de la arcilla blanda, bajo el centro de la zapata grande, es aproximadamente de 8.5 tons/m². Disminuye con la profundidad, como se indica en la figura. El asentamiento inducido por este esfuerzo en el estrato blando es aproximadamente de 25 cm. Por lo tanto, como se demostró en este ejemplo, el asentamiento de una estructura puede ser excesivo, aunque prácticamente, éste no se produzca durante una prueba de carga en la que se use la misma presión en el suelo que la que existirá debajo de la estructura.

Han ocurrido varios accidentes serios y muchos casos de asentamientos excesivos como resultado de haber elegido la presión admisible en el suelo, tomando como base pruebas de carga sobre una costra dura. Si se usa el método de la prueba de carga, es esencial saber si la resistencia del suelo disminuye con la profundidad. Si lo hace, las pruebas de carga deberán ejecutarse en los lugares en que pueda investigarse la capacidad de los estratos más blandos. Generalmente, es preferible determinar la carga admisible en arcillas intactas mediante cálculos basados en los resultados de pruebas de compresión simple o pruebas triaxiales no drenadas.

PROYECTO ILUSTRATIVO 21-1 ZAPATAS EN ARENA SOBRE UN ESTRATO DE ARCILLA

Este problema ilustra los cálculos necesarios para determinar las dimensiones de las zapatas de acuerdo con las propiedades de la arena que está inmediatamente debajo de la cimentación y para predecir los asentamientos resultantes de la consolidación de la arcilla subyacente al depósito de arena.

Los cálculos de la hoja 2 son en su mayor parte semejantes a los del problema 19-1. De la misma manera, los de las hojas 3 y 4 duplican muchos de los cálculos del problema 18-4. Por lo tanto, es innecesario hacer una explicación detallada de los cálculos. Sin embargo, debe notarse que se requieren los dos croquis de la planta de la cimentación (hoja 3) para calcular el aumento en la presión a la mitad del estrato de arcilla, debido a que el suelo excavado se eliminará de toda el área del



edificio, mientras que las zapatas aplicarán sus cargas al suelo en seis áreas separadas.

21.4 Mantos duros y blandos alternados

Si el depósito contiene varios estratos débiles, pueden hacerse cálculos de capacidad de carga y de asentamiento para cada uno de ellos. Si la estructura no puede apoyarse en zapatas desplantadas cerca de la superficie del terreno, pueden usarse pilotes o pilas para transmitir las cargas a uno de los estratos firmes a suficiente profundidad para que proporcione una cimentación satisfactoria. Esta profundidad puede determinarse tomando como base los resultados de los cálculos. La elección entre pilotes y pilas, o del tipo de pilote que debe usarse, depende de la dificultad que pueda experimentarse al hacer el hincado a través de los estratos firmes sobre el estrato de apoyo. La profundidad de hincado de los pilotes en estos depósitos, rara vez puede predecirse con precisión, y las conclusiones a que se llegue deben considerarse como

Probl 21-1
Ciment. para un Edificio
H 2 de 4

Diseño de zapatas. Areas necesarias

Zapatas laterales:

Carga total = 108.5 T

Supongamos 2 zapatas de 5.60 m² (c/u)

Pruébense de 2.45 x 2.45 m. $A = 6.00\ m^2$. Supóngase una $D_f = 0.60$ m.

Carga por columna = 108.5 ÷ Así que, $D_f/B = 0.25$

$6.0 = 18.1\ T/m^2$

Carga adicional menos la sobrecarga $0.60\left(\frac{2.4-1.92}{2}\right) = .3$ / 18.4 T/m²

En la Fig. 19.3 se obtiene como capacidad de carga admisible, 19.5 T/m^2
19.5 > 18.4

Usense zapatas laterales de 2.45 x 2.45 m

Zapatas de las esquinas:

Carga total = 73.4 T

Supóngase 2 zapatas de 4.00 m² (c/u)

Zapatas cuadradas de 2 x 2; $A = 4.00\ m^2$. Supóngase una profundidad de desplante de 0.60 m $D_f/B = 0.30$

Carga en la columna = 73.4 T

Carga adicional menos sobrecarga $0.60(2.4 - 1.92) = 0.30$ / $18.65\ T/m^2$

$73.4 \div 4.00 = 18.35\ T/m^2$

De la Fig. 19.3, se admite $19.5\ T/m^2$ 19.5 > 18.65

Usense zapatas en las esquinas de 2.00 x 2.00 m

provisionales, hasta que se hayan hincado efectivamente los pilotes.

La excavación para compensar parte o todo el peso de la estructura puede permitir la construcción de una losa de cimentación. Esta alternativa debe considerarse al analizar el uso de pilotes o pilas.

21.5 Depósitos irregulares

Si el subsuelo consiste en lentes y cuñas, rara vez es posible hacer una estimación precisa de la capacidad de carga o del asentamiento. En estos casos, se aconseja determinar el carácter general del depósito por medio de numerosos sondeos de auscultación complementados por unos cuantos sondeos definitivos con pruebas de laboratorio. El objeto es poder formarse una opinión con respecto al tamaño y distribución de los elementos más blandos del depósito, y juzgar la combinación más desfavorable de elementos que razonablemente pueda esperarse. La estimación del asentamiento debe basarse en la suposición de que las condiciones más desfavorables pueden ocurrir en la porción del subsuelo sujeta a los esfuerzos más elevados.

Probl. 21-1
Ciment. para un edificio
H 3 de 4

Diseño de Zapatas. Cálculo de Asentamientos

Cálculo de p_o a la mitad del estrato de arcilla:

1.50 x 1440 = 2.160
4.50 x 1920 = 8.640
0.90(1920-1000) = .828
1.50(1840-1000) = 1.260
12.888 T/m² = p_o

Carga neta en el lecho inferior de la losa del sotano.

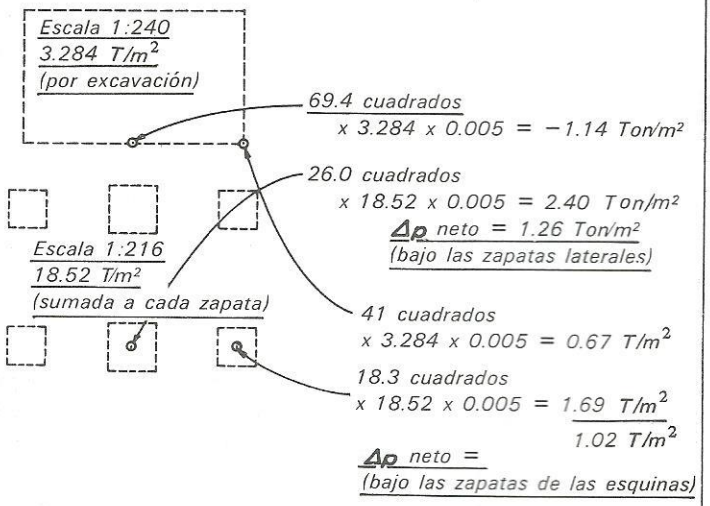
Excavación motivada por la construcción del sótano { 1.50 m limo x 1.440 = 2.160 ; 0.90 m arena x 1.920 = 1.728 } 3.888

Losa del sótano 0.15 x 2.40 = 0.36
Carga viva permanente en el piso del sótano = 2.44
} −0.604
Carga neta = 3.284 T/m²

Carga neta sumada en el lecho inferior de cada zapata:

$\frac{18.4 + 18.65}{2} = 18.52$ T/m²

Cálculos de Δp a la mitad del estrato de arcilla



21.6 Excavación y estabilidad de taludes en suelos heterogéneos

Método convencional de análisis con dovelas. El procedimiento generalmente usado para estimar el coeficiente de seguridad de los taludes excavados en suelos estratificados o irregulares, es semejante en principio a los descritos en el art. 18.7 para taludes en arcillas homogéneas. Se supone que la superficie de deslizamiento tiene forma circular. La masa deslizante se divide en una serie de rebanadas verticales (dovelas) (fig. 21.3), de manera que el límite inferior de cualquiera de ellas, como la *de*, se localice completamente, dentro de un solo estrato o lente de suelo, con valores de c y de ϕ que puedan considerarse constantes. Por comodidad, las fronteras verticales entre las dovelas se fijan también en los quiebres en el talud, como los puntos k y m. Entonces, la masa deslizante puede subdividirse con fronteras verticales adicionales, de tal manera que los anchos de las dovelas resulten tan constantes como la forma geométrica del problema lo permita.

Probl. 21-1
Ciment. para un Edificio
H 4 de 4

Diseño de Zapatas. Cálculo de Asentamientos

$$\text{Zapata lateral: } \frac{3.0 \times 0.31}{1 + 1.00} 0.31 \times \log \frac{12.888 + 1.14}{12.888} = 1.73 \text{ cm}$$

$$\text{Zapata de esquina: } \frac{3.0 \times 0.31}{1 + 1.00} \log \frac{12.888 + 1.02}{12.888} = 1.56 \text{ cm}$$

Usualmente, se obtiene suficiente precisión usando de 8 a 15 dovelas.

Cada dovela se considera como cuerpo libre. Los cálculos se simplifican mucho sin cometer error de importancia, si se desprecia la influencia de las fuerzas que obran en las caras verticales de las dovelas. Bajo estas condiciones, la única fuerza que se considera actuando arriba de la base *de* de una dovela, como *hdeg*, es su peso ΔW. El momento motor de esta dovela con relación a 0, es igual a $\Delta W l_w$. El momento motor total de todas las dovelas es $\Sigma \Delta W l_w$, donde a los momentos de las dovelas que quedan a la izquierda de 0 se les considera signo negativo.

Algunas veces resulta más conveniente determinar el momento motor, descomponiendo el peso ΔW, en la intersección de su línea de acción con el arco *de*, en una componente normal ΔN y una componente tangencial ΔT (fig. 21.3*b*). Estas fuerzas pueden determinarse fácilmente con el peso de la dovela y las funciones del ángulo α. La línea de acción de ΔN pasa por 0; por lo tanto, ΔN no tiene tendencia a producir

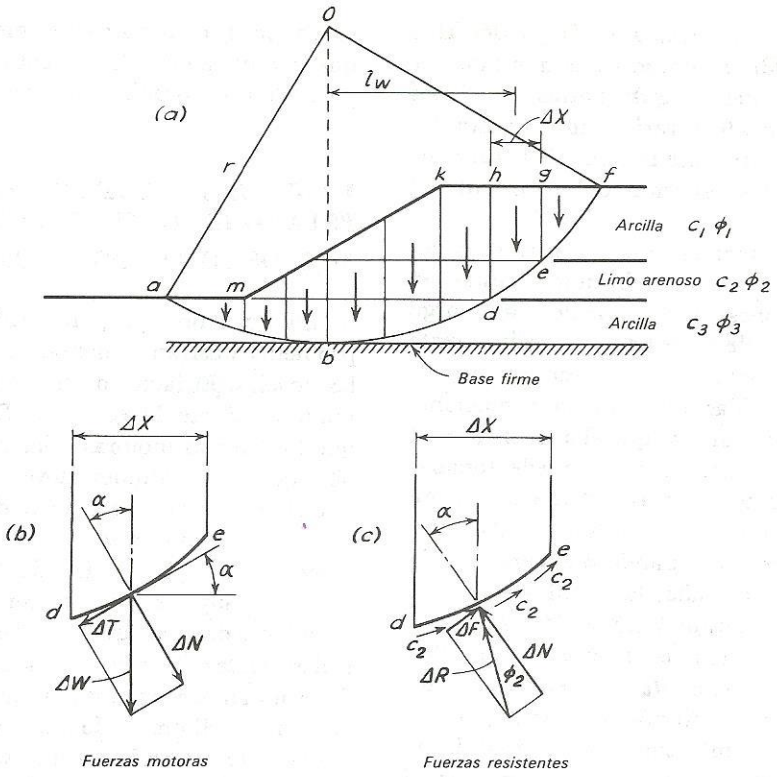


Figura 21.3. Método convencional de dovelas en suelos estatificados. *a)* Superficie circular supuesta y subdivisión de la masa deslizante en dovelas. *b)* Fuerzas actuantes en b base de la dovela hdeg. *c)* Fuerzas resistentes en la base de la misma dovela.

movimiento a lo largo del arco. Sin embargo, la fuerza tangencial ΔT, tiene un momento $r\,\Delta T$ que tiende a producir rotación, y el momento motor total para todas las dovelas es $r\Sigma\Delta T$. Al hacer la suma, los valores de ΔT para las dovelas situadas a la izquierda del centro de rotación tienen signo negativo, ya que tienden a oponerse a la rotación.

Las fuerzas disponibles para resistir el movimiento a lo largo de *de* se muestran en la fig. 21.3*c*. Si la resistencia al esfuerzo cortante del suelo se expresa con la ecuación de Coulomb:

$$s = c + p \tan \phi \qquad 4.2$$

la fuerza normal ΔN crea una fuerza de fricción $\Delta F = \Delta N \tan \phi$, que siempre actúa en dirección opuesta al movimiento. Si el movimiento es inminente, la resultante ΔR de las fuerzas normal y de fricción se inclina un ángulo ϕ con la dirección de ΔN. Además, si el estrato tiene cohesión, la suma de las fuerzas cohesivas que obran a lo largo del arco *de* es $c\hat{l}_{de}$, donde $\hat{l}_{de}$ es la longitud del arco. Las fuerzas cohesivas también obran siempre en una dirección que se opone al movimiento. El momento de las fuerzas resistentes disponibles a lo largo de *de*, es entonces $r(c\hat{l}_{de} + \Delta N \tan \phi)$ y el momento máximo total es:

$$r\Sigma(c\hat{l} + \Delta N \tan \phi)$$

El coeficiente de seguridad contra deslizamiento de todo el talud, es entonces:

$$F = \frac{\Sigma(c\hat{l} + \Delta N \tan \phi)}{\Sigma \Delta T} \qquad 21.1$$

Por supuesto, la falla, no puede tener lugar a lo largo de un arco elegido arbi-

trariamente; ocurrirá a lo largo del arco cuyo factor de seguridad sea el mínimo. Por lo tanto, deben elegirse varias posiciones para el centro 0, y varios radios, hasta encontrar el coeficiente mínimo de seguridad. Este será el coeficiente de seguridad del talud.

Si uno o más estratos o lentes cortados por la superficie de deslizamiento están en arena sin cohesión, el valor de c a lo largo de esa parte de superficie de deslizamiento se toma como cero. Inversamente, si aparecen arcillas plásticas en condiciones no drenadas, para las que el análisis $\phi = 0$ es aplicable (art. 18.7), c puede tomarse como la mitad de la resistencia a la compresión simple y ϕ igual a cero. Además, debe notarse, que cuando ϕ es cero en toda la superficie de falla, la ec. 21.1 es igual a la ec. 18.12, porque $\Sigma \Delta T = Wl_w/r$.

Si una sección de la superficie de deslizamiento, como *de*, se encuentra sometida a una presión de agua con un promedio de intensidad u, el análisis no varía, excepto porque la fuerza normal total ΔN debe reducirse en la presión resultante del agua, antes de multiplicar por tan ϕ, para obtener la resistencia disponible ΔF. Es decir,

$$\Delta F = (\Delta N - u\bar{l}_{de}) \tan \phi \qquad 21.2$$

Métodos de dovelas modificados. Excepto por el equilibrio de los momentos con relación al punto 0, el método convencional de las dovelas explicado anteriormente, no satisface generalmente otros criterios de equilibrio. Aunque, con cualquier coeficiente de seguridad igual o mayor que la unidad, cada dovela individual como *hdeg* (21.1*a*) está en equilibrio en una dirección normal a la superficie *de*, las fuerzas tangenciales no son iguales y opuestas a menos que $F = 1$. Es decir, cuando la dovela no está a punto de fallar a lo largo de *de*, la fuerza ΔT que tiende a producir rotación, es menor que la fuerza resistente $c\bar{l}_{de} + \Delta N \tan \phi$. Este y otros inconvenientes, como despreciar las fuerzas laterales, han dado por resultado numerosas modificaciones del método convencional de las dovelas (por ejemplo, Bishop 1955). Sin embargo, en muchos casos las propiedades del suelo no se conocen con suficiente precisión para que garanticen el refinamiento de la mayor parte de los procedimientos modificados.

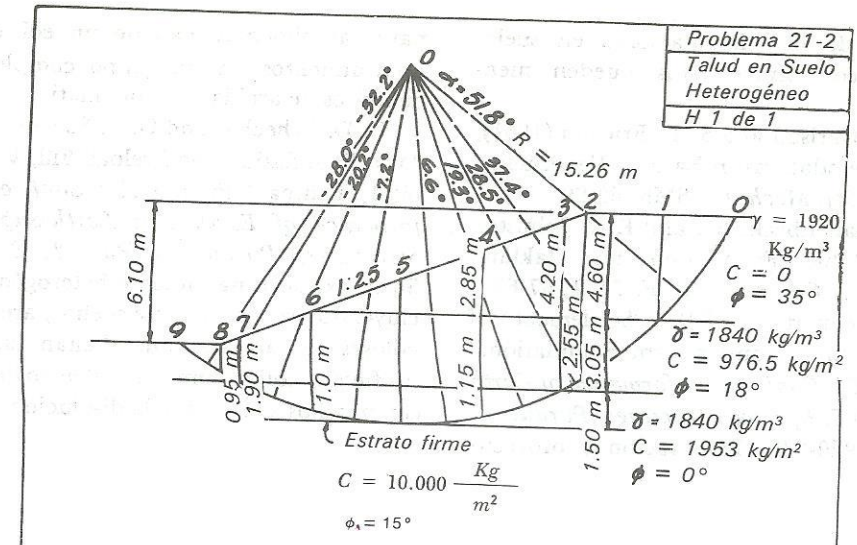
PROYECTO ILUSTRATIVO 21-2. ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS HETEROGENEOS

Los cálculos proporcionados en este problema ilustran el método tradicional de las dovelas. El factor de seguridad se determina mediante la ec. 21.1. Debe notarse que las fuerzas motoras y las resistentes, se obtienen en cualquier dovela suponiendo que el arco en la superficie de deslizamiento puede reeemplazarse por la cuerda. Además, excepto en las de forma triangular, se supone que los centros de gravedad quedan en las líneas verticales centrales de las dovelas, y los ángulos α se determinan de acuerdo a esto. Estas suposiciones eliminan los tediosos procedimientos de determinar centros de gravedad y longitudes de arco y, usualmente, proporcionan resultados suficientemente seguros. Por supuesto, el grado de precisión puede mejorarse aumentando el número de dovelas.

Se han elaborado muchos programas de computadora electrónica para el método tradicional de las dovelas. Algunos son capaces de considerar los efectos de varias condiciones de flujo y los de la presión de poro. Existen otros programas para métodos modificados y para otras formas de *superficies de falla* (*Morgenstern y Price* 1955). La mayor parte de los programas para computadora están dispuestos de manera que investiguen numerosos círculos, con el objeto de determinar el valor mínimo de F. La superficie elegida para el análisis en el problema 21-2 es muy aproximada a la del círculo crítico para el que el coeficiente de seguridad es un mínimo.

PROBLEMA

Un manto de arcilla está formado por tres estratos horizontales, cada uno tiene un espesor de 4.6 m. Los valores de c para los



1 Slice	2 Δx (m)	3 ΔW (kg)	4 α (°)	5 Sen α	6 ΔT (kg)	7 Cos α	8 c	9 cℓ (kg)	10 ΔN (kg)	11 φ	12 tan φ	13 ΔN tan φ
0–1	3.08	13523	51.8	0.786	10629	0.618	0	0	8357	35	0.700	5850
1–2	3.23	35916	37.4	0.607	21801	0.794	976	3970	28517	18	0.325	9268
2–3	0.91	12379	28.5	0.477	5905	0.879	976	1010	10881	18	0.325	3536
3–4	3.35	45080	19.3	0.331	14921	0.944	1953	6931		0	0	0
4–5	3.35	41243	6.6	0.115	4743	0.993	1953	6589		0	0	0
5–6	3.81	35841	7.2	0.125	4480	0.992	1953	7501		0	0	0
6–7	2.83	15593	20.2	0.345	5380	0.938	1953	5892		0	0	0
7–8	1.00	2647	28.0	0.469	−1241	0.883	976	1105	2337	18	0.325	760
8–9	1.46	1279	32.2	0.533	− 682	0.846	976	1684	1082	18	0.325	352

+57999
−11783
+46216 = Σ Actuantes

Σcℓ = 34682 Σ ΔN tan φ = 34682
19766
Σ Resistentes = 54448

$$F = \frac{54448}{46216} = 1.18$$

Notas:

Col. 3 = Peso total de la dovela = Area de la dovela multiplicada por γ.
Col. 6 = Fuerza tangencial actuante = Col. 3 multiplicada por Col. 5
Col. 9 = Resistencia tangencial (cohesión) = Col. 2 multiplicada por Col. 8 y el resultado se divide por Col. 7
Col. 10 = Componente normal del peso = Col. 3 multiplicada por Col. 7
Col. 13 = Resistencia tangencial (fricción) = Col. 10 multiplicada por Col. 12

estratos superior, medio e inferior son, respectivamente, 2,900, 1,950, y 14,650 kg/m². El peso volumétrico es de 1,840 kg/m³. Se excava un corte con taludes de 1 (vertical) a 3 (horizontal), a una profundidad de 6.20 m. ¿Cuál es el factor de seguridad del talud contra la falla?

Resp. 1.2

Lecturas Recomendadas

Se consignan estudios teóricos sobre la capacidad de carga de arcillas estratificadas de diferentes resistencias en:

S. J. Button (1953), "The Bearing Capacity of Footings on a Two-Layer Cohesive Subsoil," *Proc. 3 Int. Conf. Soil Mech.*, Zurich, 1, 332-335.

A. S. Reddy (1967), "Bearing Capacity of Footings on Layered Clays", *ASCE J. Soil Mech. 93*, SM2, 83-99. La resistencia al corte en cada capa puede variar linealmente con la profundidad; la resistencia del suelo puede diferir en las direcciones horizontal y vertical.

Relativamente pocos de los estudios publicados describen el proyecto y compor-

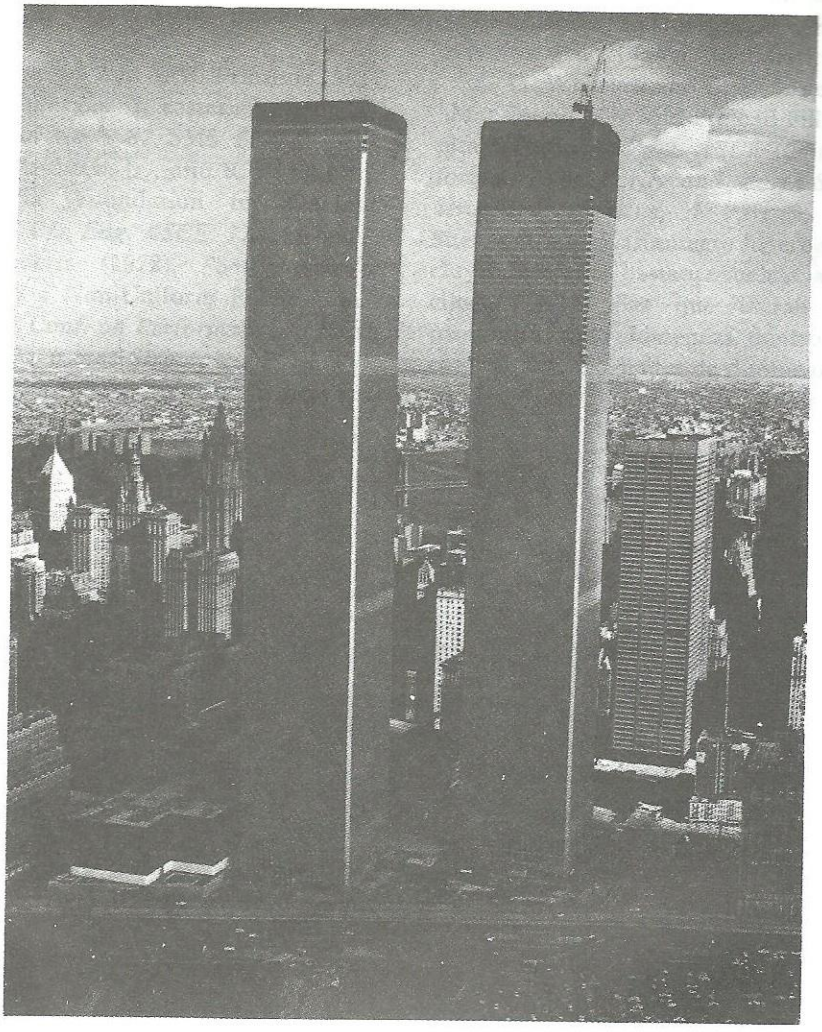
tamiento de las cimentaciones en suelos heterogéneos. Entre estos pueden mencionarse:

E. D. Carlson and S. P. Fricano (1961), "Tank Foundations in Eastern Venezuela," *ASCE J. Soil Mech. 87,* SM5, 69-90.

J. J. Hallenbeck, Jr., and R. E. Johnston (1967), "Pile Foundation for Oakland Coliseum.," *Civ. Eng. ASCE, 37,* 1, 57-61.

R. Lennertz (1972), "Settlement of Footings on a Non-Uniform Foundation." *Proc. ASCE Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures, Purdue, 1* Part. 2, 929-938. Exploración y proyecto para las cimentaciones de un edificio de apartamientos en un grupo complejo de depósitos de arcilla en Cincinnati.

L. D. Wheeless and G. F. Sowers (1972), "Mat Foundation and Preload Fill, VA Hospital, Tampa." *Proc. ASCE Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Purdue, 1* Part 2, 939-951. Suelo extraordinariamente heterogéneo, incluyendo arenas bastante sueltas, arenas arcillosas y arcillas que llenan agujeros profundos como chimeneas, dentro de caliza con muchos accidentes de disolución.



World Trade Center (Nueva York)

Las torres gemelas de estructura de acero, que se elevan a una altura récord de 411.50 m con 110 pisos, se apoyan en el esquisto de Manhattan a una profundidad de 21 m abajo del nivel de la calle. Para estimar la flexión de las torres bajo las fuerzas del viento fue necesario evaluar el módulo de elasticidad de la roca por medio de una prueba a gran escala hecha en el lugar. La excavación completa del lote de 6,475 hectáreas ocupado por el centro precisó la excavación de más de 12 millones de metros cúbicos de relleno, suelo y roca. Otros problemas destacados de la construcción fueron el apoyo continuo de dos tubos para el ferrocarril subterráneo funcionando y la protección de las propiedades adyacentes por medio de un muro de lado, sostenido con anclas inclinadas, dentro de la roca, que después se utilizó como muro exterior del sótano. (Fotografía cortesía de Port Authority of New York and New Jersey.)

LAMINA 22

CAPITULO 22

Cimentaciones sobre roca

22.1. Bases para el proyecto

Como la mayor parte de las rocas intactas, sin meteorizar, son más fuertes y menos compresibles que el concreto, la determinación de las áreas de apoyo adecuadas o de las presiones admisibles sobre estos materiales, es cuestión de rutina y hasta puede ser innecesaria. Sin embargo, las masas de roca intacta, sin zonas meteorizadas, juntas u otros defectos, se encuentran sólo en raras ocasiones. La existencia o la localización de defectos específicos permanece a menudo desconocida hasta que la roca queda al descubrimiento por la excavación, o hasta que ocurre un comportamiento imprevisto de un pilote o en una pila, durante su instalación o en una prueba de carga. Debido a que las incertidumbres de este tipo son inherentes a las cimentaciones en roca, la función principal del proyectista es elegir un tipo de cimentación que pueda adaptarse o modificarse para satisfacer las diferentes condiciones más susceptibles de presentarse y elegir las modificaciones adecuadas cuando se conozcan las condiciones reales.

22.2. Cimentaciones sobre roca no meteorizada

En muchas localidades donde pueden alcanzarse por excavación los mantos de roca, los reglamentos de construcción especifican la presión de contacto admisible. Sin embargo, los reglamentos ordinarios difieren mucho en sus recomendaciones. En la Tabla 22.1 se condensan algunos fragmentos de varios de estos documentos.

La presión de contacto admisible en rocas sin meteorizar debe basarse en la resistencia inherente de la roca intacta y en la influencia que en ella pudieran tener defectos como juntas, zonas de corte y formas geológicas de disolución. Si la masa de roca no contiene defectos de importancia. la presión de contacto admisible en su superficie puede tomarse conservadoramente como la resistencia a la compresión simple de la roca intacta. Sin embargo, la mayor parte de las rocas que podrían considerarse intactas, contiene uno o más conjuntos de juntas que pueden aumentar drásticamente la compresibilidad del macizo. A menos que la resistencia de la roca intacta sea extremadamente baja, aproximadamente igual o menor que la del concreto simple, la presión de contacto admisible debajo de la cimentación está gobernada exclusivamente por el asentamiento debido a los defectos de la roca, y no por su resistencia. La compresibilidad está íntimamente relacionada con la separación y dirección de las juntas, con que estén cerradas o abiertas, y con que estén rellenas o cubiertas con materiales más blandos. Si las juntas están cerradas, o no son más anchas que una *fracción de centímetro*, la compresibilidad la acusa el DCR (art. 5.3). La tabla 22.2 representa valores de la presión de contacto admisible para las rocas con juntas sobre la base de su DCR. Si el proyecto se basa en estos valores, el asentamiento de la cimentación no exce-

Tabla 22.1 Presiones permisibles sobre roca (kg/m^2) Fragmentos de varios códigos de edificación[a]

Material	Código[b]			
	A	*B*	*C*	*D*
Lecho de roca cristalino macizo, que incluye granito, diorita, roca trapeana, piedra caliza dura, gneis y dolomita.	98	98	$0.2q_u$[c]	9
Rocas foliadas tales como el esquisto y la pizarra en buenas condiciones.	39	39	$0.2q_u$	4
Piedra caliza estratificada en buenas condiciones.	39	14	$0.2q_u$	4
Roca sedimentaria, incluyendo esquistos duros y piedras arenosas.	24	14	$0.2q_u$	3
Lecho de roca suave o quebrado (excluyendo esquisto) y piedra caliza suave.	9		$0.2q_u$	
Esquisto suave.	4		$0.2q_u$	

Nota: El código de la ciudad de Nueva York (1970), se refiere específicamente a las formaciones geológicas en la localidad y a su condición. Por ejemplo, 59 kgs/cm^2 son permisibles en *roca de sonda dura,* definida como sigue:
"Incluye rocas cristalinas tales como el gneis Fordham, gneis Ravenswood, diabasa Pelisades, esquisto Manhattan. Sus características son: La roca timbra cuando se le golpea con un pico o barra; no se desintegra después de exponerla al aire o al agua; se rompe con una fractura precisa; las hendiduras están no intemperizadas y miden menos de .95 cm de ancho y por lo general nunca a menos de 91 cm de distancia una de la otra; recuperación del núcleo con un tubo doble, casquillo con núcleo de diamante, es por lo general, de 86 por ciento o más por cada corrida de 1.52 mv. Tales medidas o estipulaciones se basan en condiciones y experiencias locales y representan una práctica excelente.

[a] Los valores no incluyen los incrementos permisibles para el recubrimiento.

[b] *A* = BOCA (1968); *B* = Código de Edificación Nacional (1967); *C* = Código Uniforme de Edificación (1964); *D* = Los Angeles (1959)

[c] q_u = Libre resistencia a la compresión.

derá 1.5 cm, aun cuando las áreas cargadas sean grandes.

El DCR de la Tabla 22.2 que deberá usarse es el promedio dentro de un espesor, abajo del nivel de la cimentación igual al ancho de la misma, siempre que sus valores sean bastante uniformes dentro de ese espesor. Si la parte superior de la roca, en una profundidad del orden de B/4, es de inferior calidad, deberá usarse el valor de esta parte, o removerla. Como los valores de la Tabla 22.2, se basan en la limitación del asentamiento, no deberán aumentarse aun si la cimentación está muy bien empotrada en la roca. Aunque algunos reglamentos de construcción permiten arbitrariamente aumentos sustanciales en la presión de contacto, si una pila se encaja en la roca dos o tres diámetros, o por el desarrollo de fricción lateral entre la pila y la roca, estas tolerancias usualmente se basan en la premisa incorrecta de que la capacidad de las pilas está gobernada por la capacidad de carga y no por la compresibilidad de la roca.

Tabla 22.2 Presión de contacto admisible q_a sobre roca fragmentada.

DCR	q_a[a] (Kg/cm^2)
100	293
90	196
75	117
50	68
25	29
0	110

[a] Si el valor tabulado de q_a excede la libre resistencia a la compresión q_u de muestras intactas de roca, como en el caso de la arcilla esquistosa, tómese $q_a = q_u$.

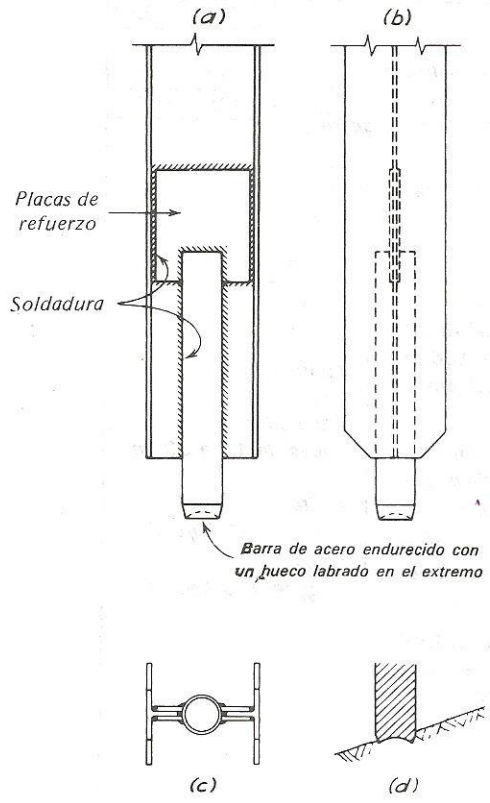


Figura 22.1. Puntas Oslo para pilotes H a hincar en materiales blandos hasta roca con superficie inclinada. *a)* y *b)* detalles de la punta. *c)* Vista de la parte inferior. *d)* Croquis que muestra el hincado de la punta en la roca para resistir el deslizamiento (según Bjerrum, 1957).

Las superficies inclinadas en la roca crean complicaciones en el proyecto y en la construcción de la mayor parte de las cimentaciones. Especialmente pueden encontrarse dificultades serias al hincar un cajón para la pila de un puente. Difícilmente puede evitarse la inclinación, si el cajón se hinca mediante dragado a cielo abierto; la necesidad de usar aire comprimido para completar el cajón, puede justificar la elección de un tipo de cimentación diferente. En algunos lugares, la capa de roca es muy dura y su superficie extremadamente irregular; estas condiciones ocurren, por ejemplo, donde cañones de paredes muy inclinadas se han rellenado de sedimentos blandos, como en Olso o en Gothenberg, o donde se han formado suelos residuales sobre caliza para formar una superficie con pináculos (fig. 6.32). Los pilotes hincados en la roca pueden deslizarse a lo largo de la superficie, doblarse y no poder desarrollar la capacidad de carga adecuada. Se han inventado puntas de acero especialmente endurecido para los pilotes hechos con perfiles en H (fig. 22.1) para resolver el problema que presentan las condiciones de Olso.

Alfunas lutitas laminares que no han endurecido bien y algunas limonitas al quedar expuestas se desintegran y deterioran rápidamente. Las excavaciones finales en estas rocas deberán realizarse inmediatamente antes de hacer los colados, o deberán protegerse las superficies expuestas; se han usado con éxito riegos de asfalto o concreto aplicado con sopletes de aire para hacer protecciones temporales.

Utilizando pilotes se evita la necesidad de hacer excavaciones hasta la superficie de la roca. Si la roca es dura, pueden desarrollarse grandes esfuerzos en los pilotes (art. 12.5) durante el hincado y pueden dañarse sus puntas. Los pilotes de madera son especialmente vulnerables al exceso de hincado y pueden romperse o abrirse sus puntas.

PROYECTO ILUSTRATIVO 22-1 PILA SOBRE ROCA

En este problema se ejemplifica el uso del DCR para determinar las dimensiones de las pilas o de las zapatas en roca. Se ha encontrado, extrayendo corazones de roca NX, que la formación es una secuencia de origen sedimentario de calizas y lutitas laminares. El suelo que la cubre es un depósito glacial. Como en la roca hay pocas evidencias de meteorización aun en su superficie, se presume que la parte meteorizada fue removida por la glaciación.

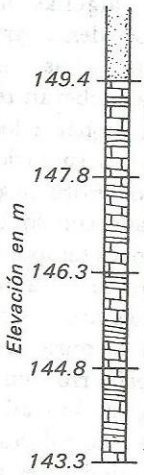
El tamaño que es necesario dar a la pila, disminuye con la profundidad debido a que la calidad de la roca mejora. Elíjase una zapata cuadrada de 1.80 m de lado en la El. 149.35, o cuadrada de 1.20 de lado en la El. 147.83, lo que se definirá con criterio económico.

El costo de la excavación adicional en la roca, probablemente excederá al ahorro en costo de una pequeña cantidad de concreto en la pila. Por lo tanto, se elige la pila

Probl. 22-1
Pila Sobre Roca
H 1 de 2

Carga de columna, (Reglamento de Construcción) 1814 Toneladas.
Columna de acero, base cuadrada de placa de acero

Condiciones de la Roca
(Sondeo menos favorable, hecho con broca NX)



Suelo

Tramo 1, 1.50 m: recuperación 1.28 m, de los cuales un total de 0.66 m consistía de pedazos de 10 cm o más largos.

Tramo 2, 1.50 m; recuperación 1.46 m, de la cual 1.20 m consistía de pedazos de 10 cm o más largos.

Tramo 3, 1.50 m; recuperación 1.50 m, de la cual 1.44 m consistía de pedazos de 10 cm o más largos.

Tramo 4, 1.50 m; recuperación 1,49 m de la cual 1.44 consistía de pedazos de 10 cm o más largos

Lutitas y calizas, alternadas en capas de 15 a 30 cm.

Lutita: q_u = 316 kg/cm²

Calizas: q_u = 703 kg/cm²

DQR: Tramo 1, $\frac{0.66}{1.50}$ = 44%

Tramo 2, $\frac{1.20}{1.50}$ = 80%

Tramo 3, $\frac{1.44}{1.50}$ = 96%

Tramo 4 $\frac{1.44}{1.50}$ = 96%

Area necesaria por pila:
Véanse en la hoja 2 los cálculos

mayor a una elevación mayor como el mejor proyecto. Además, la carga se transmitirá de la columna a la pila por medio de una base formada por una placa de acero. Si la placa tiene aproximadamente las mismas dimensiones en planta que la pila, y si la presión de apoyo en el concreto se limita a $0.375f_c'$, los valores que se requieren para f_c', y para las pilas en las elevaciones 149.35 y 147.83, son 56.3/0.375 = 150 kg/cm² y 133.6/0.375 = 356 kg/cm², respectivamente. Por lo tanto será necesario usar concreto de alta resistencia para la pila menor; generalmente se evita el uso de este concreto por las condiciones desfavorables que probablemente prevalezcan en el colado dentro de las excavaciones para cimentación.

Se observará que las presiones admisibles en muchos reglamentos de construcción, como las que se dan en la lista de la Tabla 22.1, son menores que las determinadas en

Probl. 22-1
Pila
Sobre Roca
H 2 de 2

Area necesaria por Pila

Pila en la Superficie de la Roca:

Supóngase un DCR = 44% para profundidades > B/4
*Carga total = 1814 Tons; la presión de contacto admisible será digamos 56.2 kg/cm²**

$1{,}814{,}000/56.2 = 3.23\ m^2$, *digamos 1.80 x 1.80 m*

Pila en la Elev. 147.83

Supóngase un DCR = 80% para la profundidad > B/4;
*la presión de contacto admisible será digamos 133.6 kg/cm²**
1814000/133.6 = 1.36 m², digamos 1.20 x 1.20 m
Revisando la q_u de la lutita (condiciones de la roca)
133.6 < 316.4 Corr.
Usese una pila de 1.80 x 1.80 m en la superficie de la roca.

**Las presiones admisibles se obtienen de la Tabla 22.2 por interpolación.*

el problema 22-1. Los valores del reglamento, aún después de considerar las concesiones hechas por la longitud de empotramiento, son generalmente superconservadores. Algunos reglamentos permiten valores más elevados que los tabulados si se hace una investigación adecuada, pero cuando no existe esta salvedad, los valores consignados en el reglamento pueden regir el proyecto.

22.3. Tratamiento de los defectos de la roca

En muchas rocas, incluso no meteorizadas, se encuentran frecuentemente juntas más o menos verticales, de uno a varios centímetros de ancho. Pueden estar abiertas o rellenas de arcilla. Abajo de las cimentaciones de zapatas, estas juntas usualmente no tienen importancia, ya que

pueden limpiarse hasta una profundidad de cuatro o cinco veces su ancho y rellenarse con *mortero*, que es una mezcla de una parte de cemento y una de arena, en volumen, con suficiente agua para permitir vaciar el mortero en las juntas. Es probable que se formen espacios mayores, más anchos en su parte superior cuando las juntas se interceptan. Estos se rellenan comúnmente con concreto simple, colocado a mano (Fig. 22.2a).

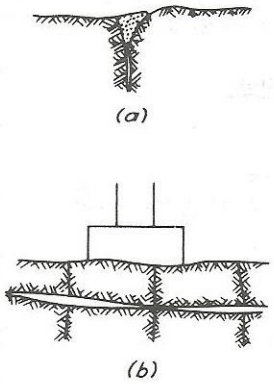


Figura 22.2. a) Concreto simple en una junta en la superficie de la roca al nivel de la cimentación. *b)* Junta horizontal responsable del asentamiento de la zapata en la roca.

En las excavaciones para pilas con cargas muy grandes, en algunos casos, se encuentran juntas casi verticales, tan anchas, que constituyen una fracción apreciable del área de la base. Usualmente se profundiza, la excavación, hasta que las juntas desaparecen o hasta que alcanzan un ancho aceptable. Una pila colocada en el lugar para el edificio John Hancock de Chicago, que los proyectistas pretendían cimentar en dolomita a una profundidad de 40 m, tuvo que desplantarse a 60 m, antes de que la base apareciera limpia de juntas en intersección ortogonal.

Muchas masas de roca contienen juntas casi horizontales. Cerca de la superficie, es probable que estas juntas se abran debido a la disminución de los esfuerzos verticales, originada por la erosión de la roca que existía encima. Si están situadas debajo de una zapata, como aparece en la fig. 22.2*b*, estas juntas pueden llegar a producir asentamientos irregulares y posiblemente asentamientos bruscos. Cuando se sospeche su presencia, debe explorarse la roca para asegurarse en qué grado y a qué profundidad están abiertas las juntas. La investigación se efectúa usualmente haciendo sondeos y extrayendo corazones de roca, complementando esta técnica con exploración de auscultación, realizada con herramientas neumáticas. Algunas veces puede quitarse la roca que está arriba de las juntas abiertas y desplantarse la cimentación a un nivel inferior. Ocasionalmente, los espacios pueden rellenarse con mortero de cemento. Sin embargo, este sistema usualmente resulta ineficaz si las juntas están rellenas de arcilla o de otro material compresible; los intentos para sacar estos rellenos mediante lavado probablemente no tengan éxito; el uso de presiones mucho mayores que el peso de la sobrecarga dan por resultado pérdidas excesivas de mortero o lechada, o el levantamiento de losas, creando más huecos. Bajo estas condiciones, las mejores cimentaciones pueden consistir en pilas coladas en el lugar, desplantadas abajo de la zona de juntas abiertas.

El significado y tratamiento adecuado de fallas y de zonas de corte puede comprobarse solamente mediante inspección y posiblemente, haciendo más investigaciones en cada excavación específica. La mera presencia de estos accidentes no necesariamente excluye la posibilidad de hacer una cimentación. Aunque los accidentes se asocien con la disminución de resistencia y aumento de compresibilidad, en comparación con la roca intacta vecina, sus propiedades físicas frecuentemente son tan favorables como las del concreto y mucho mejores que las de los suelos resistentes o firmes. Por otra parte, en algunos casos, la roca se ha convertido en detritus de falla, con las características de una arcilla plástica blanda. Si los materiales débiles no pueden evitarse o quitarse, deben determinarse sus propiedades y proyectarse o reproyectarse las cimentaciones de acuerdo con ellas. Debido a la intensa fracturación y trituración, no resultan prácticas las muestras inalteradas y, para edificios escepcionalmente pesados, pueden resultar convenientes las pruebas de carga. Por ejemplo, en el World Trade Center de Nueva

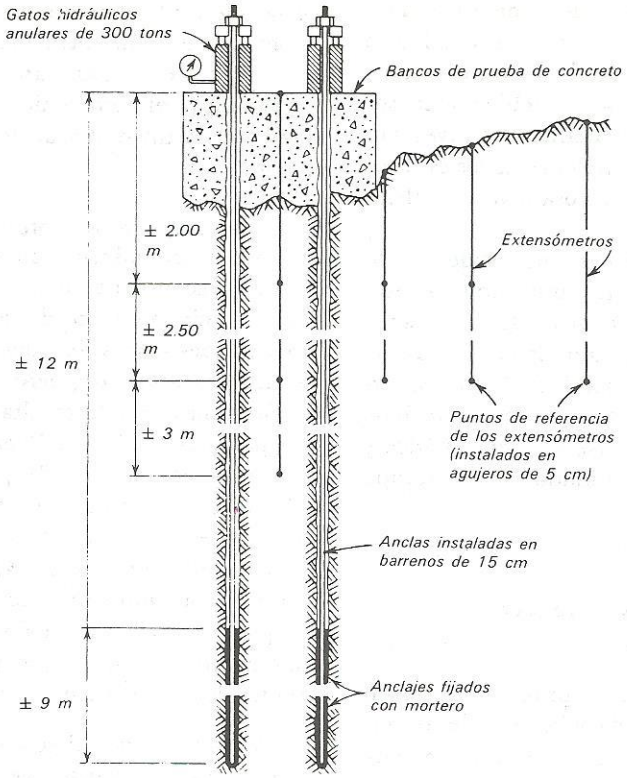


Figura 22.3. Croquis simplificado de una instalación para prueba de carga para determinar la compresibilidad de la roca, World Trade Center, Nueva York. El bloque de concreto para pruebas se carga con gatos hidráulicos que reacciona contra anclas de acero a gran profundidad. Las deformaciones verticales se miden entre puntos de referencia, con extensómetros anclados a las paredes de roca de pequeños barrenos perforados en lugares apropiados.

York (lámina 22), se investigó la compresibilidad de una roca junteada ligeramente distorsionada, por medio de la instalación que se muestra diagramáticamente en la fig. 22.3, misma que permitió estimar la deformación de la cimentación bajo las cargas del viento y las muertas. Pruebas costosas de este tipo no se justifican para las estructuras ordinarias; usualmente, puede estimarse su conveniencia aplicando el criterio.

Las cavernas que se originan por disolución de las rocas requieren una cuidadosa atención. Como su extensión no pueden determinarse con precisión (art. 6.6), es necesario utilizar un enfoque conservador. En las calizas estratificadas existe mayor número de cavernas en unos horizontes que en otros; con la exploración es posible determinar qué horizontes son los menos afectados y las cimentaciones se llevan a un nivel en el que prevalezcan características favorables. En algunos casos, la cimentación puede proyectarse para salvar un espacio tan grande como el diámetro probable de la mayor área sin apoyo (fig. 6.31). Debajo de estructuras pesadas e importantes, como las plantas de energía nuclear, las cavernas se han llenado ocasionalmente con inyecciones de cemento. Aunque la eficacia del procedimiento está limitada por la presencia de materiales arcillosos que usualmente no pueden extraerse con éxito por lavado, sin embargo, las inyecciones de cemento pueden resultar un beneficio, porque pueden proporcionar el ligero apoyo necesario para evitar que las losas del techo que quedan arriba de la caverna, se desprendan y comiencen la formación de un cenote. Además, por llenar

los huecos, la inyección de cemento elimina la posibilidad de un colapso súbito. No se debe permitir que la presión de la inyección de cemento excede de la debida a la sobrecarga; pues de otra manera, la inyección de cemento levanta simplemente los estratos y crea huecos que la costosa inyección llena entonces sin beneficio.

Como todas las rocas con accidentes de disolución o estructuras muy abiertas son muy permeables, el control del agua subterránea es esencial cuando la excavación se extiende abajo del nivel freático. Si no resulta práctico desaguar, el concreto bajo agua sólo deberá colarse en agua estática y empleando técnicas cuidadosas con trompa de elefante.

22.4. Cimentaciones sobre roca meteorizada

La gran variedad de propiedades físicas de la roca meteorizada y la falta de uniformidad en el grado de meteorización, aún en un solo lugar, permiten hacer pocas generalizaciones con respecto al proyecto y construcción de cimentaciones.

En climas templados, la meteorización de rocas sedimentarias endurecidas se manifiesta generalmente por la producción de suelos a lo largo de las juntas y los planos de estratificación. Cerca de la superficie, el material predominante puede ser suelo con fragmentos de roca ocasionales; a mayor profundidad, el material predominante es roca rodeada por pequeñas cantidades de suelo. A las profundidades normales de cimentación, pueden aparecer materiales compresibles a lo largo de las juntas de los planos de sedimentación, dentro de la zona de influencia de los esfuerzos aplicados. La presencia, espesor, o propiedades físicas de los estratos blandos, rara vez pueden determinarse por muestreo y por pruebas, aunque en algunos casos, estos estratos pueden tener las características de una arcilla normalmente consolidada. Por otra parte, de vez en cuando puede haber contactos de roca a roca.

Bajo estas circunstancias, el ingeniero debe juzgar si el material de apoyo consiste esencialmente de: (1) una matriz de suelo en la que los fragmentos de roca juegan un papel de menor importancia; (2) roca, en la que capas delgadas tan sólo aumentan ligeramente el promedio de compresibilidad; o (3) un material de carácter intermedio.

Si los fragmentos representan solamente un papel secundario, pueden determinar las dimensiones de una zapata o de una losa de cimentación de acuerdo con las propiedades físicas del suelo que constituye la matriz. Si se requiere apoyo a mayor profundidad, puede resultar conveniente el uso de pilas o pilotes. Puede ser necesario equipo pesado (art. 13.2), para hacer llegar a las pilas a la profundidad necesaria. Los pilotes deberán ser de los tipos que no dañan fácilmente los obstáculos (art.12.2). Seguramente impedirán la penetración los bloques de roca situados sobre materiales más compresibles, lo que puede causar el asentamiento de la cimentación.

Por otra parte, si solamente se encuentran capas delgadas de material compresible en una masa que consiste principalmente de roca, las zapatas sobre la roca pueden resultar completamente adecuadas. Para tener en que apoyar su criterio, el ingeniero debe estimar el espesor y compresibilidad de cualquier capa de material compresible que pueda contribuir al asentamiento, calcularlo y decidir si es aceptable. No es probable que ocurran fallas por falta de capacidad de carga, pero los bloques sueltos excéntricamente cargados (fig. 22.4) pueden ladearse. Si se aprecia esta posibilidad cuando queda descubierta la roca al hacer la excavación, debe ampliarse la zapata para distribuir la carga a los bloques adyacentes. Si no resulta adecuada una cimentación a poca profundidad, deberán construirse pilas barrenando la roca hasta la profundidad en la que se produzcan asentamientos aceptables. El aumento de costo de esta cimentación comparado con el de la desplantada a un nivel superior puede ser muy grande.

La meteorización de rocas menos duras, como las lutitas que frecuentemente se encuentran en la porción sur-occidental de los Estados Unidos y en el valle superior del

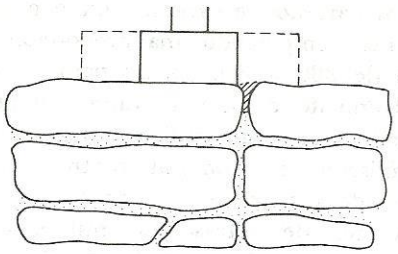


Figura 22.4. Bloque de roca rodeado de material compresible y cargado excéntricamente por una zapata pequeña. Se mejora el apoyo por medio de una zapata más grande (líneas de rayas) que se extienda sobre varios bloques.

Missouri, forma usualmente, una transición gradual desde tierra vegetal, luego suelos predominantemente arcillosos o limosos, hasta lutita bastante intacta. La transición continúa en la lutita no meteorizada, generalmente caracterizada por un color más claro, frecuentemente gris en contraste con el color pardo del material meteorizado. Un menor grado de meteorización corresponde a la mayor resistencia y a menor compresibilidad. Sin embargo, aun en la lutita relativamente no meteorizada, las cimentaciones pueden proyectarse como si la roca fuera una arcilla muy preconsolidada, de acuerdo a los procedimientos aplicables de los caps. 18 y 21. Las pilas colocadas en el lugar son un medio expedito y económico de desplantar cimentaciones a la profundidad que se considere necesaria para obtener el soporte adecuado.

Muchas rocas ígneas muy meteorizadas y rocas metamórficas, como las que se encuentran frecuentemente en las grandes ciudades de los estados de las porciones central y sur del Atlántico, presentan variaciones erráticas de resistencia y compresibilidad, tanto horizontal como verticalmente. Se utilizan mucho pilas colocadas en el lugar (art. 13.3) penetrando hasta la roca. La carga admisible en la roca y la profundidad al material adecuado, se estiman usualmente a partir de corazones, obtenidos en los sondeos. La inspección de las perforaciones ha llevado con frecuencia al ingeniero a exigir perforar a mayor profundidad, esperando encontrar una roca algo mejor. En algunos casos, las pilas se han llevado con gran aumento de costo, a profundidades mayores que las previstas. La dificultad puede disminuirse al mínimo, estableciendo un valor conservador de la presión admisible y no hundiendo las pilas más que a la profundidad establecida, a menos que la inspección demuestre que las condiciones de la roca sean localmente mucho menos favorables que lo esperado. Cuando prevalecen en el subsuelo estas condiciones, las longitudes de los pilotes pueden frecuentemente estimarse con seguridad y las cimentaciones de pilotes pueden resultar adecuadas y económicas.

La meteorización química en condiciones húmedas y calientes puede producir en la roca una estructura saprolítica (art. 6.7). Las cimentaciones en estos materiales, que probablemente tengan el carácter de suelos colapsables, están gobernadas principalmente por las consideraciones estudiadas en el art. 20.2.

Algunas lutitas, cuando quedan al descubierto se desintegran rápidamente por desecación, pulverización o expansión. La excavación final en estos materiales se difiere frecuentemente hasta un periodo inmediatamente anterior al colado. Si aun este tiempo es demasiado largo para evitar que se perjudiquen, la superficie de la roca se trata con un recubrimiento asfáltico o con unos cuantos centímetros de concreto aplicado neumáticamente.

22.5. Excavación en roca

La extracción de la roca de las áreas de los sótanos o del espacio que van a ocupar las cimentaciones, requiere generalmente que primero se fragmente la roca con explosivos, con la correspondiente posibilidad de dañar las propiedades vecinas o las construcciones ya terminadas. El daño puede producirse por dislocación de la roca que debía quedar en el lugar, por vibración o por el impacto de fragmentos.

Donde el espacio lo permite, se extrae la roca hasta una profundidad predeterminada, barrenando, cargando los barrenos y haciendo explorar una o más filas de éstos para fragmentar la roca al frente de una

carga vertical (fig. 22.5*a*), que después se excava. La distancia de la roca entre el frente y la primera línea de barrenos se conoce como el *espesor*. La operación se repite hasta que ha sido excavada toda el área a la profundidad predeterminada. Si la excavación tiene poca profundidad, la operación se hace en una sola tanda de barrenos, las profundas pueden requerir varias.

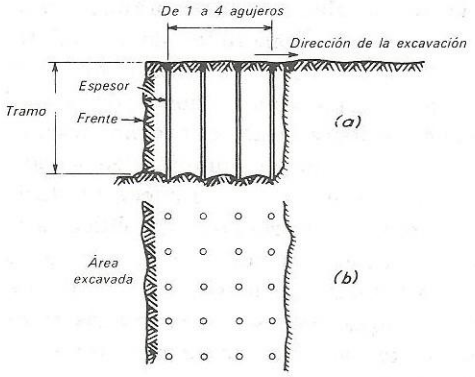


Figura 22.5. Distribución típica de barrenación para eliminar un crestón de roca en la excavación de una cimentación. *a*) Sección transversal. *b*) Planta.

Una buena técnica para el empleo de voladuras en las cimentaciones, consiste usualmente en hacer barrenos angostos de 5 a 10 cm con una separación de 1.20 a 2.40 m (fig. 22:5*b*); en contraste, se acostumbra hacer barrenos de 15 a 20 cm con una separación de 6 m o más, para la exploración de canteras o en los grandes cortes de los caminos. Los barrenos se prolongan aproximadamente 60 cm del nivel propuesto para la tanda, excepto en la final, en la cual deben terminar 30 o 60 cm arriba del desplante, para evitar bronquear (aflojar) la roca de cimentación. Las tandas de barrenos tienen una profundidad de 3.5 a 4.5 m, y rara vez exceden de 6 m. En las voladuras para cimentaciones se usan barrenos relativamente angostos y no muy separados, porque producen una mejor fragmentación de la roca facilitando su extracción con la maquinaria para excavación. También reducen la ruptura a los lados y abajo de los límites de la excavación.

Los barrenos se cargan usualmente con dinamita, empleando una proporción que varía de 300 a 600 gr/m^3 para la roca relativamente débil y la fuerte, respectivamente y la carga se dispara con retrasos de milisegundos. Como alternativa, la carga puede dispararse con primacord con conectores de retraso de milisegundos. Los retrasos disminuyen los movimientos del terreno cerca de la excavación y reducen el daño a las propiedades adyacentes. Los barrenos situados alrededor del perímetro de la excavación se perforan con una separación menor que la de los agujeros interiores, usualmente de 60 cm.

En la actualidad, se dispone de técnicas para controlar las voladuras como la de *perforación en línea,* voladuras amortiguadas, y cortado previo, si es necesario proteger la integridad de la roca en las porciones cercanas a la excavación. En la *perforación en línea* se llega con la excavación hasta una distancia de dos o tres hileras de barrenos del lindero, y el resto se extrae arrancando láminas delgadas usando fulminantes de retraso, disparando una fila cada vez. La separación de los barrenos cargados se disminuye hacia el límite y se les pone menos carga. Los agujeros que quedan exactamente en el perímetro, se dejan con una separación de dos o tres diámetros y no se cargan; las ondas de choque rompen las delgadas costillas de roca que quedan entre los agujeros. En las *voladuras amortiguadas* se llega con la excavación al lindero tan cerca como sea posible, usualmente con la última fila de barrenos con carga. A los agujeros en el perímetro se les da una separación igual a 0.8 de la distancia de la fila de barrenos más cercana y se les pone poca carga bien distribuida verticalmente en cada barreno; entre las cargas los barrenos se llenan de arena. Las cargas de todos los agujeros se disparan simultáneamente. En el *cortado previo,* los agujeros del perímetro se hacen a distancias de 45 a 90 cm, y se cargan y disparan antes que los de las áreas adyacentes de la excavación principal. Por este procedimiento, se provoca una fractura por tensión en los agujeros del perímetro, que disminuye al mínimo, fuera de los límites de

la excavación, los efectos producidos por los explosivos.

El grado de éxito que puedan tener los métodos anteriores para reducir el fracturamiento fuera de los límites de la excavación, depende en gran parte de la calidad de la roca, de su uniformidad, y de la naturaleza y orientación de su sistema de juntas. Las especificaciones de los procedimientos más adecuados requieren un conocimiento detallado de la geología del lugar, así como una gran experiencia.

En algunas localidades, o bajo algunas circunstancias, no se permiten las voladuras. Pueden ser necesarios métodos más costosos en los que haya que utilizar cuñas. Se perforan barrenos a una distancia aproximada de 60 cm entre centros y se producen grietas entre los agujeros por medio de gatos hidráulicos de expansión que se introducen en dos agujeros vecinos, o por medio de cuñas que se introducen en los mismos con un martillo neumático. Algunas veces pueden resultar convenientes las perforadoras neumáticas o rompedoras de roca montadas en retroexcavadoras o en tractores.

La necesidad de apuntalar un frente excavado en roca, depende de su altura y de la naturaleza y orientación de detalles como planos de sedimentación, juntas, zonas de corte, fallas o esquistosidad. Los defectos de estos tipos pueden estar orientados de manera que se formen cuñas, que pueden desarrollarse como unidades hacia dentro de la excavación. Bajo estas circunstancias, puede ser necesario el uso de pernos de anclaje o tendones de cables. La longitud, separación y dirección de los pernos sólo puede determinarse racionalmente, después de conocer los detalles de la estructura de la roca. En algunos casos, deberá limitarse la profundidad de las tandas de barreno para que permitan la instalación de pernos, antes de que la profundidad de la excavación sea demasiado grande para que tenga estabilidad.

PROBLEMAS

1. La cuarcita sin meteorizar, abajo del nivel de la excavación para un edificio de varios pisos, tiene un DCR de 30 en la capa superior de 1.50 m y de 70 en los siguientes 6.10 m. Se aplica una carga de 1360 tons a la roca, a través de un pedestal cuadrado de concreto reforzado. ¿Cuál sería el tamaño del pedestal para restringir el asentamiento a aproximadamente 1.3 cm?

Resp. 1.95 x 1.95 m.

2. Si se quitaran los 1.50 m superiores de roca en la excavación descrita en el Prob. 1, ¿cuál sería el tamaño del pedestal?

Resp. 1.10 x 1.10 m.

3. Una lutita con un DCR de 90 y una resistencia a la compresión simple de 490 tons/m^2, va a soportar una columna con una carga de 900 toneladas transmitidas a la roca, a través de una pila circular encajada unos cuantos metros en la lutita. Qué diámetro se requiere en la pila, si el asentamiento no debe exceder de 1.3 cm?

Resp. 1.50 m.

LECTURAS RECOMENDADAS

En "Rock Mechanics in engineering Practice," editado por Stagg y Zienkiewicz, London, Wiley, 1968, Cap. 1 por D. U. Deere, "Geologic Considerations," págs., 1-20; se realiza un estudio de las condiciones geológicas que influyen en las propiedades de la roca como material de cimentación, incluyendo una reseña del DCR como medida de la calidad de la roca y datos con respecto a su compresibilidad. El folleto original sobre el DCR es el de D. U. Deere (1963), "Technical Description of Rock cores for Engineering Purposes". *Fels mechanic und Ingenieur Geologie, 1,* 1, 16-22.

Los detalles para las voladuras de roca en las excavaciones se tratan extensamente en el *Blaster Handbook,* E. I. du Pont de Nemours and, Co., Inc., Wilmington, Delaware (15th Ed., 1969).

Ejemplos del proyecto de cimentaciones y construcción en roca incluyen:

W. F. Swiger y H. M. Estes (1959), "Ma-

jor Power Station Foundation in Broken Limestone," ASCE J. *Soil Mech., 85* SM5, 77-86. Discusión por R.B. Peck (1960), Vol. 86, SM1; 95-98. Diferentes tipos de cimentación para uidades adyacentes de una planta de energía.

R. E. White (1943), "Heavy Foundations Drilled into Rock," *Civ. Eng. ASCE, 13,* 1, 19-22.

L. R. Squier (1970), "Mat Foundation Spans Rubble Channel," *Civ. Eng. ASCE, 40,* 8, 61-62.

PARTE D

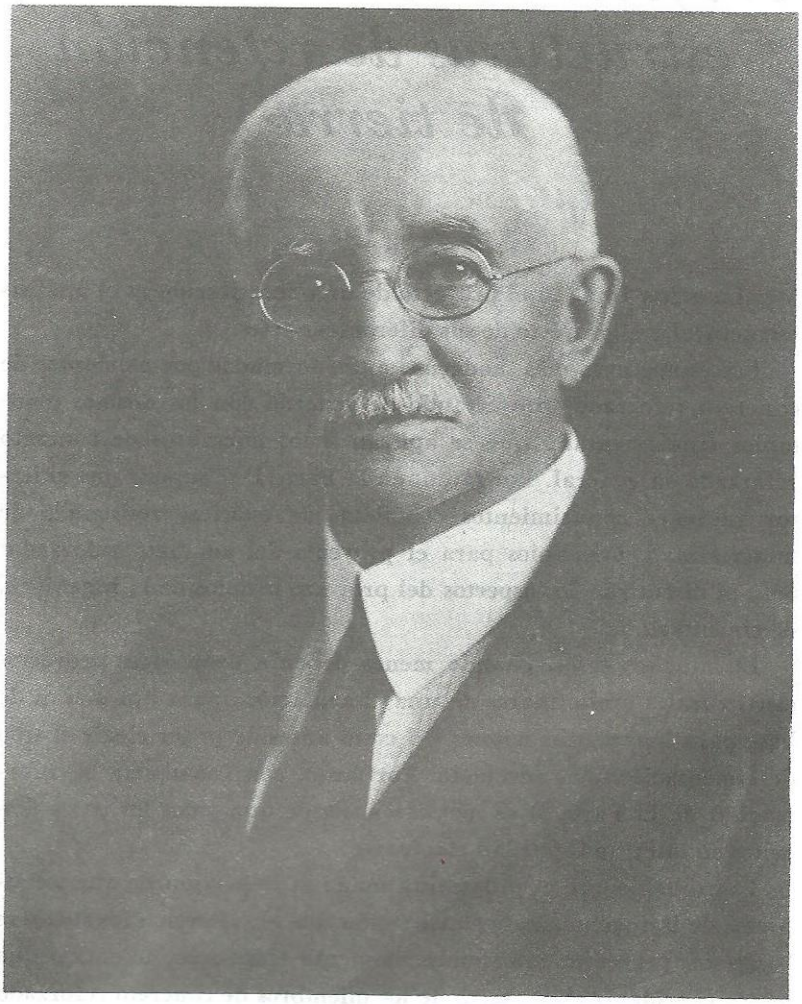
Proyecto de cimentaciones y estructuras de retención de tierra

La etapa final en el proyecto de una cimentación es el análisis estructural y el proyecto de sus diferentes partes.

Las estructuras más modernas están formadas por elementos de concreto reforzado, proyectando de acuerdo con los mismos principios fundamentales que se aplican a los miembros de concreto reforzado en general. Por tanto, en la Parte D se supone que el lector ya posee conocimientos completos de estática, resistencia de materiales, y principios para el proyecto del concreto reforzado. Sólo se discutirán los aspectos del proyecto propios de la ingeniería de cimentaciones.

En muchos casos, cuando menos deberán prepararse proyectos estructurales preliminares de una cimentación, para que sirvan de base para hacer estimaciones del costo antes de poder elegir el tipo de cimentación más adecuado. Por tanto, con frecuencia la información de la Parte D se necesita antes de que todos los pasos descritos en la Parte C puedan efectuarse.

Es probable que el proyectista tenga la impresión de que los aspectos de la ingeniería de cimentación que se refieren a los suelos se basan en procedimientos eminentemente empíricos, mientras que puede considerar el proyecto de los miembros de concreto reforzado con una base teórica más satisfactoria. Sin embargo, el reflexionar en forma más madura sobre el origen de los procedimientos ordinarios para analizar y proyectar miembros de concreto, lleva a la conclusión de que los reglamentos modernos para el proyecto están relativamente poco basados en la teoría y de que se han obtenido en gran parte de los resultados de pruebas hechas en el laboratorio y en el campo. Si no se da la debida atención a esta circunstancia, es probable que el proyectista pierda el sentido de proporción y dé relativamente poca atención a las características de los depósitos de suelo que se encuentren en el lugar de la obra.



Arthur N. Talbot (1857-1942)

Maestro e investigador asociado por más de 50 años a la Universidad de Illinois y colaborador en la formación y perfeccionamiento de su Estación Experimental de Ingeniería. Empezando en 1903 dirigió una investigación completa del concreto reforzado en todas sus formas estructurales. Sus investigaciones sobre zapatas, de 1908 a 1912, proporcionaron la base para los procedimientos de proyecto y representan el único trabajo experimental extenso sobre este tema hasta 1944. (Fotografía cortesía de Mrs. Warren G. Goodell.)

LAMINA 23

CAPITULO 23

Zapatas individuales y zapatas para muros

23.1 Bases para los procedimientos de proyecto

El proyecto de zapatas ordinarias con cargas concéntricas se basa en la suposición de que la presión del suelo contra el fondeo de la zapata está uniformemente distribuida. Hay muchas pruebas indirectas de que ésta es una suposición satisfactoria y generalmente conservadora, aunque existen pocas observaciones en el campo, si es que existen algunas, de la distribución real de las presiones de contacto.

Las reglas para el diseño de zapatas, como las de todos los tipos de miembros de concreto, son principalmente empíricas. Los métodos ordinarios tuvieron su origen en una extensa serie de pruebas hecha por A. N. Talbot, reportadas en 1913. Muchos de los hallazgos de Talbot todavía se aprecian en el reglamento actual del American Concrete Institute. Los cambios principales realizados desde 1913, toman en cuenta el aumento logrado en la resistencia del concreto y del acero de refuerzo. Por ejemplo, investigaciones completas del comportamiento de la zapatas efectuadas por F. E. Richart en la Universidad de Illinois en 1944, demostraron que los esfuerzos de adherencia admisibles, pueden incrementarse en las barras de refuerzo con tipos de corrugaciones más efectivos. Esta determinación y otras observaciones de las pruebas de Richart, condujeron a varias modificaciones del Reglamento de Construcción del ACI en 1951; también se hicieron modificaciones mayores en 1963 y 1971. Desde esa época se lleva a cabo un procedimiento sistemático de actualización.

Los procedimientos para el análisis y proyecto de las estructuras de concreto y de acero evolucionaron durante la década de 1960, desde los basados en el comportamiento elástico (método de los esfuerzos de trabajo) a los basados en el comportamiento plástico (método de la resistencia). En el método de los esfuerzos de trabajo, los esfuerzos se calcularon para las cargas que razonablemente se pueden esperar en la estructura, y estos esfuerzos se comparan con los admisibles determinados aplicando un factor de seguridad a la resistencia máxima. Por otro lado, en el diseño con base en la resistencia, se introduce el margen de seguridad, multiplicando las cargas por *factores de carga,* y las fuerzas, momentos, y fuerzas cortantes inducidas en los miembros por las cargas ya corregidas, se comparan con la resistencia máxima de los miembros. Las resistencias máximas pueden modificarse después por *factores de capacidad,* que dependen de varias consideraciones, como la mano de obra.

La selección de cargas y factores de seguridad aplicables a las cimentaciones se estudiaron en el art. 17.3. Se dan referencias posteriores sobre este tema en otros capítulos de la Parte C. El ingeniero en cimentaciones debe tratar con las características de esfuerzo-deformación y resistencias máximas del suelo y de la roca, cualquiera que sea el método de proyecto. En algunos casos, tendrá que ver con las presiones de seguridad o con las cargas admisibles en los pilotes, bajo las cargas especificadas de trabajo de un reglamento de construcción; otras veces, o quizá aun en la misma obra, puede requerir la determinación de factores de seguridad con relación a las resistencias máximas para las sobrecargas excepcionales.

En la mayor parte de los casos, cuando se emplea el método de la resistencia para el proyecto estructural de zapatas y cabezales de pilotes, primero se determinan las dimensiones de la cimentación, o bien el número y disposición de los pilotes, de acuerdo con los procedimientos descritos en la Parte C, para las cargas de trabajo, sin la aplicación de factores de carga. De allí en adelante, se deben aplicar los factores de carga y calcular y usar en el análisis las presiones en el suelo y las reacciones producidas en los pilotes, obtenidas con las cargas multiplicadas por los factores.

Las hojas de cálculo de la Parte D ilustran los principios básicos del proyecto estructural de ciertos tipos de cimentación. En la mayor parte de las ilustraciones se usa el método de proyecto por resistencia.

23.2 Secciones críticas

El procedimiento para proyectar zapatas, como el que se emplea para otros elementos de concreto reforzado, se fundamenta en la manera en la que éste puede fallar. Los experimentos han demostrado que se pueden presentar diferentes tipos de comportamiento estructural, antes de alcanzar la resistencia máxima en una zapata. En alguna resistencia, menor que la máxima, las deformaciones y grietas de la zapata probablemente sean tan grandes que la zapata quede inservible. A esta etapa se le llama de falla primaria. La naturaleza de la falla primaria es a veces difícil de determinar, debido a la interdependencia entre varios factores.

Si es insuficiente el acero de refuerzo en el lecho inferior de la zapata, la falla primaria toma la forma de una cedencia excesiva de las varillas. Por otra parte, si la longitud de anclaje del refuerzo es inadecuada, la falla primaria puede tomar la forma de deslizamiento de las mismas. En ambos casos, la falla última es usualmente por cortante alrededor del área cargada.

Si la falla primaria de una zapata cuadrada para una columna ocurre como resultado del esfuerzo cortante, una sección cónica del concreto que se extiende hacia afuera y hacia abajo de la columna, se separa del resto de la zapata. Las grietas se forman inicialmente en el lecho inferior de la zapata cuando los esfuerzos en el acero todavía son bajos. Al aumentar el esfuerzo cortante, las grietas se propagan hacia arriba en dirección a los bordes de la columna, y la zapata falla por tensión diagonal, antes de que el promedio del esfuerzo en el acero a tensión llegue al punto de **fluencia.** Si la forma de la zapata es rectangular, y la relación de la longitud al ancho es grande, la grieta puede extenderse a través de todo el espesor de la zapata.

En el desarrollo anterior sobre las formas en que puede fallar una zapata se indica que el proyecto o el análisis de esfuerzos pueden basarse correctamente en el momento y fuerza de corte en ciertas secciones críticas, donde la falla debida a las deformaciones excesivas en flexión o en tensión diagonal pueden iniciarse. La sección crítica para el cortante se localiza comúnmente a una distancia $d/2$ de la cara de la columna, pedestal o muro, como se muestra en la fig. 23.1. Por lo tanto, la longitud de la sección *de* es igual al peralte de la zapata más el ancho de la columna. La fuerza cortante total que se usa para calcular el esfuerzo en una zapata cuadrada es la suma de las fuerzas en el área *cdef* de la fig. 23.1*a*. Si la zapata es rectangular, la fuerza cortante total en *cdefgh* se aplica en la sección crítica *de* (fig. 23.1*b*); el esfuerzo cortante en *d'e'* debe comprobarse también

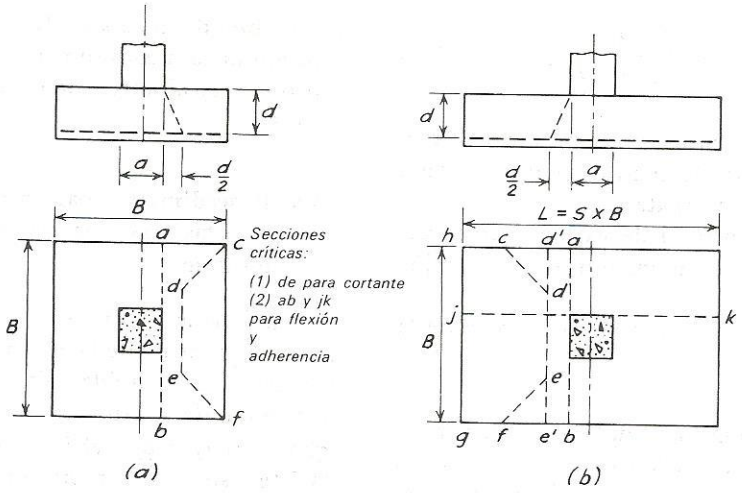


Figura 23.1. Secciones críticas para cortante, flexión y adherencia del refuerzo en *a)* zapatas cuadradas y b) rectangulares.

para la fuerza cortante total generada en *d'e'gh*.

Si la parte de la estructura que descansa en la zapata es de concreto reforzado, la sección crítica por flexión y por longitud de adherencia, se supone ordinariamente que se extiende a través de toda la zapata en la cara de la columna, pedestal, o muro, como se muestra por *ab* y *jk* en la fig. 23.1. Los esfuerzos en el concreto y en el acero se calculan con las fuerzas y momentos que obran en esta sección. Para las zapatas bajo los muros de mampostería, es una técnica común investigar los esfuerzos de flexión en una sección bajo el muro; usualmente, se elige el punto de la cuarta parte. Si la carga en la columna se transmite a la zapata por medio de una placa de apoyo, es razonable, debido a la flexibilidad de la placa, usar una sección a la mitad de la distancia entre el borde de la placa y la cara de la columna.

Los comentarios anteriores con respecto a las secciones críticas han puesto en evidencia, que los esfuerzos calculados en el análisis de una zapata son solamente valores promedios encontrados con los momentos totales y las fuerzas cortantes que obran en secciones de varios metros de longitud. Es imposible predecir, en las condiciones del campo, la variación real de estos esfuerzos a lo largo de cualquier sección de la zapata. Por lo tanto, es una feliz circunstancia que las zapatas, como otras estructuras indeterminadas, tengan una gran capacidad para redistribuir los momentos y las fuerzas cortantes, antes de que ocurra la falla en secciones que puedan haber quedado sobreesforzadas.

23.3. Colocación del refuerzo

En la zapata de un muro, el refuerzo principal se coloca en ángulo recto al muro y su separación debe ser uniforme. Además, es conveniente colocar algún refuerzo longitudinal para ayudar a salvar los lugares blandos que se asocian a la mayor parte de las variaciones en las condiciones del suelo a lo largo de la zapata. Para este objeto es adecuado un porcentaje de acero de 0.2 a 0.3, excepto en casos excepcionales.

En las zapatas cuadradas, el refuerzo se coloca en direcciones paralelas a los bordes. En cada dirección, las varillas se colocan con separación uniforme. De la misma manera, el refuerzo en el lado largo de las zapatas rectangulares se distribuye uniformemente, en todo su ancho. Por otra parte, las pruebas en zapatas rectangulares han demostrado que las varillas en la dirección corta, deben colocarse con menor separación en el centro que a los lados. A menudo, se usa la ecuación siguiente para la distribución del acero:

$$n_b = \left(\frac{2}{S+1}\right) n_t \qquad 23.1$$

en la que n_b = número de varillas colocadas en un ancho central igual a la menor dimensión de la zapata
n_t = número total de varillas que se necesitan para el momento en la sección crítica
S = relación del lado largo al corto de la zapata.

Se debe tener un cuidado especial para asegurarse de que el concreto es bueno en el fondo de las zapatas, especialmente si el fondo de la excavación está abajo del nivel del agua freática. La excavación debe estar seca cuando se cuele el concreto. Además, el refuerzo debe protegerse cuando menos con 7.5 cm de concreto.

23.4 Peraltes de las zapatas

Evidentemente, el proyecto estructural de las zapatas es en su mayor parte cuestión de tanteos. Pueden ser necesarias modificaciones conforme avanza el proyecto. Usualmente, el peralte que se determina por cortante, es adecuado para satisfacer los requisitos de la flexión. Si se supone que el esfuerzo cortante en la sección crítica *de* (fig. 23.1), controla el peralte de una zapata cuadrada, la siguiente ecuación es útil para elegir dicho peralte *d:*

$$\frac{d}{B} = \frac{\sqrt{4C^2+4C+k^2(1+4C+4C^2)}-k(1+2C)}{2(1+C)} \qquad 23.2$$

La constante C se evalúa de la presión neta en el suelo q_n (kg/m²) y el esfuerzo de corte v_c (kg/cm²), para proyectar por resistencia con la expresión $C = q_n/8.29v_c$. En esta expresión, v_c se ha ajustado con el coeficiente de capacidad adecuado. La presión neta del suelo q_n, efectiva para producir esfuerzo cortante y momento en la zapata, es la carga de la columna multiplicada por el correspondiente factor de carga y dividida por el área de la zapata. El valor de k es la relación de la menor dimensión de columna o pedestal a, al ancho de la zapata B; así $k = a/B$.

23.5. Procedimiento para proyectar y para usar las curvas para obtener el peralte mínimo

Las curvas de la fig. 23.2, se han obtenido por medio de la ec. 23.2, para dar al proyectista una rápida indicación del peralte mínimo de la zapata. Si se usa un peralte igual o mayor que el indicado por la fig. 23.2, el esfuerzo cortante correspondiente a la carga de la columna multiplicada por el factor de carga, no excederá del valor máximo. Aunque las curvas se han construido para zapatas cuadradas, pueden utilizarse igualmente bien para zapatas rectangulares. Usando un valor ajustado de B, siempre que la zapata funcione como losa reforzada en dos direcciones. La ecuación para hacer este ajuste es:

$$B' = B\sqrt{2S-1} \qquad 23.3$$

en la que B' es el ancho ajustado de la zapata, que reemplaza a B en las relaciones a/B y d/B y S es la relación L/B.

El procedimiento completo de proyecto excluyendo el de la unión de la columna y la zapata, puede resumirse como sigue:

1. Determínese el área de la zapata de acuerdo con los métodos dados en la Parte C.
2. Aplíquense los factores de carga a las cargas de las columnas y calcúlense las relaciones necesarias para entrar en la fig. 23.2.
3. Elíjase un peralte de prueba de la fig. 23.2, y revísese el esfuerzo cortante. En zapatas rectangulares, debe también revisarse el esfuerzo cortante correspondiente al efecto en un solo sentido a través de la zapata.
4. Elíjase un brazo de momento para el par tensión compresión y calcúlense los valores de la fuerza total de tensión T y de la fuerza total de compresión C, debidas al momento.

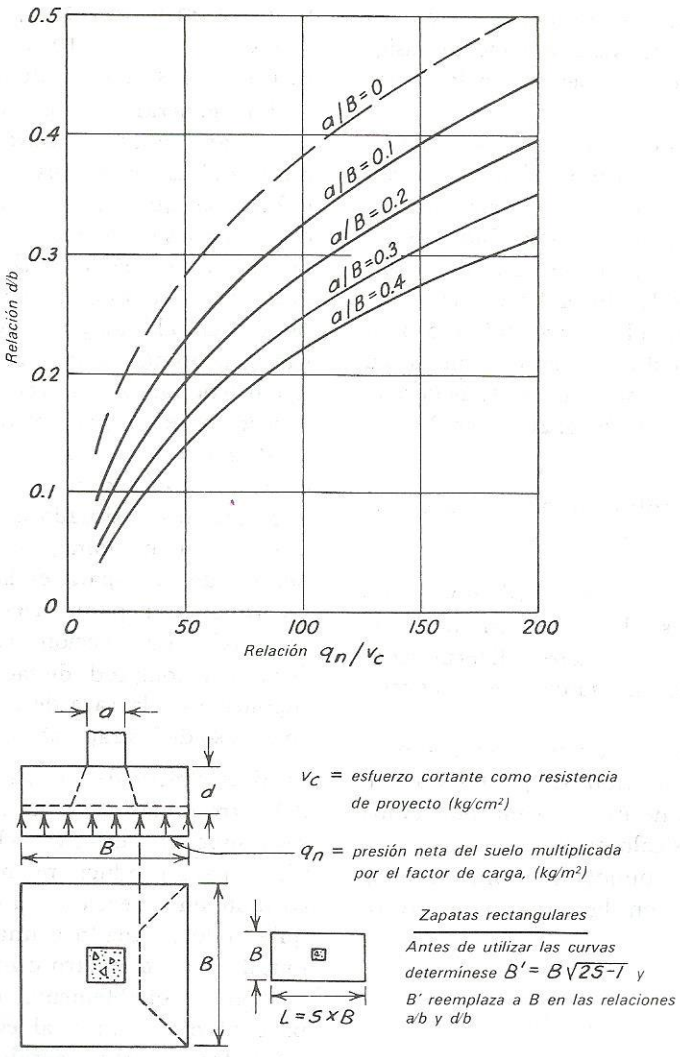


Figura 23.2 Curvas para elegir el peralte de una zapata basándose en el esfuerzo de cortante, siempre que la zapata funcione como losa reforzada en dos sentidos.

5. Elíjase el refuerzo, basándose en el valor de T que haya resultado del tanteo anterior. La cantidad de refuerzo está regida a menudo por los valores mínimos especificados en los reglamentos para la flexión y para esfuerzos de contracción.
6. Revísese el bloque de esfuerzo de compresión y repítanse los pasos 4 y 5 si se considera que es necesaria más precisión.
7. Revísese la longitud de adherencia del refuerzo.

PROYECTO ILUSTRATIVO 23-1. ZAPATAS PARA COLUMNAS Y MUROS

Las dos zapatas proyectadas en el problema 23-1, ilustran la aplicación de los estudios anteriores sobre secciones críticas, colocación del refuerzo y procedimiento de proyecto. Las dimensiones de ambas zapatas se determinaron en el problema 18-1. Los cálculos indican que los peraltes supuestos para las zapatas estaban sobrados en varios centímetros. Sin embargo, no se

justificaría hacer modificaciones en el problema 18-1, en vista del efecto insignificante que tiene el peralte en las áreas necesarias.

Los cálculos de proyecto y los esfuerzos admisibles usados en estos ejemplos, están de acuerdo, en su mayor parte, con los métodos de resistencia recomendados por el Reglamento de Construcción del ACI adoptado en 1971. Sin embargo, existe la diferencia de que el refuerzo mínimo para flexión se ha fijado conservadoramente en 0.5 por ciento, aunque la resistencia a la fluencia del acero sea de 4220 kg/cm^2.

23.6 Zapatas de columnas aisladas sobre pilotes

En el capítulo 12, se describieron varios tipos de pilotes. La selección del tipo adecuado para condiciones determinadas del suelo se trató ampliamente en las partes B y C.

Las zapatas de concreto reforzado se usan con todos los tipos de pilotes y sirven como cabezales de éstos, al mismo tiempo que soportan las columnas.

Los pilotes penetran comúnmente 7.5 o 10 cm en la zapata, como se muestra en la fig. 23.3, y deberá haber 7.5 cm de concreto entre el refuerzo interior y las cabezas de los pilotes.

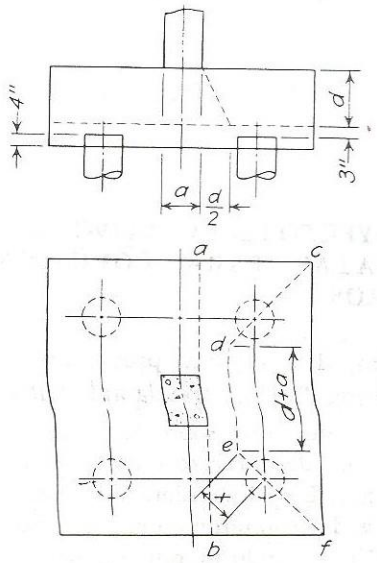


Figura 23.3. Zapata de concreto sobre pilotes, mostrando la sección crítica para proyecto.

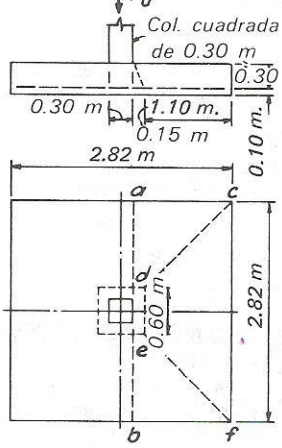
En general, el procedimiento para proyectar zapatas apoyadas en pilotes duplica al usado en zapatas sobre suelo. Las diferencias que pudieran existir serían las debidas a las reacciones concentradas de los pilotes en vez de la presión casi uniforme del suelo. Aunque la localización de los pilotes en el campo, posiblemente varíe varios centímetros con respecto a su posición teórica, es una técnica común tomar la sección crítica para cortante en la misma localización que para las zapatas apoyadas en suelos. Como se muestra en la fig. 23.3, una sección *de*, situada a una distancia de la cara de la columna, igual a la mitad del peralte de la zapata es la que ordinariamente se usa para investigar la tensión diagonal. La sección crítica *ab* para flexión y longitud de adherencia, puede suponerse en la cara de la columna, como en el caso de las zapatas apoyadas en suelos.

Si el centro de un pilote queda medio diámetro o más, fuera de la sección crítica, debe suponerse efectiva toda la reacción del pilote para producir momento o esfuerzo cortante en la sección. La reacción de cualquier pilote situado a una distancia de la mitad de un diámetro o más, dentro de la sección, probablemente contribuye muy poco al momento o al esfuerzo cortante; por lo tanto, puede considerarse como cero. Para las posiciones intermedias, comúnmente se usa una interpolación lineal para estimar la porción de la reacción del pilote que debe tomarse en cuenta para el análisis y para el proyecto. Observando la fig. 23.3, se ve que el esfuerzo cortante y el momento en *ab* serán producidos por dos reacciones de pilote completas, mientras que el cortante en *de* será la reacción de un pilote (dos medias reacciones), siempre que los centros de los pilotes estén a una distancia mayor de la mitad de un diámetro de los puntos *d* y *e*. Por ejemplo, si la distancia *x* es solamente un cuarto del diámetro del pilote, se supone que tres cuartos de la reacción contribuyen al cortante en la sección *de*.

Probl. 23-1
Zapata para Edificio
H 1 de 2

Proyecto de Zapata. Estructural.
Interior: (Véase problema 18-1 Hojas 1 y 2)

$P_u = 111.35\ T \begin{cases} 1.4(38.01) \\ 1.7(34.20) \end{cases}$ (Factores de carga = 1.4CM + 1.7CV)



Factores de capacidad, $\phi = 0.90$ (a la flexión) = 0.85 (al corte)

$f'_c = 281.3\ kg/cm^2$
$\times 0.85 = 239.1\ kg/cm^2$ (bloque de esfuerzos)

$v_c = 1.06\sqrt{281.3} = 17.8\ kg/cm^2$ (en dos sentidos)
$\times 0.85 = 15.1\ kg/cm^2$

$f_y = 4{,}219\ kg/cm^2$, $\rho_{mín} = \frac{14.06}{4219} = 0.0033$

Usese $\rho_{mín} = 0.005$
$\rho_{máx} = 0.075 \times 0.0285 = 0.0214$

$l_d = \frac{0.0594 A_b (4219)}{\sqrt{281.3}} = 14.96 A_b$ (varillas en el lecho inferior)

Presión neta en el suelo, afectada por un coeficiente

$q_n = 111.36\ Tons \div 2.82^2 = 13.92\ T/m^2$

Usese la Fig. 23.2: $a/B = 305/2.82 = 0.11$; $q_n / v_c = \frac{13.92}{151} = 0.092$

d Min. $= 0.105 \times 2.82 = 0.296$ m Usese de $= 30$ cm $t = 30 + 10 = 40$ cm

Revisión de la fuerza cortante en de: $V_u\ 14.01 \left(\frac{2.82 + 0.60}{2} 1.10\right) = 26.35$ tons

$v_u = \frac{26350}{0.85 \times 61 \times 305} = 16.66\ k/cm^2 < 17.8\ kg/cm^2$

Acero necesario en ab $M_u = 14.01(2.82)\frac{(1.26)^2}{2} = 31.35\ T/m = 3135\ T\,cm$

Usese brazo $= \pm 27.94$ cm $T = 3135/27.94 = 112.2\ T$
$(d = \pm 5\ cm)$ $\div (.90)(4.22) = 29.54\ cm^2$

$\rho_{mín} = 0.005(282 \times 30.5) = 43.00\ cm^2 = A_s > 29.41$

Usense 11 var. No. 7 a 26.7 cm c - c. en ambas direcciones, $A_s = 42.6\ cm^2$, lo que es un valor admisible.

Véase la hoja 2 para comprobar el bloque de esfuerzos a compresión y la longitud de anclaje

PROYECTO ILUSTRATIVO 23.2.
ZAPATA PARA COLUMNA APOYADA EN PILOTES

La selección de la carga admisible por pilote de 27.2 toneladas, que arbitrariamente se usó en el problema 23-2, se estudió en el cap. 12 y en la Parte C. Se ha elegido una sección a la mitad de la distancia entre la cara de la columna de acero y el borde de la placa de la base, como crítica para la tensión y adherencia del refuerzo. La sección determinada de esta manera está aproximadamente a 25 cm de la línea central de la columna. La sección crítica para cortante está localizada a una distancia de la línea central de 25 cm, más la mitad del peralte de la zapata.

Probl. 23-1
Zapata para edificio
Hoja 2 de 2

Proyecto estructural de la zapata

Interior: Continuación de la hoja 1

Comprobación del bloque de compresión en ab:

$C = T = 112\ T$

$\div\ 0.239 = 469\ cm^2$

$\div\ 282\ cm. = 1.66\ cm < 5.0\ cm$, valor admisible.

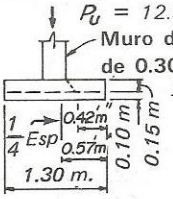
$Brazo = 30.5 - \frac{1.66}{2} = 29.67 > 27.9$ pero como controla ρ mín la A_s, no es posible reducir A_s.

Comprobación de la longitud de anclaje:

$\ell_d = 14.96\ A_b = 14.96(3.87) = 57.9\ cm < 1.22\ m.$

Muro: (Véase problema 18.1 Hojas 1 y 2)

$P_u = 12.95\ TOm = 1.4 \times 5.65 + 1.7 \times 2.98$



Presión neta en el suelo afectada por el coeficiente =

$q_n = \frac{12.95}{1.30} = 9.96\ T/m^2$

Peralte necesario por fuerza cortante

$V_u = 9.96(0.42) = 4.18\ T/m$ de muro

$v_u = 0.53\ 281.3(0.85) = 7.56\ kg/cm^2\ d = \frac{4180}{(7.56)\ (100)} = 5.53\ cm$

Usese una d mín. = 15 cm; $t = 15 + 10 = 25\ cm$

Acero necesario a 1/4 del espesor del muro

$M_u = 9.96\ \frac{(0.57)^2}{2} = 1.618\ T/m$

Tómese un brazo de 12.7 cm, $T = \frac{161800}{12.7} = 12{,}740\ kg$

$\div (27.22 \times 0.9) = 0.520\ cm^2/m$

$\rho_{min} = 0.005 \times 30.5 \times 12.7 = 1.94\ cm^2/m = A_s$

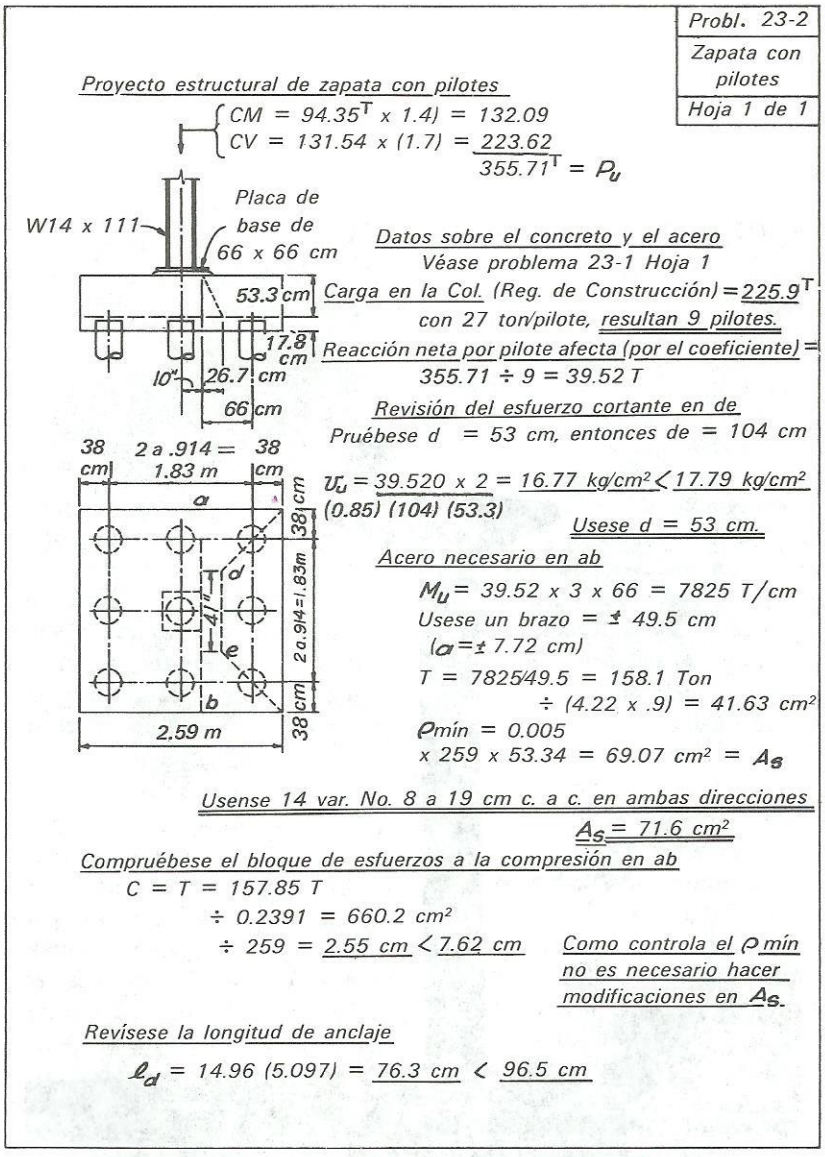
Usense varillas No. 5 a 30.5 cm c. a c; $A_s = 1.99\ cm^2$

Acero longitudinal

tómese como $0.0025 \times 130 \times 15 = 4.88\ cm^2$

Usense 4 varillas No. 4 a 41 cm c. a. c. aproximadamente $A_s = 5.16\ cm^2$

Los esfuerzos a la compresión a simple vista están bien, lo mismo que el anclaje.



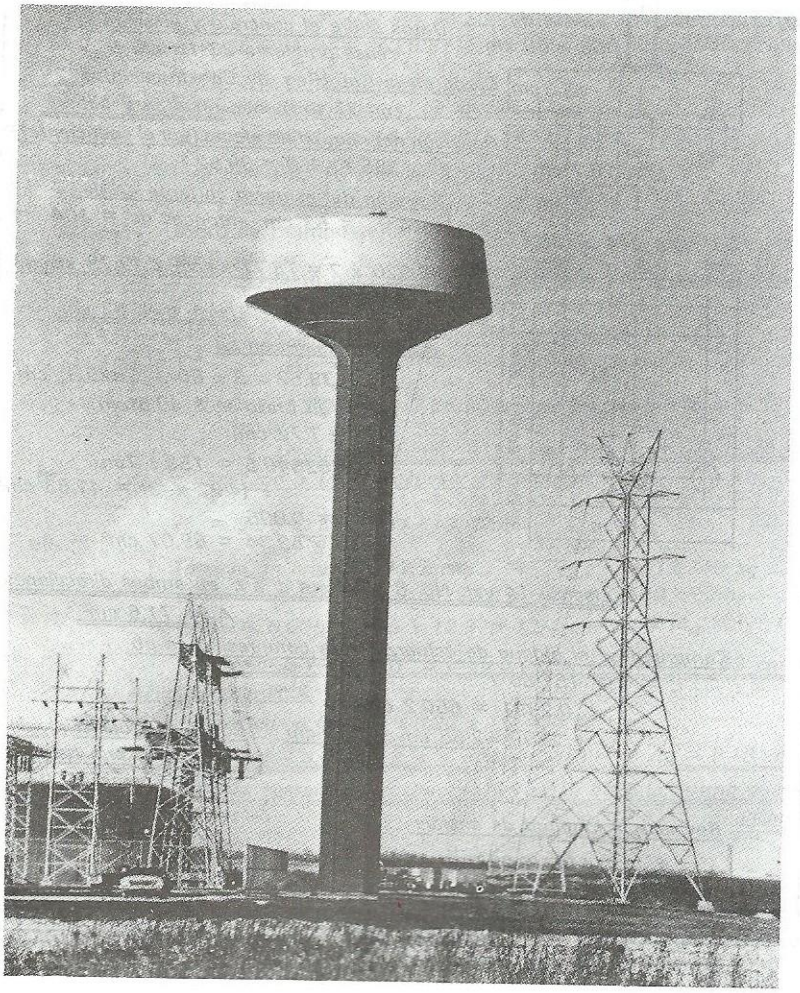
LECTURAS RECOMENDADAS

La teoría del concreto reforzado, que no se trata en este capítulo, se describe en muchos textos. Entre ellos se pueden citar:

P. M. Ferguson (1973), "Reinforced Concrete Fundamentals." New York, Wiley, 3a. Edición, 750 págs.

G. Winter and A. H. Nilson (1973), "Design of Concrete Structures." New York, McGraw-Hill, 8a. Edición, 615 págs.

El Reglamento de Construcción del American Concre Institute se ha adoptado incorporándc en la mayor parte de los reglamentos en los Estados Unidos y se mantiene actualizado con frecuentes modificaciones.



Cimentaciones Sujetas a Momento

Tanque de agua elevado, Hennepin, Illinois. Esta estructura que tiene una capacidad de 1,135,500 m^3, es un buen ejemplo de muchas estructuras semejantes sujetas a un gran momento de vuelco debido al viento. Las torres de las líneas de transmisión que aparecen en la fotografía están tambíen sujetas a las cargas del viento y si una línea se revienta a grandes fuerzas longitudinales desequilibradas. Ambos grupos de fuerzas producen momento en la cimentación; debe proporcionarse suficiente resistencia a dicha cimentación para evitar que las zapatas emerjan a causa del momento. (Fotografía cortesía de la Chicago Bridge and Iron Co.)

LAMINA 24

CAPITULO 24

Zapatas sujetas a momento

24.1 Introducción

El capítulo 23 trata de las zapatas que soportan columnas centradas, que producen presiones uniformes en el suelo o reacciones uniformes en los pilotes. Sin embargo, muchas cimentaciones deben resistir no solamente cargas verticales sino también momento con relación a uno o ambos ejes. El momento M puede darse en la base de una columna centrada (fig. 24.1*a*). donde se transmite a la zapata, o puede producirse por una carga vertical p situada excéntricamente a una distancia e del centroide de la base de la zapata (fig. 24.1*b*). Si las zapatas en a y b tienen las mismas dimensiones en planta, las reacciones del suelo son idénticas, siempre que $M = P \times e$. Se dice entonces, que la zapata b es equivalente a la a. La sustitución de una carga excéntrica por el momento real y la carga de la columna algunas veces, simplifica los cálculos.

Otras cimentaciones comunes que deben resistir momento son las de los muros de contención, los estribos y las pilas de los puentes. El momento en un muro de contención se debe principalmente a la presión activa de la tierra, mientras que los momentos de las cimentaciones para las pilas de los puentes, son producidos principalmente por el viento y la tracción de los vehículos en la superestructura. Las cimentaciones para estas estructuras se estudian más detalladamente en el art. 24.6 y en el cap. 26

En el estudio de las zapatas con carga concéntrica (cap. 23), se dio especial atención a la elección de las secciones críticas para investigar los momentos y las fuerzas cortantes; el cálculo de los momentos y de las fuerzas cortantes en sí, no presentó dificultad, porque se consideraron uniformes la reacción del suelo o la carga por pilote. En contraste, el problema principal en el proyecto de zapatas con carga excéntrica, es la determinación de la presión en el suelo o la carga por pilote, ya que estas cantidades ya no son uniformes. Una vez que se han determinado, la selección de las secciones críticas y los cálculos de los esfuerzos debidos al momento y a la fuerza cortante, se hacen en la misma forma que para las zapatas con carga concéntrica. Por lo tanto, el cap. 24 se refiere principalmente al cálculo de la presión en el suelo o al de la carga por pilote.

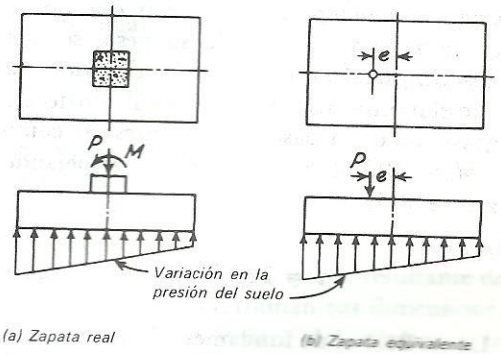


Figura 24.1. Zapata sujeta a momento.

En todos los cálculos de este capítulo son fundamentales las leyes de la estática. Cualquiera que sea el método de análisis, la distribución de la presión vertical del suelo en la base de una zapata, debe satisfacer los requerimientos de la estática, según los que: (1) la reacción total del suelo debe ser igual a la suma de las cargas que actúan en la base, y (2) el momento de la carga vertical resultante con relación a cualquier punto, debe ser igual al momento de la reacción total del suelo con relación al mismo punto. Además, una reacción horizontal adecuada, usualmente proporcionada por la fuerza de corte a lo largo de la base, debe estar disponible para oponerse a la carga horizontal resultante.

Ordinariamente, se supone que las zapatas funcionan como estructuras rígidas. Esta premisa lleva a la conclusión de que el asentamiento vertical del suelo que está debajo de la base, debe tener una distribución uniforme en un plano, porque una cimentación rígida permanece plana cuando sufre un asentamiento. La distribución uniforme de la presión del suelo en un plano, se deduce de una segunda suposición, según la que la relación de la presión al asentamiento es constante. Ninguna de estas suposiciones es estrictamente válida, pero cada una de ellas se considera generalmente suficientemente precisa para los problemas de proyecto ordinarios.

24.2. Resultante dentro del tercio medio

En la fig. 24.2, se muestra una zapata sujeta a momento. Las fuerzas que obran en la zapata, incluyendo su peso, se han descompuesto en ΣV y ΣH. Es evidente que el momento ΣM respecto al centro de gravedad de la base puede expresarse como $\Sigma M = \Sigma H \times h = \Sigma V \times e$. Despejando a e, se obtiene:

$$e = \Sigma M / \Sigma V \qquad 24.1$$

La ec. 24.1 es de fundamental importancia, porque determina la posición de la resultante de todas las fuerzas que obran arriba (o abajo) de la base de una zapata, sin tomar en cuenta lo complicado que puedan

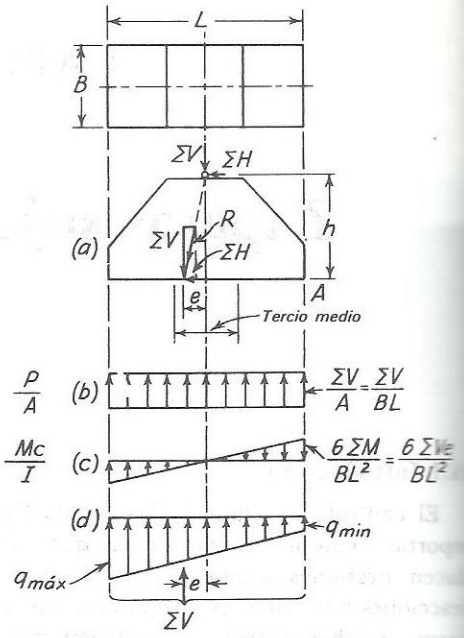


Figura 24.2. Fuerzas en la base de una zapata. Resultante dentro del tercio medio.

ser las condiciones de carga. En algunos problemas, como en el proyecto de muros de contención, puede ser más conveniente elegir un centro de momentos que no sea el centro de la base; sin embargo, la ec. 24.1 sigue siendo aplicable. Por ejemplo, si se toma como centro de momentos el punto A en la fig. 24.2, el valor de ΣM debe incluir $\Sigma V \times L/2$. Cuando este momento total se divide por ΣV, se encuentra que la posición de la resultante se mantiene a una distancia $L/2 + e$ de A.

Si la carga vertical ΣV actúa sola, la presión del suelo es uniforme, como se muestra en la fig. 24.2*b*. La fuerza horizontal ΣH, si obra sola, produce una fuerza cortante que debe resistir el suelo que está en la base y un momento que corresponde a la distribución de la presión mostrada en *c*. La presión máxima producida por el momento se obtiene dividiendo éste por el módulo de sección del área de la base. El efecto combinado de ΣV y ΣM corresponde a la distribución de la presión en el suelo mostrada en *d*. Sumando, en cada borde del pedestal, las presiones en *b* y *c*, se tiene

$$q_{máx} = \frac{\Sigma V}{BL} + \frac{6\Sigma Ve}{BL^2} = \frac{\Sigma V}{BL}\left(1 + \frac{6e}{L}\right) \qquad 24.2$$

y

$$q_{mín} = \frac{\Sigma V}{BL} - \frac{6\Sigma Ve}{BL^2} = \frac{\Sigma V}{BL}\left(1 - \frac{6e}{L}\right) \qquad 24.3$$

Las ecs. 24.2 y 24.3 frecuentemente se expresan así:

$$q = \frac{\Sigma V}{BL}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) \qquad 24.4$$

La ec. 24.4 no es más que una forma especial de la fórmula básica para el esfuerzo en una sección sujeta a una carga directa P y un momento M. La fórmula se expresa comúnmente en resistencia de materiales en la forma,

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I}$$

24.3. Resultante fuera del tercio medio

Si se aumenta ΣH (fig. 24.2), el momento en la base de la zapata aumenta, lo mismo que las presiones en el suelo indicadas en c. Cuando las presiones extremas en c se hacen iguales numéricamente a las de b, $q_{mín}$ se hace cero. Para esta condición:

$$\frac{\Sigma V}{BL} = \frac{6\Sigma Ve}{BL^2}$$

Despejando e, se encuentra $e = L/6$, lo que indica que la resultante debe caer dentro del tercio medio de la base, para que exista compresión en toda ella. Esta condición generalmente se considera conveniente.

La fig. 24.3 muestra la distribución de la presión en el suelo debajo de la zapata cuando la resultante está fuera del tercio medio de la base. De acuerdo con las leyes de la estática, la fuerza total hacia arriba debe ser igual y colineal con ΣV. Estas dos condiciones pueden expresarse por:

$$\Sigma V = \frac{q_{máx}\, Bx}{2} \qquad 24.5$$

y

$$x/3 = (L/2) - e \qquad 24.6$$

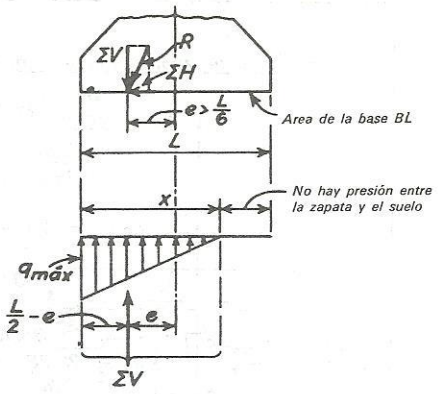


Figura 24.3. Fuerzas en la base de una zapata. Resultante fuera del tercio medio.

De estas expresiones puede calcularse la presión máxima en el suelo $q_{máx}$.

Estudiando la ec. 24.5, se advierte que la presión máxima en el suelo es simplemente el doble de la presión media producida por ΣV obrando en el área Bx. El mismo resultado puede obtenerse de la ec. 24.2, si se reemplaza la dimensión L por la distancia x, y, como e debe medirse a partir del centro de gravedad del área bajo compresión, si se reemplaza e por $x/6$. Con estas sustituciones, la ec. 24.2 se vuelve idéntica a la ec. 24.5.

Las secciones anteriores de este capítulo que se refieren a la posición de la resultante de la carga vertical ΣV con respecto al tercio medio de la base, corresponden solamente a las zapatas rectangulares sujetas a momento con relación a un eje. Usualmente, el lugar geométrico de los puntos más excéntricos de aplicación de ΣV que corresponden a la compresión sobre toda la base se conoce como *núcleo*. En una base circular, el núcleo está en el punto que marca la cuarta parte, en vez de la tercera, del diámetro.

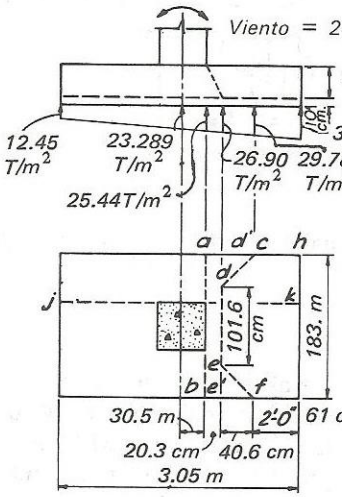
Las dimensiones dadas a la mayor parte de las zapatas son tales, que la resultante de las cargas que determinan sus dimensiones en planta, caen dentro del núcleo, y la reacción del suelo en todas partes es de compresión. Sin embargo, el punto de aplicación de las cargas, multiplicadas por los factores de carga, en las cuales se basa el

Probl. 24-1
Zapata con momento
Hoja 1 de 3

Proyecto de zapata sujeta a momento

↓ CM = 46.26 } 86.18^T x 1.4 = 64.76 } 132.62
↓ CV = 39.92 } x 1.7 = 67.86 }
↓ Viento = 23.59 / 109.77 x 1.7 = 40.10 / 172.72^T
x 0.75 = 129.54^T

Viento = 24.06 T-m x 1.7 = 40.90 T-m
x 0.75 = 30.675 T-m



Revísese 1.83 X 3.05 m bajo las cargas de servicio (sin viento)

q_a = permítanse 15.87 T/m²

q_n = 86.18^T

÷ 5.57 = 15.47 T/m² < 15.86 T/m²

Presión neta en el suelo afectada por el coeficiente 3.05, $e = \frac{30.68}{129.54} = 0.2368 < \frac{1.83}{3.05}$ por tanto, la resultante está en el tercio medio

$q_n = \frac{129.54}{5.57}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.2368}{3.05}\right) = 34.07$ t/m² máx.

= 12.44 T/m² mín

Datos para el concreto y el acero (Proyecto por resistencia)

Factores de reducción de capacidad: ϕ = 0.90(flexión); 0.85 (corte)

f'_c = 280 kg/cm²

x 0.85 = 239.09 kg/cm² (para el bloque de esfuerzos)

$v_c = 1.06\sqrt{280}$ = 17.78 kg/cm² (para dos direcciones x 0.85 = 15.11 kg/cm²)

$v_c = 0.53\sqrt{280}$ = 8.89 kg/cm² (para una dirección)

f_y = 4219.2 kg/cm² Usese ρmín = 0.005 ρmáx = 0.0214

ρcontracción = 0.0018

$\ell_d = \frac{(0.0594)\,A_b\,(4{,}219.2)}{\sqrt{280}} = 14.95\,A_b$ (varillas en el lecho inferior)

Véanse en las hojas 2 y 3 las comprobaciones de la resistencia

proyecto estructural, puede quedar fuera del núcelo central, y la zapata debe proyectarse estructuralmente para la distribución de presión correspondiente a la mostrada en la fig. 24.3. Lo más probable es que esta situación ocurra en el proyecto de la losa de la base de un muro de contención en voladizo; esto se discute, en combinación con una simplificación conservadora en los cálculos, en el cap. 26, en conexión con el problema 26-1.

PROYECTO ILUSTRATIVO 24-1. ZAPATA SUJETA A MOMENTO

Los cálculos en este problema representan el procedimiento común para el proyecto de zapatas rectangulares sujetas a momento con respecto a un eje. Primero se dan a la zapata las dimensiones, de manera que la presión admisible en el suelo no se exceda bajo las cargas de trabajo. Luego, se aplican factores a las cargas y al momento

Probl. 24-1
Zapata con momento
Hoja 2 de 3

Proyecto de zapata sujeta a momento

Pruébese $d = 40.6$ cm $t = 40.6 + 10.2 = 50.8$ cm

Revísese el esfuerzo cortante en de en las dos direcciones

q_n promedio en cdef $= 28.61\ T/m^2$
$\times 0.578\ m^2 = 16.53\ T$

q_n promedio en cfgh $+ 31.98\ T/m^2$
$\times 1.11\ m^2 + 35.50\ T$
$52.03\ T = V_u$

$$v_u = \frac{52{,}030}{0.85(101.6)(40.64)} = 14.82\ kg/cm^2 < 17.79\ kg/cm^2$$

Revísese el esfuerzo cortante en una dirección en de

Promedio de q_n en d'e'gh $= \frac{26.9 + 34.13}{2} = 30.51\ T/m^2$
$\times 1.86\ m^2 = 56.75\ T = V_u$

$$v_u = \frac{56{,}750}{0.85(1.83)(40.6)} = 8.99\ kg/cm^2 \approx 8.93,\ \text{está bien}$$

Usese $d = 40.6$ cm

Acero necesario en ab:

Por comodidad, úsense variaciones triangulares de q_n.

$\frac{34.13}{2}(1.22 \times 1.83) = 38.09\ T$
$\times \frac{2}{3}(1.22) = 30.95\ T/m$

$\frac{25.44}{2}(1.22 \times 1.83) = 28.40\ T$
$\frac{1}{3}(1.22) = \frac{11.54\ T/m}{42.49\ T/m} = M_u$

Usese brazo $= \pm 36.8$ cm; $T = 4249$ T-cm
$(d = \pm 7.62$ cm$)$ $\div (4.22 \times 0.9) = 30.40 cm^2$

$$\rho = \frac{30.40}{183 \times 40.6}\quad 0.0041 < 0.005$$

A_s Mín. $= 0.005(183)(40.6) = 37.14\ cm^2$

Usense 13 var. No. 6 a 14 cm c. a c., del lado largo, $A_s = 36.9\ cm^2$. Está bien.

de vuelco, y se calculan las presiones correspondientes, corregidas por los coeficientes. Como las cargas que obran en la zapata incluyen también las producidad por el viento, y como la probabilidad de que se apliquen simultáneamente todas ellas es pequeña, solamente se usan para el proyecto estructural de la zapata el 75 por ciento de las cargas corregidas por los factores de carga y el momento externo. Las secciones críticas se eligen de acuerdo con las reglas dadas en el cap. 23. La fuerza cortante y el momento en las secciones críticas se calculan de acuerdo con la distribución no uniforme de la presión en la base. Esta es la principal diferencia entre los cálculos ilustrados en el problema 24-1 y los hechos en problema 23-1.

Si el proyectista supone que la zapata va a funcionar como losa en los dos sentidos y desea usar la fig. 23.2 para determinar su peralte, q_n debe tomarse como la presión media en el área que contribuye al cortante en la sección *de*. Los cálculos del problema

Probl. 24-1
Zapata con momento
Hoja 3 de 3

Proyecto de zapata sujeta a momento

Acero necesario en jk:

Usese el promedio de q_n *del centro a k en toda el área*

$\frac{23.29 + 34.13}{2}$ (2), $(0.61 \times 3.05) = 53.41$ T

$\times 0.3048 = 16.28$ T-m $= 1628$ T-cm $= M_u$

$T = 1628 \div 36.83 = 44.20$ T

$\div (4.22 \times 0.9) = 11.6$ cm²

A_s *mín* $= \rho$ *contracción* $= 0.0018(304.8)(40.64) = 22.30$ cm²

Nota: $22.30 \text{ cm}^2 > 1.33 < 11.6$, *por tanto* ρ *contracción está bien también para flexión.*

Usense 8 varillas No. 6, aproximadamente a 41.9 cm c. a c., en el lado corto, A_s

Revísese el bloque de esfuerzos a la compresión en ab:

$C = T = 115.2$ T *(véase hoja 2)*

$\div 0.239 = 481.9$ cm²

$\div 183 = 2.63$ cm < 7.62 cm

Brazo $= 40.64 - 2.63 = 38.01 > 36.83$cm *pero* A_s *es mínima, por tanto, está bien.*

Revísese la longitud del anclaje

$\ell_d = 14.96\, A_b = 14.96(2.839) = 42.5$ cm $< \pm = 55.9$ cm *lado corto*

$< \pm$ *m lado largo*

24-1 (Hoja 1) indican que la presión media en el área *cdefgh,* después de aplicar los factores de carga es aproximadamente 31.2 tons/m², de donde $q_n/v_c = 29.8$. Como la zapata es rectangular, S = 3.05/1.83 = 1.67, $B' = 1.83\sqrt{2(1.67) - 1} = 2.79$ m, y a/B' 0.219. Por medio de estos valores y de la fig. 23.2, se determina el valor adecuado de d/B' que es 0.135. Por lo tanto, para refuerzo en dos sentidos, el peralte de la zapata no debe ser menor que 38 cm. Por otra parte, cuando la zapata comprueba que es necesario para el funcionamiento en un solo sentido, se advierte un peralte de 40.6 cm.

La magnitud del refuerzo en el lado largo de la zapata está regida por la flexión en la cara de la columna; por otra parte, el acero necesario en la dirección del lado corto, está determinado por los esfuerzos de contracción, para los cuales el porcentaje mínimo es 0.18 para varillas con punto de fluencia de 4,219 kg/cm². El acero calcu-

lado de esta manera, es más de una tercera parte más abundante que el requerido por flexión. Por lo tanto, la cantidad de acero para contracción se considera que satisface el requisito por flexión en el lado corto, aunque el área de acero sea menor que $\rho = 0.5$ por ciento. Estas limitaciones mínimas para la contracción y flexión corresponden al Reglamento del ACI de 1971.

La necesidad de concentrar el acero en la porción central de la zapata, como lo acusa la ec. 23.1 para zapatas con carga concéntrica, es contrarrestada parcialmente por la determinación del refuerzo necesario en la dirección corta, tomando como base una presión cerca de los bordes más alta que la promedio. En consecuencia, el refuerzo en la dirección corta se distribuye uniformemente.

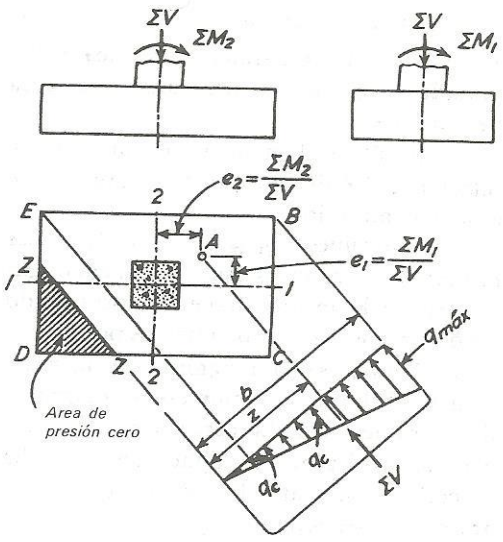


Figura 24.4. Zapata sujeta a momentos con relación a ambos ejes con presión nula en parte de la base.

24.4. Momento con relación a ambos ejes

En el artículo 24.2, se demostró que las presiones del suelo debajo de las zapatas pueden estimarse utilizando de la fórmula común para el esfuerzo:

$$\frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{\Sigma Mc}{I}$$

siempre que el momento obre con relación a un solo eje, y que toda el área de la base esté en compresión. Cuando hay momentos en relación a ambos ejes, las presiones pueden calcularse utilizando la ec. 24.7, siempre que toda el área de la base esté en compresión.

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{\Sigma M_2 c_1}{I_1} \pm \frac{\Sigma M_2 c_2}{I_2} \qquad 24.7$$

La localización de las presiones máxima y mínima en el suelo puede determinarse fácilmente observando las direcciones de los momentos. En la misma forma, pueden determinarse los signos en la ec. 24.7 para cualquier otro punto en la base de la zapata.

Cuando los momentos obran simultáneamente con relación a ambos ejes, sólo parte de la base puede estar en compresión. Esta condición existe cuando la presión mínima del suelo, determinada por la ec. 24.7, tiene un valor negativo, que indica tensión, que no puede desarrollarse entre el suelo y el concreto. Bajo esta circunstancia, el cálculo de la presión máxima en el suelo debe basarse, como en el art. 24.3, sobre el área que realmente está en compresión. La ec. 24.7 ya no es aplicable.

Aunque se dispone de varios métodos analíticos y gráficos para la solución de este problema, el siguiente procedimiento de tanteos tiene la ventaja de la sencillez. Se ilustra en la fig. 24.4

1. Determínense e_1 y e_2 por medio de la ec. 24.1, y supóngase que ΣV obra en el punto A. Los momentos M_1 y M_2 pueden despreciarse debido a que la misma presión en el suelo actuará contra la base de la zapata equivalente, cargada excéntricamente.

2. Usese la ec. 24.7 para calcular las presiones ficticias en las esquinas, como si pudiera existir tensión en D.

3. Localícese la línea de presión cero tomando como base las presiones calculadas en el paso 2.

4. Elíjase un eje de presión cero, *ZZ*, aproximadamente paralelo a la línea determinada en el paso 3, pero algo más cerca del punto *A*.

5. Calcúlese el momento de inercia con relación a *ZZ* del área que se supone que está en compresión.

6. Determínese $q_{máx} = \Sigma V z b / I_{zz}$. Las presiones en las otras esquinas pueden calcularse de la misma manera, sustituyendo las dimensiones correspondientes por *b*.

7. Compárese la magnitud de la reacción total del suelo (volumen del diagrama de presiones) con la carga vertical ΣV, y compárese el punto de aplicación de dicha reacción (centroide del volumen del diagrama de presión) con la posición del punto *A*. Estas comparaciones son una comprobación de los requisitos de la estática.

8. Si las discrepancias encontradas en el paso 7 son demasiado grandes, puede suponerse otro eje *ZZ*, y repetirse los cálculos del 5 al 7. Sin embargo, no se justifica un elevado grado de refinamiento, en vista de las incertidumbres inherentes a las diversas suposiciones que deben hacerse al resolver cualquier problema de este tipo.

24.5 Zapatas de forma asimétrica

Los principios que se estudian en este capítulo, excepto por las observaciones referentes a la fig. 24.4, se aplican solamente a zapatas que tienen en planta cuando menos un eje de simetría. Ocasionalmente, puede ser necesaria una planta asimétrica. Si la carga resultante no coincide con el centroide del área de la zapata, el cálculo de las presiones en el suelo se convierte en un problema en el que interviene la flexión de una sección asimétrica. Teóricamente, la ec. 24.7 no es aplicable aunque toda la base pueda estar en compresión. Sin embargo, a menos que la zapata sea muy asimétrica, los errores que se cometen al usar la ec. 24.7 son tolerables para proyecto.

24.6. Momento en zapatas sobre pilotes

Las reacciones que ejercen los pilotes debajo de una zapata sujeta a momento, se

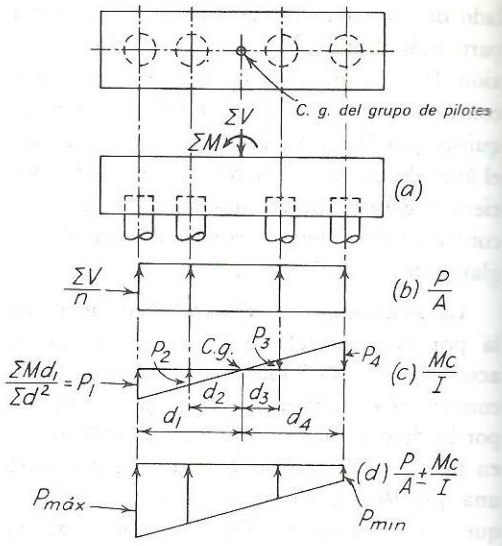


Figura 24.5. Cálculo de la reacción de los pilotes.

calculan en forma semejante a la descrita en los artículos anteriores, relativos a la presión en las zapatas apoyadas en suelos. Los cabezales de los pilotes, como los mostrados en las figs. 24.5 y 24.6, se consideran comúnmente estructuras rígidas. De esta suposición se deduce que la distribución del asentamiento es una superficie plana. Finalmente, si la relación de la reacción al asentamiento se supone constante, las cargas en los pilotes varían en la misma forma plana. Ni la suposición del cabezal rígido ni la referente a que la reacción es directamente proporcional al asentamiento son rigurosamente ciertas, pero se considera generalmente que proporcionan la precisión suficiente para proyecto.

En la fig. 24.5, se ilustra el análisis de un grupo de pilotes que resiste momento. Si no hubiera momento y ΣV obrara en el centroide de los cuatro pilotes, las cargas en estos serían como las que aparecen en *b*. Por otra parte, si no hubiera una fuerza vertical resultante, y sólo ΣM obrara en el grupo de pilotes, las cargas serían como las que aparecen en *c*.

Las cargas mostradas en *d* representan la reacción total y son las sumas de las de *b* y *c*. Se hubieran producido las mismas cargas por ΣV obrando excéntricamente a una distancia *e* a la izquierda del centroide.

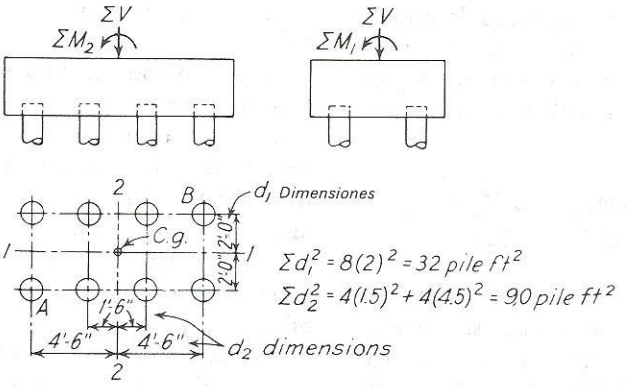


Figura 24.6. Grupo de pilotes sujetos a carga directa y a momentos con relación a ambos ejes.

Por la estática, es evidente que el momento resistente de las reacciones proporcionadas por los pilotes (fig. 24.5*c*), debe ser igual al momento aplicado, ΣM. La siguiente ecuación expresa esta relación si los momentos resistentes en las uniones de los pilotes con los cabezales no existieran o se despreciaran.

$$\Sigma M = P_1 d_1 + P_2 d_2 + P_3 d_3 + P_4 d_4 \qquad 24.8a$$

Si las variaciones en las reacciones de los pilotes mostradas en *c* se suponen lineales, entonces:

$$P_1/d_1 = P_2/d_2 = P_3/d_3 = P_4/d_4$$

o

$$P_2 = P_1 d_2/d_1$$
$$P_3 = P_1 d_3/d_1$$
$$P_4 = P_1 d_4/d_1$$

Sustituyendo estos valores de P_2, P_3, y P_4 en la ec. 24.8*a*, se tiene:

$$\Sigma M = P_1 d_1^2/d_1 + P_1 d_2^2/d_1 + P_1 d_3^2/d_1 + P_1 d_4^2/d_1 \qquad 24.8b$$

Despejando P_1,

$$P_1 = \frac{\Sigma M d_1}{d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2} = \frac{\Sigma M d_1}{\Sigma d^2} \qquad 24.9$$

Similarmente, la parte de la carga sobre cualquier otro pilote debida a momento puede calcularse por medio de la ec. 24.9, si d_1 se reemplaza por la distancia del pilote al centroide del grupo.

La reacción total sobre cualquier pilote, determinada sumando la carga que aparece en la fig. 24.5*c* a la de la fig. 24.5*b*, puede expresarse en la forma:

$$P = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{\Sigma M d}{\Sigma d^2} \qquad 24.10$$

donde P = reacción total del pilote que resulta del momento y de la carga directa
ΣV = suma de las cargas verticales que actúan en la cimentación.
ΣM = suma de momentos con relación al centroide del grupo. ΣM se expresa algunas veces como ΣVe.
n = número de pilotes en el grupo
d = distancia del centroide del grupo al pilote en cuestión.
Σd^2 = suma de los cuadrados de las distancias a cada pilote del centroide del grupo.

Observando la ec. 24.10, se advierte que no es más que una forma especial de la fórmula básica del esfuerzo en una sección, o de la presión debajo de una zapata apoyada en suelo cuando está sujeta simultáneamente a carga directa y a momento. El número de pilotes n se sustituye por el área, y el término Σd^2 reemplaza al momento de inercia de dicha área. Por esta razón, Σd^2 se llama algunas veces el momento de inercia del grupo de pilotes. La analogía entre los términos de las dos ecuaciones se muestra en la fig. 24.5.

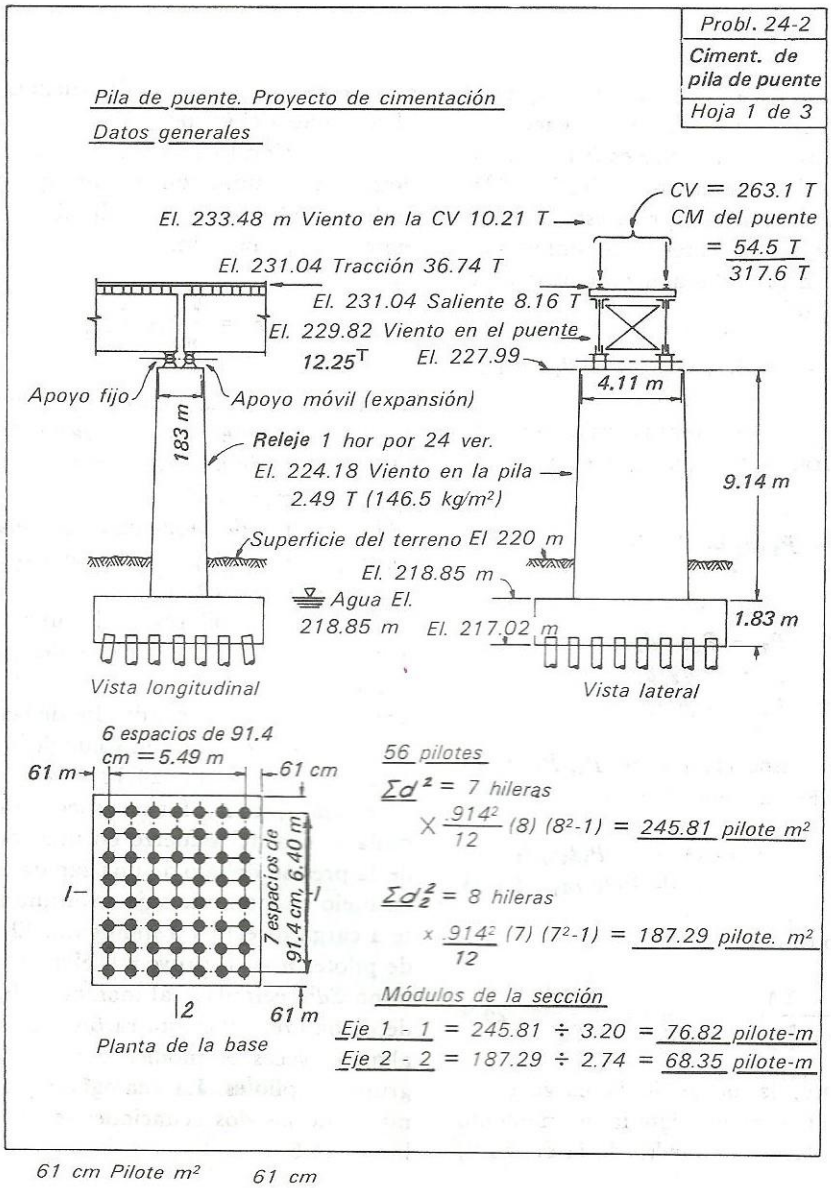
La mayor parte de los grupos de pilotes contienen varias filas. Además, que haya momento con relación a ambos ejes no es raro. La ec. 24.11 se aplica a estas condiciones.

$$P = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{\Sigma M_1 d_1}{\Sigma d_1^2} \pm \frac{\Sigma M_2 d_2}{\Sigma d_2^2} \qquad 24.11$$

El subíndice del momento denota el eje centroidal con respecto al cual se calcula. El subíndice de la distancia indica el eje centroidal al cual se mide la distancia del pilote. Estos símbolos se muestran en la fig. 24.6.

Si los momentos tienen las direcciones mostradas en la fig. 24.6, es evidente que el pilote A soporta la mayor carga, mientras que el pilote B soporta la menor. Tanto ΣM_1 como ΣM_2 aumentan la reacción en A y disminuyen la de B. Así, es posible elegir por observación los signos correctos en la aplicación de la ec. 24.11 a cualquier pilote.

La determinación de Σd^2 para grandes grupos de pilotes puede simplificarse



61 cm Pilote m² 61 cm

mucho usando la ec. 24.12, que se aplica a una sola fila de pilotes con separaciones iguales.

$$\Sigma d^2 \text{ (una fila)} = \frac{s^2}{12} n_1(n_1^2 - 1) \quad 24.12$$

donde s = separación de los pilotes en la fila
n_1 = número de pilotes en la fila

24.7. Pilotes sujetos a tensión

Ordinariamente, se espera que los pilotes debajo de una zapata actúen en compresión, y sólo se hacen intentos simbólicos para anclarlos en las zapatas. Esta condición existe cuando todas las reacciones de los pilotes calculadas de acuerdo con las ecs. 24.10 y 24.11, son positivas. Si alguna de las reacciones es negativa, pero los pilotes no están anclados al cabezal, la situación es análoga a la descrita en los arts. 24.3 y 24.4, que tratan de las zapatas que tienen solamente parte de sus bases en compresión. Si los pilotes correspondientes a las reacciones negativas no pueden resistir las fuerzas de tensión, la compresión en los otros pilotes aumenta.

Por otra parte, los pilotes a menudo se usan específicamente para resistir fuerzas de tensión debajo de varios tipos comunes de estructuras, como torres, tanques de almacenamiento de gas, y chimeneas altas. Abajo de estas estructuras, los esfuerzos de tensión son usualmente temporales, y casi siempre causados por el momento debido al viento. Bajo estas condiciones, si los pilotes son capaces de soportar tensión y están correctamente anclados al cabezal, las cargas en cada pilote pueden calcularse por medio de las ecs. 24.10 y 24.11.

PROYECTO ILUSTRATIVO 24-2. PILA DE PUENTE

La base de una pila de puente es un ejemplo común de zapata sujeta a cargas verticales y momento con relación a ambos ejes. Las cargas verticales se deben al peso muerto y a la carga viva de la superestructura y al peso propio de la pila. Los momentos y fuerzas cortantes en la cimentación se producen por fuerzas horizontales, como la fuerza centrífuga y las debidas a la tracción, cabeceo, viento, corriente, y hielo. Para la combinación más desfavorable de estas cargas, la presión admisible en el suelo o reacción del pilote debajo de la base, ordinariamente se aumenta de 25 a 50 por ciento sobre el valor permitido bajo la carga muerta más la carga viva.

En la Hoja 1 del problema 24-2 se muestra una pila típica para un ferrocarril de una sola vía, con carga E-72. La separación transversal de las trabes y las dimensiones de las placas de base para las zapatas del puente, determinan el tamaño de la corona del cuerpo de la pila. Se proporcionan las fuerzas que deben considerarse en el análisis y proyecto de la estructura; el estudio de las bases para determinar la magnitud de cada fuerza queda fuera del campo de este texto.

El objeto de la memoria de cálculo es demostrar la aplicación de los principios estudiados en los arts. 24.4 y 24.6. Por lo tanto, los cálculos se limitan principalmente a los necesarios para determinar las reacciones críticas de los pilotes y para evaluar las presiones contra la base de la pila, sin considerar los pilotes. El número de pilotes y las dimensiones de la base, usualmente se determinan por tanteos. Los cálculos de la hoja 2 demuestran que las cargas que resultan de la tracción, cabeceo, y viento son responsables de casi el 50 por ciento de la reacción total del pilote más cargado. Por lo tanto, el número total de pilotes necesario es considerablemente mayor que el determinado dividiendo la carga vertical total por la capacidad permisible de un pilote. Las cargas verticales en los pilotes se encuentran por medio de la ec. 24.11; debe notarse que el cálculo del momento de inercia del grupo de pilotes, se simplifica mucho usando la ec. 24.12. En la Hoja 3, la distribución de la presión debajo de la base, si no se usan pilotes, se determina por medio de la ec. 24.7.

Como se indica en la Hoja 1, la mayor parte de las cimentaciones piloteadas para pilas de puente contienen algunos pilotes

inclinados, para dar más estabilidad contra las fuerzas horizontales. Sin embargo, los cálculos relacionados con esta fase del proyecto se han omitido, debido a que el análisis de las cimentaciones con pilotes inclinados se explica en el art. 26.8, como parte del estudio de los muros de contención apoyados en pilotes.

No se da el proyecto estructural completo de la base, porque la elección de las secciones críticas y los cálculos posteriores tendrían que duplicar mucho del material que contienen problemas anteriores. El cálculo del cuerpo de la pila se omite también, porque esta fase del proyecto es exclusivamente problema de análisis de concreto reforzado. Por lo tanto, las reacciones de los pilotes y las presiones que resultan en el suelo por las cargas multiplicadas por los factores de carga no se han calculado.

Probl. 24-2
Cimentación de pila de puente
Hoja 2 de 3

Pila de puente. Proyecto de cimentación

Reacciones de los pilotes debidas a las cargas verticales

Cuerpo: Area superior 4.11 x 1.83 = 7.52 m^2
Area media x 4 = 4.50 x 2.21 x 4 = 39.78 m^2
Area inferior = 4.87 x 2.59 = 12.61 m^2
59.91 m^2

$\times \frac{9.14}{6} = 91.26\ m^3$

91.26 x 2.403 = 219.37 T

Zapata: 6.71 x 7.62 x 1.83 = 93.57m^3
x 2.403 = 224.85 T

Tierra: 6.71 x 7.62 = 51.13 m^2
4.82 x 2.53 = 12.19 m^2
38.94 m^2
x 1.52 = 59.18
x 1.920 = 113.74 T

CM (Superestructura): = 54.43 T
612.39 T

Flotación: 6.71 x 7.62 x 1.83 = 93.44
x 1.000 = −93.44 T
518.95

LL: C.V. = 263.09
782.04 CM total + CV
÷ 56 = 13.96 T/pilote

Reacciones de los pilotes debidas al momento:

Tracción: 36.7x x 14.02 = 514.53 T/m
÷ 76.8 = 7.53 T/pilote

Viento Transversal
En el puente 12.24 x 12.8 = 156.67 T/m
÷ 76.8 = 2.04/pilote
En la carga viva 10.21 x 16.46 = 168.06 T/m
÷ 76.8 = 2.21 T/pilote
En el extremo del cuerpo
2.49 T x 7.16 = 17.83 T/m
÷ 76.8 = 0.23 T/pilote
4.48 T/pilote

Resalto: 8.16 x 14.02 = 114.4
÷ 76.8 = 1.49 T = 3.3 T/pil.

13.50 T/pilote

Reacción máxima por pilote: = 27.44 T/pil.
Reacción mínima por pilote: 13.97√13.47 = 0.5 T/pilote

Problema 24-2
Cimentación de pila de puente
Hoja 3 de 3

Pila de puente. Proyecto de cimentación

Presión en el suelo si se omiten los pilotes

Base 6.71 x 7.62; Area = $51.13\ m^2$

Módulos de la secciones: Eje 1 - 1 = $1(6.71)\ (7.62)^2 = 64.94\ m^3$

Eje 2 - 2 = $1(7.62)\ (6.71)^2 = 57.18\ m^3$

Carga vertical en la base = 782 T

Momentos en la base:

156.78
167.57
17.84
114.48

$M_{1-1} = 456.67$ T-m $M_{2-2} = 515.15$ T-m

Presión máxima en el suelo: $\frac{782}{51.13} + \frac{456.67}{64.94} + \frac{515.15}{57.18} = 31.33\ T/m^2$

Presión mínima en el suelo: $15.29 - 7.03 - 9.01 = 0.75\ T/m^2$

* *Como la presión mínima en el suelo es negativa, lo que indica una pequeña tensión, la presión máxima en el suelo debe calcularse por otros métodos descritos, en el Art. 24.4. Sin embargo, en este caso, no se justifica mayor precisión.*

PROBLEMAS

1. Si la carga vertical sobre la zapata mostrada en el problema 24-1, sigue siendo de 110 tons, calcule el momento máximo que puede resistirse, en la suposición de que el área entre el suelo y la zapata está completamente en compresión. ¿Cuál es la magnitud de la presión máxima en el suelo para esta condición de carga?

Resp. 56.1 ton-m; 39.55 tons/m²

2. Calcule la máxima presión en el suelo que obra contra la base de la zapata mostrada en el problema 24-1, si la reacción de la columna vertical es de 81.65 tons y el momento es de 50 tons-m

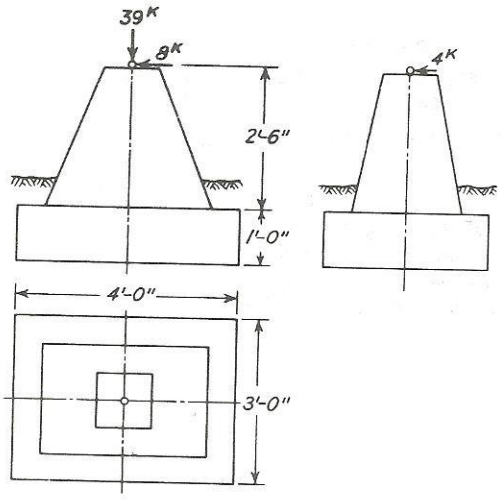
Resp. 32.2/m²

3. Se aplica una carga vertical de 61.2 toneladas en el centro de una zapata de 1.50×2.75 m en planta.
   a. ¿Qué momento puede resistir la zapata en la dirección del eje largo, antes que la presión en el suelo exceda de 24.5 tons/m²?
   b. ¿Qué momento puede resistir la

zapata en la misma dirección, antes de que la presión en el suelo exceda de 39 tons/m²?

Resp. 18.74 tons-m; 46.8 tons-m

4. Calcule las presiones máximas y mínimas en el suelo en la base de la zapata mostrada. El peso de la misma zapata es de 1.54 tons. Calcule la magnitud de las presiones en las otras dos esquinas.

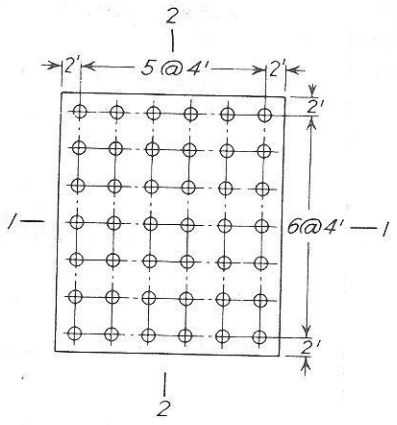


Resp. 61.5; 5.37; 39.54; 27.34 tons/m²

5. Calcule cada una de las reacciones de los pilotes que están debajo de la zapata mostrada en la fig. 24.6, si $\Sigma V = 73.5$ tons, $M_1 = 12.5$ tons-m, y $M_2 = 32.77$ tons-m. Desprecie el peso propio de la zapata. Revise la suma de las reacciones de los pilotes, comparándola con ΣV.

Resp. Fila superior: 12.02; 8.44; 4.9; 1.32; Tons
Fila inferior: 17.10; 13.52; 9.98; 6.40 Tons

6. Sustituya la cimentación piloteada en la figura que sigue por la cimentación de la pila de puente mostrada en el problema 24-2, y calcule las reacciones máximas y mínimas en los pilotes. Calcule las presiones máxima y mínima debajo de la base, si se omiten los pilotes. Las elevaciones del lecho superior e inferior de la base son las mismas que en el problema 24-2.



Resp. Cargas en los pilotes: máxima = 34.47 tons/pilote; mínima = 3.99 tons/pilote. Presión en el suelo: Máxima = 24.9 tons/m²; mínima = 0.98 tons/m².

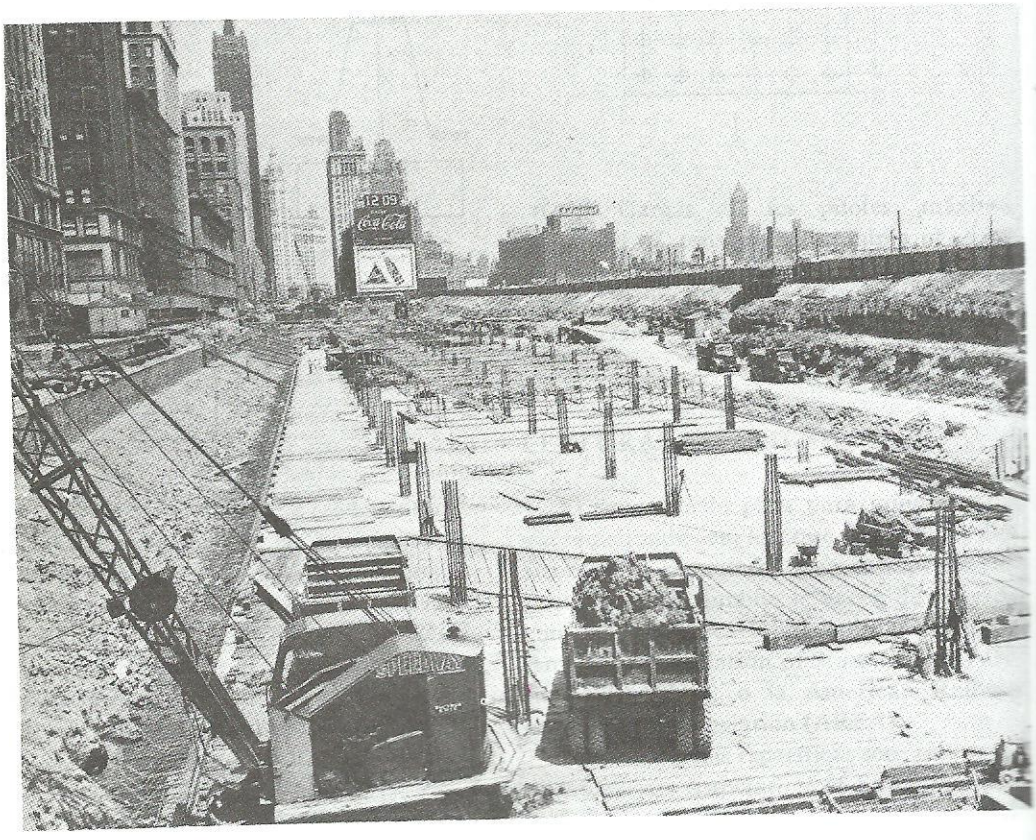
LECTURAS RECOMENDADAS

El proyecto de pilas para puentes y sus cimentaciones, en los que las fuerzas horizontales y momentos asumen especial importancia, usualmente se hacen de acuerdo con las especificaciones ordinarias de la American Association of State Highway Officials (AASHO) o la American Railway Engineering Association (AREA).

Las referencias específicas son:

American Association of Stake Sighway Officials, *Standard Specifications for Highway Bridges,"* Washington, D.C. De vez en cuando se publican nuevas ediciones.

American Railway Engineering Association, *"AREA Manual of Recommended Practice,"* A.A.R., Chicago. Publicación en hojas sueltas que se actualiza continuamente.



Losa de Cimentación

Losa de cimentación para un estacionamiento subterráneo en Grant Park, Chicago. La estructura completa, con dos pisos de estacionamiento, tiene en planta 110 por 366m. Está sobre una capa de más de 9 m de arcillas blandas y medias, cubierta por un relleno sobre el que se desarrolla el parque y el Boulevard Michigan, que es una avenida muy importante. Como la estructura pesa menos que el suelo que se quitó, el asentamiento ha sido insignificante. (Fotografía cortesía de Chicago Park District.)

LAMINA 25

CAPITULO 25

Cimentaciones combinadas y losas

25.1 Objeto de las zapatas combinadas

La necesidad de utilizar zapatas combinadas se presenta comúnmente cuando dos columnas quedan tan cerca, que no es posible construirles zapatas aisladas o cuando una columna exterior queda tan cerca del lindero de la propiedad, que es imposible centrar una zapata individual bajo ella.

Las dimensiones que se dan a las zapatas combinadas son tales que el centroide del área en contacto con el suelo quede en la línea de acción de la resultante de las cargas aplicadas a la zapata; de esta manera, la distribución de la presión en el suelo es bastante uniforme. Además, las dimensiones de la zapata se eligen de manera que no se exceda la presión admisible en el suelo. Cuando se satisfacen estos dos criterios, la zapata no deberá asentarse ni girar excesivamente.

En el proyecto de una zapata combinada que se apoye en pilotes, se encuentra el número total de estos dividiendo la suma de las cargas verticales que obran en la zapata, incluyendo su peso propio, entre la carga de seguridad por pilote. Luego los pilotes se colocan de manera que el centroide del grupo quede cerca de la línea de acción de *la resultante de la carga vertical. En* consecuencia, todos los pilotes que quedan debajo de la zapata están sujetos a cargas aproximadamente iguales.

25.2 Zapatas de forma rectangular y trapecial

Usualmente a las zapatas combinadas se les da forma rectangular (fig. 25.1*a*) si el rectángulo puede extenderse más allá de cada columna la distancia que sea necesaria para que su centroide coincida con el punto en el que la resultante de las cargas de la columna R corta a la base. Si la zapata va a servir de apoyo a una columna exterior en el lindero donde queda limitada la saliente, todavía puede usarse una forma rectangular, siempre que la columna interior lleve la mayor carga. La longitud L de la zapata combinada se determina ajustando la saliente d de la zapata, que sobresalga de la columna interior. Luego se calcula el ancho dividiendo la suma de las cargas verticales entre el producto de la longitud y la presión admisible en el suelo.

Si, por alguna razón, la zapata no puede sobresalir la distancia necesaria más allá de una o de ambas columnas, se usa comúnmente una forma trapecial (fig. 25.1*b*). La posición de la resultante de las cargas de la columna, fija la posición del centroide del trapecio. La longitud L está usualmente limitada por el lindero en un extremo, y la construcción vecina en el otro. Las dimensiones B_1 y B_2 pueden determinarse resolviendo dos ecuaciones simultáneas; una que expresa la posición del centroide y la otra que iguala la suma de las cargas al produc-

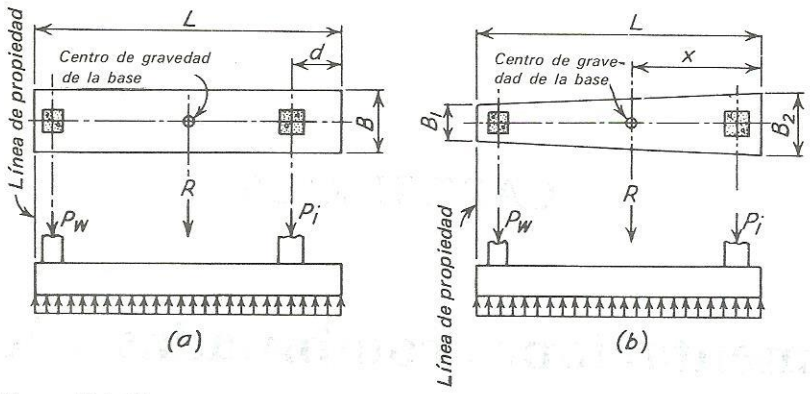


Figura 25.1. Diagrama que ilustra las fuerzas que obran en zapatas combinadas de *a)* forma rectangular y *b)* trapecial.

to de la presión admisible en el suelo por el área de la zapata. De esta manera se satisfacen los dos criterios discutidos en el Art. 25.1.

La solución de las dos ecuaciones mencionadas en el párrafo anterior da los valores siguientes para los anchos de una zapata trapecial.

$$B_1 = \frac{2A}{L}\left(\frac{3x}{L} - 1\right) \qquad 25.1$$

y

$$B_2 = (2A/L) - B_1 \qquad 25.2$$

donde A es el área determinada dividiendo la suma de las cargas por la presión admisible en el suelo; los otros símbolos se muestran en la fig. 25.1*b*. En la ec. 25.1 puede verse que el ancho B_1 es cero cuando x es igual a un tercio de la longitud de la zapata. Si existe esta condición, se necesita una zapata triangular para satisfacer los requisitos de que la presión en el suelo sea uniforme. En los anteproyectos, siempre que la distancia x se aproxime o que sea menor que $L/3$, debe aumentarse la longitud L aumentando la saliente en el extremo ancho.

25.3. Zapatas en voladizo

Un tercer tipo relativamente común de construcción combinada son las zapatas en voladizo (fig. 25.2). Se proyectan para soportar columnas muy cerca de uno de sus bordes, sin producir presión variable en el suelo. El principio en que se basan estas zapatas a veces no se entiende con claridad.

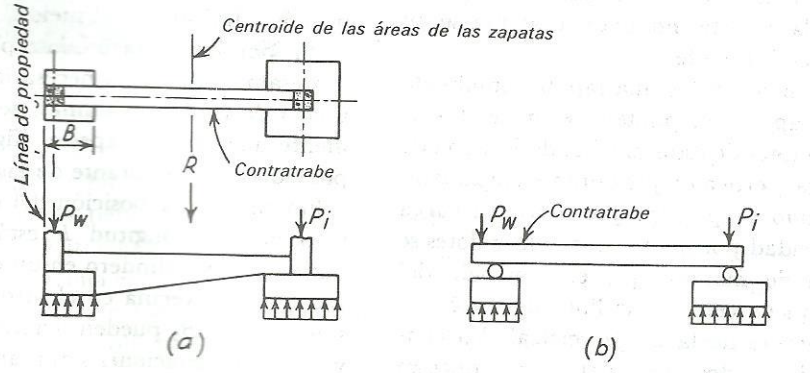


Figura 25.2. Diagrama que ilustra *a)* fuerzas que actúan en una zapata en voladizo. *b)* Principio con el que trabaja una zapata en voladizo.

y se ilustra en la fig. 25.2*b*. La zapata combinada puede considerarse como dos zapatas individuales conectadas con una contratrabe. Puede verse en la fig. 25.2*b* que la determinación de las dimensiones de las áreas de las dos zapatas individuales es un problema de estática si se conoce la presión admisible en el suelo y si se fija o se supone la dimensión B de la zapata de colindancia. Además, el centroide de las dos áreas debe quedar en la línea de acción de la resultante de la carga. Puede ser que este requisito no parezca muy evidente, porque usualmente las dos áreas se encuentran en forma más o menos independiente de las reacciones determinadas por estática.

25.4 Elección de las cargas de las columnas

Excepto por lo que toca a la elección de la presión admisible en el suelo, el paso más difícil para determinar las dimensiones de una zapata combinada, es la selección de las cargas adecuadas para las columnas. Generalmente, se considera una buena técnica dimensionar la zapata de manera que se produzca una presión uniforme en el suelo bajo la carga muerta y la carga viva permanente, que influye en el asentamiento. En arcilla, la carga viva apropiada es la promedio que actuará en la zapata durante un periodo de varios años; en arena, es el valor máximo probable. En cualquier caso, se hace que el centroide de la zapata quede en la línea de acción de la resultante de las cargas de la columna, que combinan la carga muerta, y una fracción de la carga viva especificada en el reglamento de construcción.

Aun cuando las dimensiones de una zapata combinada pueden proporcionarse para que la carga muerta más la carga viva reducida produzca una presión uniforme en el suelo (fig. 25.3*a*), el tamaño de la zapata debe ser lo suficientemente grande para que dé un factor de seguridad entre 2 y 3 contra la falla por capacidad de carga del suelo bajo las cargas de servicio mayores especificadas por el reglamento de construcción (art. 17.3). Además, para proyectar estructuralmente la zapata por el método de resistencia, deben calcularse las presiones en el suelo que correspondan a las cargas de las columnas multiplicadas por los factores de carga apropiados (art. 23.1). Ninguna de las resultantes de estas dos cargas principales coincidirá con el centroide i de la zapata dimensionada para la carga reducida. En consecuencia, es probable que la presión en el suelo para proyecto estructural (fig. 25.3*b*) no sea uniforme.

25.5 Proyecto estructural de las zapatas combinadas

La rigidez de las zapatas combinadas ordinarias es en general algo menor que la de la mayor parte de las zapatas individuales. Sin embargo, el proyecto de una zapata

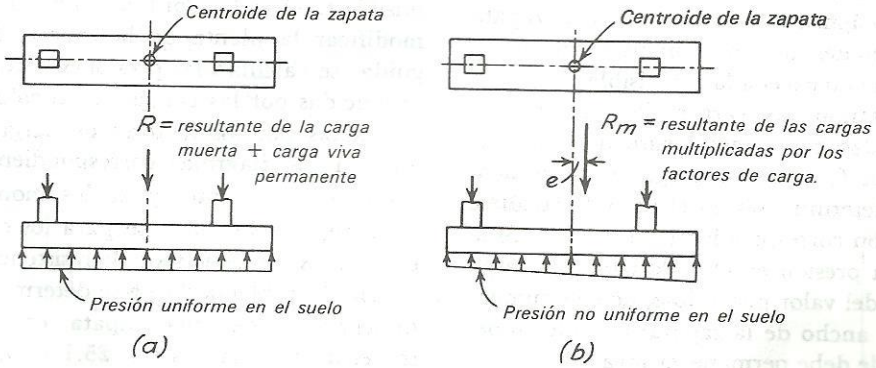


Figura 25.3. Fuerzas que hay que considerar *a)* para determinar las dimensiones de las zapatas rectangulares combinadas y *b)* para hacer el proyecto estructural de la zapata.

combinada se basa comúnmente en la suposición de que la presión del suelo debajo de la zapata tiene una distribución plana. Esta suposición es usualmente satisfactoria y conservadora en vista de las incertidumbres asociadas al problema.

El refuerzo principal en una zapata combinada se coloca en dirección longitudinal. La cantidad de acero se determina usualmente suponiendo que la zapata funciona como losa reforzada en un sentido. Sin embargo, generalmente también se usa refuerzo transversal en el lecho inferior de las zapatas, cerca de las columnas. La sección crítica para flexión transversal se toma en las caras de las columnas o de los pedestales. El refuerzo transversal se divide en grupos en los que el área de su sección es proporcional a las cargas de las columnas, y el refuerzo en cada columna se coloca uniformemente dentro de una faja de un ancho elegido arbitrariamente, que con frecuencia se toma como el ancho de la zapata en la columna. Finalmente, casi siempre es necesario refuerzo para esfuerzo cortante, para resistir la elevada tensión diagonal adyacente a las columnas.

El procedimiento de proyecto de una zapata combinada, como la mostrada en la fig. 25.3 puede resumirse como sigue:

1. Determínense las cargas de columna que influirán en el asentamiento. Son la carga muerta más la parte permanente de la carga viva especificada para el proyecto de las columnas.

2. Usando la resultante de las cargas del paso 1, elíjanse las dimensiones de la zapata para obtener una presión uniforme en el suelo que no exceda la permisible.

3. Usando las cargas de columna especificadas en el reglamento de construcción (sin factores de carga) y las dimensiones determinadas en el paso 2, calcúlese la presión correspondiente en el suelo. Si la máxima presión en el suelo bajo esta carga excede del valor permisible, deberá aumentarse el ancho de la zapata; la posición del centroide debe permanecer invariable.

4. Calcúlese la presión en el suelo debajo de la zapata correspondiente a las cargas de columna multiplicadas por los factores de carga adecuados.

5. Dibújense los diagramas de fuerza cortante y de momento para la zapata cuando está sujeta a las condiciones máximas del paso 4.

6. Usando el paso 5 como base para el proyecto, determínese el peralte de la zapata y la cantidad necesaria de acero de refuerzo en las secciones apropiadas.

PROYECTO ILUSTRATIVO 25-1a, 25-1b, y 251c. ZAPATAS COMBINADAS

En los artículos anteriores de este capítulo se han discutido con algún detalle los diferentes tipos de zapatas combinadas. El objeto de estos problemas es presentar los cálculos típicos que demuestran la aplicación de algunos de los principios asociados con la determinación de las dimensiones y el proyecto estructural de tres tipos comunes de zapatas combinadas.

Los cálculos que se dan en el problema 25-1*a* se refieren a una zapata combinada rectangular. Primero se determinan las dimensiones correspondientes a una presión uniforme en el suelo bajo la carga muerta más una carga viva reducida. En segundo lugar se determina la variación de presión en el suelo para las condiciones de carga especificadas en el reglamento de construcción, por los métodos discutidos en el art. 24.2. La presión máxima en el suelo bajo esta carga resulta menor que la presión admisible en el suelo. Por tanto, no se necesita modificar la planta de la zapata. En seguida, se calculan las presiones en el suelo producidas por las cargas de las columnas, corregidas por los factores de carga, y se dibujan los diagrmas correspondientes de las fuerzas cortantes y de los momentos. Estos representan la base para los cálculos efectuados con el método de resistencia.

En el problema 25-1*b* se determinan las dimensiones de una zapata combinada trapecial. Se usan las ecs. 25.1 y 25.2 para obtener los anchos convenientes en los extremos, para producir una presión unifor-

me en el suelo bajo la carga muerta más la carga viva reducida. Con objeto de determinar las presiones en el suelo bajo otras condiciones de carga, la posición del centroide $\bar{x}$ de la zapata se obtiene por medio de la ecuación.

$$\bar{x} = \frac{L}{3}\left(\frac{2B_1 + B_2}{B_1 + B_2}\right) \qquad 25.3$$

El momento de inercia de la zapata se determina cómodamente usando el teorema de los ejes paralelos

$$I_{cg} = I_{B_2} - A\bar{x}^2 \qquad 25.4$$

Finalmente, las presiones en el suelo se obtienen por medio de la ecuación básica

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{Mc}{I} \qquad 25.5$$

Los cálculos dados en el problema 25-1*c* muestran una aplicación del método para determinar las dimensiones de las zapatas en voladizo. Como referencia, véase la fig. 25-2*b*. Por otra parte, se considera que los cálculos se explican por sí mismos.

Problema 25-1a

Zapata combinada (común)

Hoja 1 de 6

Proyecto de zapata rectangular combinada

Datos generales

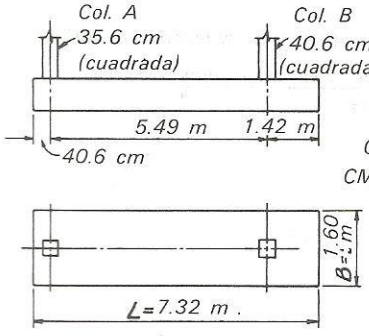
Presión admisible en el suelo

14.65T/m² para CM + CV reducida

21.97 T/m² para CM + CV

Cargas en las columnas:

	Col. A	Col. B
CM	50.40 T	63.28 T
CV Reducida	10.37 T	36.74 T
CV	36.74 T	73.48 T



Cargas resultantes en las columnas:

CM + CV reducida = 68.81 + 100.02 = 168.83 T

CM + CV = 87.18 + 136.76 = 223.94

Determinación de las dimensiones de la zapata para presión uniforme bajo la CM + CV reducida.

Localización de la resultante de las cargas de las columnas

$\frac{100.02 \times 5.49}{168.83} = 3.25$ *m de la Col. A*

Longitud $L + (3.25 + 0.405) = 7.32$ *m*

Ancho $B = \frac{168.83}{7.31 \times 14.65} + 1.58$ *m* *Usese 1.60 m*

Presión en el suelo bajo CM + CV:

Localización de la resultante de las cargas de las Col.

$\frac{136.76 \times 5.49}{223.94} = 3.35$ *m de la Col. A*

$e = 3.35 - 3.25 = 0.10$ *m*

$q_{máx} = \frac{223.94}{1.60 \times 7.32}(1 + \frac{6 \times 0.10}{7.32}) = 19.12\,(+0.08) =$

$20.64\ T/m^2$

$21.97 T/m^2$

$q_{mín} = 19.12(1 - 0.08) = 17.59\ T/m^2$

Problema 25-1a
Zapata combinada
Hoja 2 de 6

Proyecto estructural de la zapata

Cargas de columnas afectadas por los factores

Col. A: 1.4 (50.4) = 70.56 T
1.7 (36.74) = 62.46 T
133.02 T
213.51 T
Resultante = 346.53 T

Col. B: 1.4 (63.28) = 88.59 T
1.7 (73.48) = 124.92 T
213.51 T

Presiones en el suelo afectadas por los factores:

Localización de la resultante: $\frac{213.51 \times 5.49}{346.53}$ = 3.38 m de la Col. A
− 3.25 m de la Col. A a c.g.
0.13 m = e

$q_{máx} = \frac{346.53}{1.60 \times 7.32}\left[1 + \left(\frac{6 \times 0.13}{7.32}\right)\right] = 29.58\,(1 + 0.105) = 32.71\ T/m^2$

$q_{mín} = 29.58\,(1 - 0.105) = 26.47\ T/m^2$

Datos del concreto y del acero:

Factores de reducción de la capacidad: $\phi = 0.90$ (flexión); corte 0.85,

$f'_c = 210\ k/cm^2$
$\times\ 0.85 = 179.35\ kg/cm^2$ para el bloque de esfuerzos)

$v_c = 0.53\sqrt{210} = 7.7\ kg/cm^2$ (para refuerzo en dos direcciones)

$f_y = 2813\ k/cm^2$ $\rho_{mín} = 0.005$, $\rho_{contr.}$ se toma como 0.002
$\rho_{máx} = 0.0278$(0.75 x sección balanceada)

$\ell_d = \frac{0.0594\, A_b\,(2813)}{\sqrt{211}} = 11.50\, A_b$ (varilla en el lecho inferior)

$\ell_d = (1.4)\,(11.5) A_b = 16.1\, A_b$ (varilla en el lecho superior)

Véase en la hoja 3 los diagramas de fuerzas cortantes de corte y de momentos flexionantes.

25.6. Bases para el proyecto de losas de cimentación

Las condiciones en las que resulta adecuada una losa de cimentación se discutieron en la Parte B, y los métodos para elegir la presión admisible en el suelo y para estimar el asentamiento se discutieron en la Parte C. En este artículo se trata del proyecto estructural de la losa.

En su forma común más sencilla, una losa de cimentación es una losa de concreto reforzado que soporta las columnas y muros de una estructura y que distribuye su carga en los suelos subyacentes. Usualmente, esta losa se considera y se proyecta como una losa plana continua, con apoyo rígido en las columnas y en los muros.

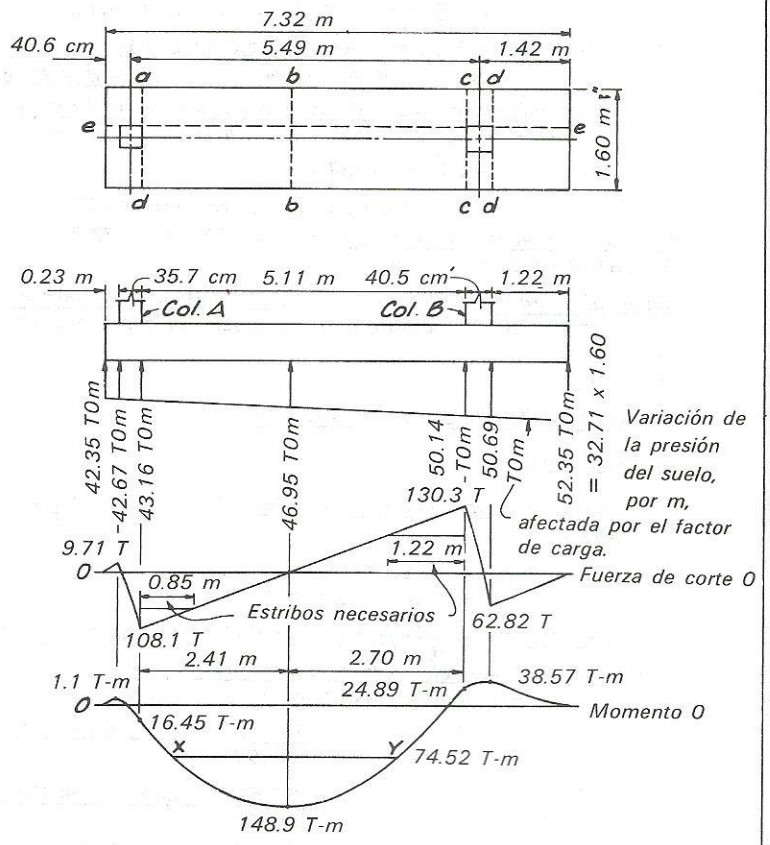
La presión del suelo que obra contra la losa se supone uniformemente distribuida y que es igual a la carga total de todas las columnas, multiplicada por los factores de carga correspondientes, y dividida por el area de losa. Los momentos y las fuerzas cortantes en la losa se determinan usando los coeficientes correspondientes que aparecen

Problema 25-1a
Zapata combinada
Hoja 3 de 6

Proyecto estructural de la zapata (continuación)

Diagramas de fuerzas cortantes y de momentos

Véanse en la hoja 1 las dimensiones y en la hoja 2 la presión del suelo modificada por los factores.



en las especificaciones para el proyecto de losas planas.

Debido a la variación errática en la compresibilidad de casi todos los depósitos de suelos, existen también desviaciones erráticas de la presión del suelo con respecto al valor promedio. Como los momentos y las fuerzas cortantes se determinan tomando como base la presión media, se considera una buena técnica poner en la losa una cantidad de acero mayor que la teórica y usar el mismo porcentaje de acero en los lechos superior e inferior.

La analogía con la losa plana se ha usado mucho, a menudo con éxito completo. Por otra parte, con frecuencia ha sido la causa de fallas estructurales, no sólo de la losa, sino también de la superestructura. Por tanto, deben entenderse claramente sus limitaciones.

La analogía es válida solamente si los asentamientos diferenciales entre las columnas van a ser pequeños y, si la distribución de los asentamientos diferenciales va a ser errática y no sitemática. Estas limitaciones son necesarias debido a que el

Problema 25-1a
Zapata combinada
Hoja 4 de 6

Proyecto estructural de la zapata (continuación)
Refuerzo longitudinal

Varillas del lecho superior en b-b:

Pruébese $d = 66$ cm y brazo $d - \frac{a}{2} = 61$ cm.

$T = 148.9 \times 100/61 = 244.1$ Usense 20 varillas No. 8

$\div 2.813 \times 0.9 = 96.42$ cm² $A_s = 101.93$ cm²

Compruébese ρ: $\frac{101.93}{160 \times 66} = 0.0096$ ok < 0.0278 máx.

ok > 0.005 Aceptable Usese $d = 66$ cm

Compruébese el bloque de esfuerzos a la compresión en b-b:

$C = T = 244100$ kg $a = 1361/160 + 8.51$ cm

< 10 cm (admisible)

$\div 179.35$kg c/m^2 $= 1361$ cm^2 (ver hoja 2)

Varillas en el lecho inferior en d-d: $T = 3857/61 = 63.22$ T

$\div (2.8128 \times 0.9) = 24.9$ cm²

Revísese ρ: $\frac{24.9}{160 \times 66.04} = 0.00236 > 0.002$, tolerable para contracción $< .005$, de manera que hay que aumentar en un tercio A_s; luego $A_s = 33.55$ cm²

Usense 7 varillas No. 8; $A_s = 35.68$ cm²

Refuerzo transversal:

Varillas en el lecho inferior en e-e: $M_u = 29.59 \times 7.32 \frac{(0.60)^2}{2} = 38.99$ T-m

$T = 3899/61 = 63.92$ T

$\div (2.812 \times 0.9) = 25.26$cm²

Revisando ρ: $\frac{25.26}{2\,(160)\,(66.04)} = 0.0012 < 0.002$, de manera que úsese este valor para el acero de contracción

$A_s = 0.002(2)(160)(66.04) = 42.27$ cm²

$\times \frac{133.02}{346.53} = 16.22$ cm² en Col. A

$\times \frac{213.51}{346.53} = 26.04$ cm² en Col. B.

En la columna A, úsense 8 varillas No. 5 a 25 cm c. a c. $A_s = 16$ cm²

En la columna B, úsense 14 varillas No. 5 a cada 15 cm c. a c. $A_s = 28$ cm²

proyecto de las losas planas se basa en la suposición tácita de que los asentamientos diferenciales entre los puntos de apoyo en las columnas o en los muros serán insignificantes.

Además, aunque los asentamientos sean despreciables, la analogía con la losa plana puede conducir a proyectos antieconómicos o poco conservadores, a menos que las columnas estén más o menos igualmente cargadas y espaciadas. Si las cargas en algunas áreas son en promedio mucho más pesadas que en otras, los asentamientos diferenciales pueden ser la causa de una gran redistribución de momentos en la losa. En estas circunstancias, las losas de cimentación algunas veces se proyectan como si estuvieran sostenidas sobre un lecho de resortes muy juntos, pero igualmente espaciados y de igual rigidez. La presión de contacto q debajo de un área muy pequeña es entonces proporcional a la flexión de los resortes en esa área, y, por tanto, al asentamiento S. La constante de proporcionalidad

$$k = q/S \qquad 25.6$$

Problema 25-1a
Zapata combinada
Hoja 5 de 6

Proyecto estructural de la zapata

Estribos:

$V_c = 7.73(0.85)(160)(66.04) = 69.4 < 108.1 = V_u < 130.2$ T, por tanto son necesarios estribos en ambas columnas

Usense ⊓⊔⊓ varillas No. 5 $A_v = 4 \times 2.0 = 8$ cm² $\times 2.813 = 22.5$ T

En Col. A: 108.1 − 69.4 = 38.7

$s = 22.5(38.7) = 38.4$ cm. $> \frac{d}{2} = 33$ cm máx

Usense 3 espacios de 30.5 cm

En Col. B: 130.2 − 69.4 = 60.8

$s = \frac{22.5(66.04)}{60.8} = 24.4$ cm

Usense 3 espacios de 23 cm
2 espacios de 30.5 cm

Longitudes de anclaje del refuerzo:

Refuerzo longitudinal

Varillas en el lecho superior: En la columna A: Usense ganchos
En la columna B: Prolónguense las varillas
(104)(0.79) = 82.1 cm más allá de c-c.
digamos 61 cm fuera de la línea de centro de la Col. B

Capa en el lecho inferior: Prolónguense un mínimo = 66 cm = d más allá de los puntos X e Y. (Véase diagrama de momentos, Hoja 3).
Usense varillas de 4.88 m del interior de la columna A a 23 cm del interior de la columna B.

Varillas inferiores en la Col. B:

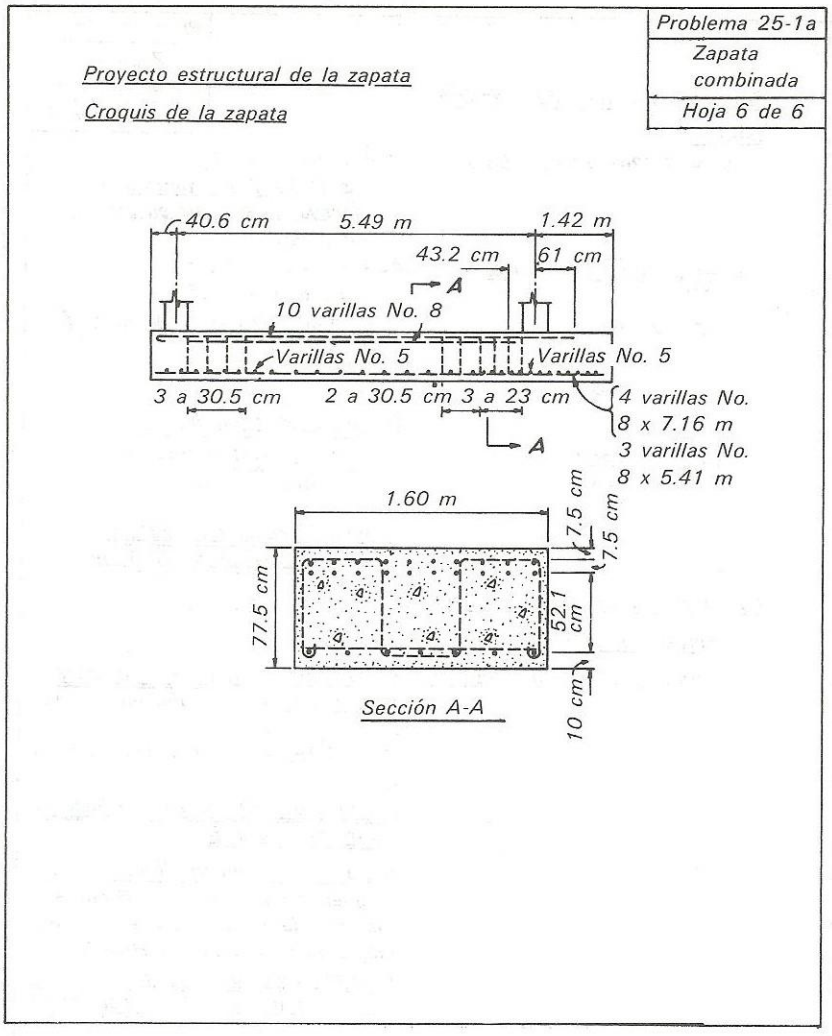
$\ell_d = 11.5(5.096) = 59$ cm $< \pm 117$ cm fuera de d-d y $< \pm 99$ cm dentro de la línea de centro de la Col B.

Refuerzo transversal

$\ell_d = 11.5(2.0) = 23$ cm $< \pm 56$ cm fuera de e-e.

Véase en la hoja 6 el croquis de la zapata

se llama *módulo de reacción de la subrasante*. Sus unidades son las de fuerza por unidad de volumen. Aunque se ha elaborado una teoría para calcular momentos y fuerzas cortantes en la losa para una subrasante que tiene las propiedades representadas por un valor constante del módulo k, el valor de k para los suelos reales depende no solamente de las características esfuerzo-deformación del suelo, sino también en una manera compleja de la forma y tamaño del área cargada y de la magnitud y posición de las áreas cargadas vecinas. En algunos casos, valores de k que pudieran parecer razonables llevan a calcular presiones en el suelo mayores que la capacidad de carga. Por tanto, la evaluación de k para proyecto, y aun el juicio con respecto a la aplicabilidad del concepto de módulo de reacción de la subrasante a



una obra especial, requieren un estudio concienzudo y están llenos de incertidumbres.

Un proyecto estructural correcto de una losa de cimentación por la analogía de la losa plana, o por el método del módulo de reacción de la subrasante, desafortunadamente no es garantía de que las flechas de la losa no tengan en realidad importancia. De hecho, si la estructura cubre un área relativamente grande y aumenta mucho los esfuerzos en un depósito subyacente de arcilla o limo compresible, es probable que experimente grandes asentamientos diferenciales sistemáticos. Estos no podrán evitarse simplemente dando una gran resistencia a la losa; también es necesario darle rigidez. Sin embargo, es probable que una cimentación rígida esté sujeta a momentos flexionantes, mucho mayores que los que corresponden a los análisis de losa plana o con el módulo de reacción. Estos momentos pueden ser tan grandes que requieran vigas de gran peralte, armaduras, y aun la utilización de la superestructura para obtener la resistencia necesaria. La losa debe ahora consistir de dos elementos casi independientes: la losa de la base, que puede todavía proyectarse por la analogía de la losa plana y los miembros para dar rigidez, que tienen la función de evitar la mayor parte de los asentamientos diferenciales de los puntos de apoyo de la losa de base.

El proyecto de los elementos rigidizadores es un problema estructural difícil para el cual no existe procedimiento directo. La

Problema 25-1b
Zapata combinada
Hoja 1 de 1

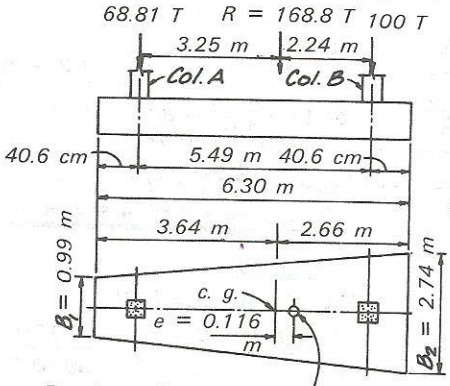
Proyecto de zapata trapecial combinada

Area necesaria

Datos generales:

Consúltese la hoja 1, del problema 25-1a para ver la presión admisible en el suelo, las cargas en las columnas, y la posición de sus resultantes

Diseño de la zapata para presión uniforme bajo la CM + la CV reducida:



Area total necesaria

$$A = \frac{68.81 + 100}{14.64} = \frac{168.8}{14.64} = 11.52 m^2$$

$$B_1 = \frac{2 \times 11.52}{6.30} - \frac{(3 \times 2.64 - 1)}{6.30} = 3.66(1.257 - 1) = 0.94 \text{ m}$$

Usese $B_1 = 0.991$ m

$$B_2 = \frac{2 \times 11.52}{6.30} - 0.94 = 3.65 - 2.72 \text{ m}$$

Usese $B_2 = 2.75$ m

Resultante CM + CV = 223.94 T

Area total obtenida $= \left(\frac{2.74 + 0.99}{2}\right) 6.30 = 11.74 m^2 > 11.53 m^2$

Presión del suelo bajo la CM + CV:

Localización del c. de g. $= \frac{6.30}{3}\left(\frac{2 \times 0.99 + 2.74}{3.73}\right) = 2.66$ m de B_2

Localización de la resultante de la CM + CV = 2.54

e = 0.12 m

Momento de inercia:

$1/3(0.99)(6.30)^3 = 82.5165\ m^4$

$1/12(1.75)(6.30)^3 = 36.4656\ m^4$

$118.9821\ m^4$ momento de inercia con relación a B_2

$1.75(2.66)^2 = 83.1383\ m^4$

$35.8438\ m^4$ = momento de inercia con relación al c. de g.

x 223.94 = 26.87 T-m = M

$$q_{máx} = \frac{223.94}{11.75} + \frac{26.87 \times 2.66}{35.8438} = 19.06 + 1.99 = 21.05 T/m^2 < 21.98 T/m^2$$

$$q_{mín} = \frac{223.94}{11.75} - \frac{26.8 \times 3.64}{35.8438} = 19.06 - 2.72 = 16.34 T/m^2$$

experiencia y un criterio maduro son esenciales. El aumentar la rigidez de una losa de cimentación apoyada en un suelo compresible produce una redistribución de la presión del suelo; la losa de cimentación no debe sufrir una flexión excesiva cuando actúa en ella la presión redistribuida irregular. Desafortunadamente no puede hacerse una estimación racional segura de la distribución de la presión, debido a lo extremadamente complejo de las relaciones entre los esfuerzos, las deformaciones y el tiempo, no solamente en los suelos, sino también en los elementos estructurales.

Según la teoría, si una estructura rígida descansa en un suelo con módulo de elasticidad constante, la presión en la base de la estructura variará de un mínimo cerca de la mitad de la base a un máximo en los bordes. Ocasionalmente se ha utilizado este conocimiento como base para estimar la presión del suelo para proyectar una losa de cimentación rígida sobre un subsuelo de limo o arcilla compresible. Sin embargo, como no es probable que la presión en los bordes exceda del doble de la promedio, se considera conservador proyectar los elementos rigidizadores y la losa misma para

Problema 25-1c
Zapata combinada
Hoja 1 de 1

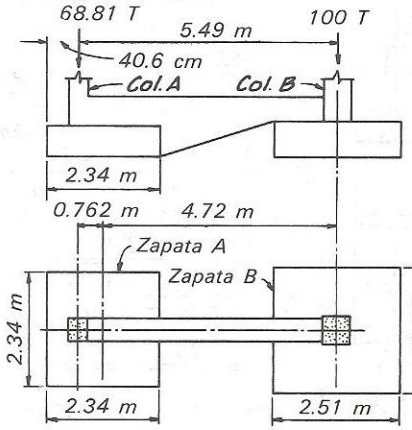
Proyecto de zapatas con contratrabes

Areas necesarias

Datos generales:

Véase la hoja 1 del problema 25-1a, para las presiones admisible en el suelo y las cargas en las columnas.

Determinación de las dimensiones de la zapata para presión uniforme bajo CM + CV reducida



Zapata A:

Supóngase una longitud = 2.34 m

$68.81 \times \frac{5.49}{4.72} = 80.03$ T

$\div 14.64 = 5.46$ m²

Ancho $= \frac{5.45}{2.34} = 2{,}33$ m

Usese: 2.35 x 2.35 A = 5.50 m²

Zapata B:

Col. B = 100T

$\frac{68.81 \times 0.762}{4.72} = \frac{11.10 \text{ T}}{88.90 \text{ T}}$

$\div 14.64 = 6.07$ m²

Usese 2.50 x 2.50 A = 6.25 m²

Area total necesaria $= \frac{68.81 + 100.00}{14.64} = 11.53$ m² < 5.50 m² + 6.25 m²

Presión en el suelo bajo CM + CV:

Zapata A:

$\frac{87.18 \times 5.49}{4.72} = 101.4$ T

$\div 5.50 = 18.5$ T/m²

Zapata B:

Col. B: 136.76 T

$\frac{87.18 \times 0.762}{4.72} = -13.96$ T

122.80 T

$\div 6.25 = 19.49$ T/m² < 21.97 T/m²

dos condiciones: para una presión uniforme sobre toda la losa y para una presión variable de alguna manera arbitraria, desde un mínimo en el centro, a dos veces el promedio en los bordes. Por supuesto, la presión promedio es la misma en ambas condiciones. En cualquier parte de la cimentación, la resistencia se hace adecuada para cualquier distribución que produzca las condiciones más severas y para la distribución irregular no debe ser excesiva la deformación de las cimentaciones.

Esta es una base lógica para proyecto, pero a menudo puede ser demasiado conservadora y, por tanto, antieconómica. La elección de las más adecuadas presiones en los bordes con frecuencia pone a prueba la habilidad del ingeniero de cimentaciones más experimentado.

Estos párrafos sugieren que el proyecto de losas rígidas sobre arena, arcilla firme, u otros materiales relativamente incompresibles es algo complicado, pero, por lo demás, es un problema estructural de rutina. Por otra parte, si el subsuelo contiene capas muy compresibles, el problema ya no es de rutina.

Como alternativa al costo relativamente alto de una losa rígida de gran tamaño sobre un depósito compresible, puede obtenerse una gran economía proyectando una losa de cimentación flexible y una superestructura que pueda deformarse sin daño estructural tomando la forma correspondiente a la compresión del subsuelo. Evidentemente, esta alternativa no puede elegirse si el aspecto arquitectónico o funcional demanda una estructura relativamente indeformable. Por otra parte, muchos tipos de estructuras, como los grandes tanques de acero y los edificios de estructura de acero de uno o dos pisos, industriales, con paredes de metal o de asbesto, pueden sufrir grandes deformaciones sin consecuencias perjudiciales. A menudo resulta preferible aceptar las deformaciones, si puede evitarse el costo de una cimentación rígida.

El proyecto de una cimentación flexible no puede basarse con facilidad en el cálculo de los esfuerzos en la losa. Por lo contrario, es necesario estimar, basándose en la predicción de los asentamientos, la curvatura máxima a la que puede quedar sujeta la cimentación, y elegir el peralte de la losa y la cantidad de refuerzo de manera que no se produzcan grietas suficientemente grandes como para dar mal aspecto o para producir demasiadas filtraciones del agua subterránea, aun si se deforma de acuerdo con la curvatura estimada. Como regla aproximada, puede tomarse la cantidad de acero como 1 por ciento en cada una de las dos direcciones ortogonales, repartida igualmente en los lechos superior e inferior de la losa. En general, el espesor de la losa no debe ser mayor que 0.01 del radio de curvatura, pero pueden ser necesarios aumentos de espesor cerca de las columnas y muros para evitar fallas por esfuerzo cortante. En cada obra particular entran muchos factores en la elección final del criterio de proyecto, y se requiere buen juicio y experiencia. Por tanto, el diseño de una losa flexible sobre depósitos compresibles, al igual que el de una losa de cimentación rígida, en el mismo caso, no es un problema de rutina.

PROBLEMA

1. Dadas las siguientes cargas para columnas, con el requisito de que produzcan presión uniforme en el suelo bajo la combinación de la carga muerta y viva permanente.

	Col. *A* Tons	Col. *B* Tons
CM	42.8	52.9
CV permanente	21.0	33.9
CV total	41.9	67.9

Y usando la presión admisible en el suelo dada en el problema 25-1*a*:

a. Determínense las dimensiones de una zapata rectangular combinada para soportar estas cargas de las columnas.

b. Determínense las dimensiones de una zapata trapecial combinada para el mismo fin.

c. Determínense las dimensiones de una zapata combinada en voladizo para soportar las mismas cargas.

LECTURAS RECOMENDADAS

Muchas de las consideraciones que se utilizan para evaluar el módulo de reacción de la subrasante se discuten en un artículo clásico por K. Terzaghi (1955*b*), "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction", *Géotechnique, 5,* 4, 297-326. Soluciones matemáticas de diferentes problemas de importancia práctica, basadas en la premisa de que el subsuelo posee una constante *k*, están contenidas en M. Hetenyi (1946), *Beams on Elastic Foundation,* Ann Arbor, University of Michigan Press, 255 págs. Un método más general, pero aproximado para calcular la distribución de la presión de contacto entre una losa rígida y una subrasante elástica lo da L. Barden (1962), "Distribution of Contact Pressure Under Foundations," *Géotechnique, 12,* 3, 181-198.

La diferencia entre las suposiciones usuales y la realidad se ejemplifica en C. Y. Teng (1949), "Determination of the Contact Pressure Against a Large Raft Foundation," *Geotechnique, 1,* 4, 222-228. Este artículo no deja duda de que el proyecto de una losa de cimentación grande no es cuestión de rutina.

El uso del concepto de módulo de reacción de la subrasante, modificado por la experiencia y el criterio, se ilustra en S. V. DeSimone, and J. P. Gould (1972), "Performance of Two Mat Foundations on Boston Blue Clay." *Proc. ASCE Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures,* Purdue, *1,* Part 2, 953-980.



Charles Augustin Coulomb (1736-1806)

Ingeniero militar francés. Después de haber arruinado su salud por nueve años de servicio en los trópicos se dedicó a la investigación científica pura, haciéndose inmortal por sus contribuciones fundamentales al conocimiento de la fricción, la electricidad y el magnetismo. Sin embargo, al principio de su carrera como hombre de ciencia, en 1773 publicó su artículo sobre presión de tierra contra muros de contención. La teoría expuesta en este artículo se distingue por su claridad y sencillez, y por los supuestos realistas deducidos de las observaciones en el campo con respecto a la forma de la superficie de falla. En la actualidad todavía es la base para el proyecto de muros de contención. (Fotografía de los museos nacionales franceses.)

LAMINA 26

CAPITULO 26

Muros de contención y estribos

26.1 Introducción

Un muro de contención o un estribo correctamente proyectados deben satisfacer dos requisitos casi independientes. Primero, para hacer a la estructura segura contra falla por vuelco y asentamiento excesivo, la presión debajo de la base no debe exceder a la capacidad de carga admisible del suelo; además, la estructura en conjunto debe tener un factor de seguridad adecuado con respecto al deslizamiento a lo largo de su base o a lo largo de cualquier estrato débil abajo de su base. Las dimensiones que se den a la estructura, y su estabilidad global se revisa, para las cargas de trabajo y para la presión de tierra sin modificar por factores de carga. Segundo, toda la estructura, así como cada una de sus partes debe poseer la resistencia adecuada. En esa fase del proyecto se aplican ordinariamente factores de carga. Las presiones y fuerzas correspondientes proporcionan la base para revisar la resistencia estructural máxima en diferentes secciones críticas. Así, todo el procedimiento es semejante en principio al usado en los capítulos anteriores de las Partes C y D para el proyecto de zapatas.

Algunas veces se usan muros de contención y estribos de los tipos de gravedad y semigravedad, especialmente cuando se desea un elevado grado de permanencia bajo condiciones climáticas desfavorables. El proyecto de estas estructuras, es relativamente sencillo, en comparación con el de los muros de contención y los estribos en voladizo. Por tanto, este capítulo se refiere principalmente a este último tipo. El relleno y el drenaje, cosas de gran importancia con respecto al buen funcionamiento de los muros de contención, se han discutido en el Art. 14.2.

En general, el procedimiento para el proyecto de muros de contención y estribos, como el de otras muchas estructuras, es esencialmente de tanteos. Se suponen dimensiones provisionales, antes de poder investigar la estabilidad o la resistencia estructural. Después del análisis tienen que modificarse algunas de las dimensiones, antes de obtener un proyecto satisfactorio.

26.2 Dimensiones de los muros de contención en voladizo

Base. La base del muro de contención ordinario debe ser tan angosta como sea posible, por economía, pero al mismo tiempo tiene que ser lo suficientemente ancha para proporcionar la estabilidad adecuada contra vuelco y deslizamiento, y para reducir la presión en el suelo a un valor tolerable. La relación del ancho de la base a la altura total del muro comúnmente varía de 0.40 a 0.65. La relación más pequeña resulta adecuada si la base está apoyada en un suelo firme y si el relleno tiene una superficie horizontal y es arena limpia o grava. Por otra parte, conforme la resistencia del subsuelo o el relleno disminuye, y al aumentar la pendiente del relleno, la relación puede aproximarse o aún exceder de 0.65. Además, en el ancho de la base influyen cargas adicionales en el

relleno, como las debidas a un ferrocarril, carretera, o estructura.

El peralte de la base es función de las fuerzas cortantes y de los momentos en las secciones situadas en los paramentos delantero y trasero del muro vertical. Por tanto, en el peralte influye mucho la posición del muro vertical dentro de base. Si este muro está situado de manera que la saliente del talón del paramento frontal del muro esté aproximadamente a 1/3 del ancho de la base, el peralte de la base comúnmente queda dentro del intervalo de 1/12 a 1/8 de la altura del muro.

El desplante de la base abajo de la superficie del terreno en el frente del muro debe ser suficiente para evitar los movimientos producidos por la congelación y el deshielo del suelo. La profundidad necesaria varía de unos cuantos centímetros en los estados situados más al sur, hasta 2.40 m en algunas regiones del norte de los Estados Unidos. Aun cuando la profundidad a la que penetra la helada sea pequeña, la base de preferencia deberá colocarse abajo de la zona de cambios de volumen estacionales, producidos por la variación de la humedad del subsuelo. Esto es especialmente importante si se encuentran arcillas expansivas. En muchos casos es necesario desplantar la base a una profundidad mucho mayor que estos valores mínimos para alcanzar un estrato de suelo adecuado para soportar las presiones que se le apliquen.

Muro vertical. El espesor del muro vertical deberá ser el suficiente para resistir con seguridad las fuerzas cortantes y los momentos debidos a la presión de la tierra contra el respaldo del muro. Por esta razón, la resistencia y el talud del relleno tienen influencia considerable en el espesor del muro. El espesor en la corona del muro debe ser lo suficientemente grande para permitir fácilmente el colado del concreto. La sección crítica por corte y momento está en la unión del muro vertical con la base. Con objeto de dar la resistencia adecuada a esta sección, se acostumbra dar un aumento en el espesor del muro de 2 a 6 por ciento de altura.

26.3. Resumen de las fuerzas que obran en los muros de contención

Las fuerzas para el análisis de estabilidad de un muro en voladizo se muestran en la Fig. 26.1*a*. Las fuerzas principales que no se multiplican por coeficientes de reducción son la presión de la tierra P_A contra la sección vertical ab a través del talón, la presión de la tierra P_P contra la

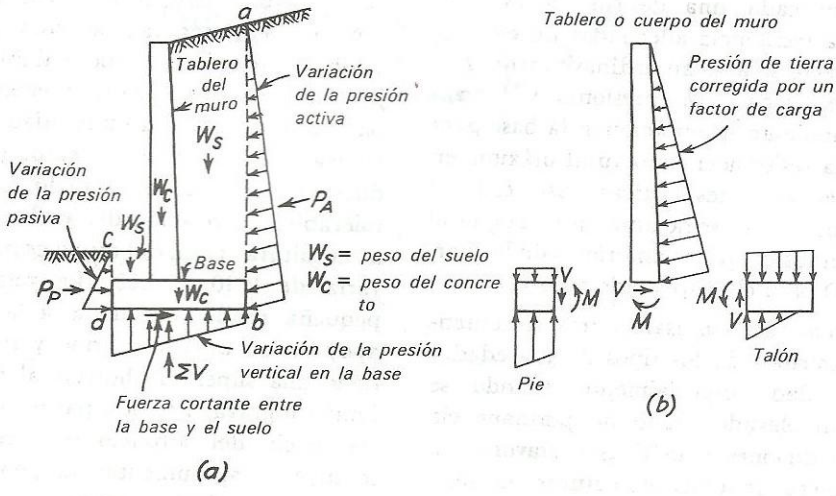


Figura 26.1. Muro de contención en voladizo. *a)* Fuerzas a considerar en el análisis de estabilidad. *b)* Fuerzas que obran en los elementos estructurales principales del muro.

sección vertical cd a través del pie, la presión del suelo ΣV, que actúa verticalmente en la base db, las fuerzas cortantes a lo largo de la base db, y los pesos de las diferentes partes del muro y de las masas de tierra arriba de la base.

Los tres elementos estructurales principales del muro para la investigación de la resistencia se muestran en la Fig. 26.1b. Las fuerzas que obran en cada una de estas partes corresponden a cargas reducidas por factores de carga y son, por tanto, diferentes de las que se usaron en el análisis inicial. de estabilidad. Para el proyecto por resistencia es conveniente y conservador suponer que la presión vertical contra la base se distribuye uniformemente en su tercio delantero. Este procedimiento se ilustra en el problema 26-1.

26.4 Presión de tierra

Teoría de Rankine. La presión que ejerce un relleno de tierra contra un muro de contención puede calcularse teóricamente con precisión razonable solamente en condiciones que rara vez se encuentran en la práctica. En primer lugar, el proyectista debe conocer los materiales que se van a usar para el relleno y la condición en que se van a colocar, lo que implica una cuidadosa supervisión de las operaciones de relleno. Además, el relleno, una vez que se ha colocado, debe protegerse de manera que sus propiedades físicas permanezcan constantes. Estas condiciones no pueden satisfacerse económicamente más que en las obras grandes y más importantes; ordinariamente el proyectista puede aspirar a saber antes de la construcción poco más que el tipo general de material de relleno a usar. Por tanto, los cálculos teóricos de la presión de tierra rara vez pueden justificarse para un muro de contención específico, porque usualmente no se conocen las características físicas del relleno. Es, por tanto, preferible estimar la presión de tierra basándose en diagramas o reglas que tengan una base en parte empírica y en parte teórica. Sin embargo, el conocimiento de la teoría permite conocer las variables más importantes y su influencia en la presión y sirve para aguzar el criterio del ingeniero. En consecuencia, la presentación de diagramas y reglas será precedida por una breve relación de los principios de las teorías de empuje de tierras. En su mayor parte, la discusión se limita a los rellenos constituidos por arena seca sin cohesión, con una resistencia al esfuerzo cortante $s = p \tan \phi$. Este valor de s corresponde a la ecuación de Coulomb (Ec. 4.2), con c igual a cero.

Un depósito idealizado de arena seca sin cohesión de superficie superior horizontal se muestra en la Fig. 26.2a. La arena se prolonga hasta el infinito en direcciones horizontales y a profundidad también infinita. En un punto A del interior del depósito, la presión vertical sobre un plano horizontal es

$$p_v = \gamma z \qquad 26.1$$

donde γ es el peso volumétrico del suelo y z la profundidad. La presión horizontal en planos verticales en el punto A se considera que es

$$p_h = k_0 p_v = k_0 \gamma z \qquad 26.2$$

donde k_0 se conoce como *coeficiente de presión de tierra en reposo.* El valor de k_0 depende de la compacidad relativa y de la forma en que se haya depositado la arena. Puede determinarse experimentalmente; para una arena depositada en capas horizontales sin apisonar varía entre 0.4 y 0.5 (Terzaghi, 1920).

Las envolventes de falla (Art. 4.5) en el diagrama de Mohr para la arena se muestran en la Fig. 26.2b; tienen una inclinación de ϕ con el eje horizontal. Las presiones p_v y p_h se representan con puntos en el eje horizontal, porque no hay esfuerzos cortantes en planos horizontales en el suelo; por lo tanto, no hay esfuerzos cortantes en planos verticales y p_v y p_h son ambos esfuerzos principales.

El círculo de esfuerzos (círculo 1), correspondiente a los esfuerzos principales p_v y $k_0 p_v$, no toca las envolventes de falla, porque no corresponde a un estado de falla en el punto considerado. En ningún plano o planos del depósito se ha movilizado completamente la resistencia al esfuerzo cortante de la arena.

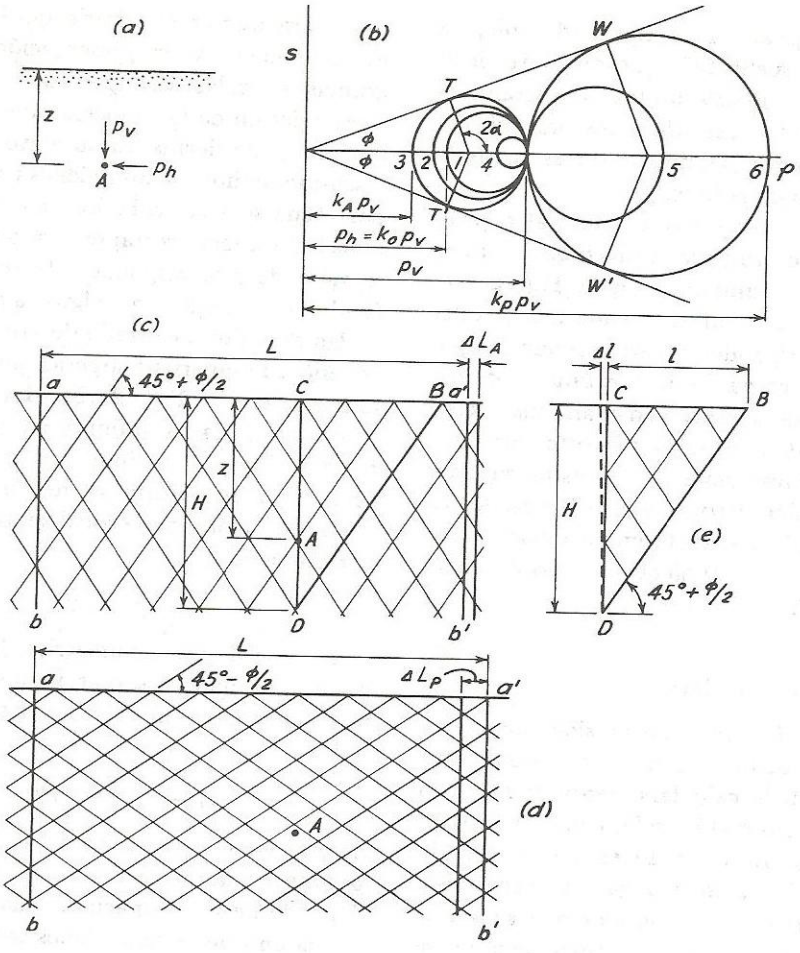


Figura 26.2. Condiciones de formación asociadas a la teoría de la presión de tierra de Rankine. *a)* Esfuerzos en el punto A abajo de la superficie horizontal de un cuerpo semiinfinito de arena. *b)* Diagrama con los círculos de esfuerzos y de falla para ilustrar los estados de esfuerzos activo y pasivo. *c)* Planos de deslizamiento en el estado activo de Rankine asociados a la extensión horizontal de la arena. *d)* Planos de deslizamiento en el estado pasivo de Rankine asociados a la compresión horizontal de la arena. *e)* Planos de deslizamiento en la zona activa de Rankine abajo de la superficie vertical CD.

El punto *A* (Fig. 26.2*c*) se localiza en una porción del depósito limitada por dos planos verticales *ab* y *a'b'* separados por una distancia *L*. Si por algún proceso imaginario se estira horizontalmente el depósito, de manera que los planos *ab* y *a'b'* se separen, la presión horizontal p_h tenderá a disminuir; p_v por otra parte, debe permanecer igual al peso γz de la sobrecarga.

El círculo de esfuerzos correspondiente (círculo 2 en la Fig. 26.2*b*) es mayor que el círculo *1* para la presión de la tierra en reposo. Al continuarse estirando, el círculo de esfuerzos se agranda hasta que toca las envolventes de falla y se convierte en un *círculo de falla* (círculo 3 en la Fig. 26.2*b*). En esta etapa debe ocurrir la falla en el suelo. La falla toma la forma de un deslizamiento entre las partículas a lo largo de dos conjuntos de planos corespondientes a los puntos de tangencia *T* y *T* del círculo de falla. De acuerdo con la forma geométrica del diagrama de falla (Art. 4.5), los planos de deslizamiento están inclinados a

$45° + \phi/2$ respecto al plano en que actúa el esfuerzo principal mayor; es decir, suben (Fig. 26.2*c*) formando un ángulo de $45° + \phi/2$ con la horizontal. Posteriores extensiones de la arena, sólo pueden causar deslizamientos adicionales a lo largo de los planos de falla, porque no pueden existir círculos de esfuerzo mayores que el 3 si el esfuerzo principal mayor es p_v. Por tanto, no puede existir una presión horizontal menor en A que la correspondiente al extremo izquierdo del círculo de falla 3. Esta presión lateral mínima se conoce como *presión activa de tierras* p_A. Su valor puede determinarse de las características geométricas de la Fig. 26.2*b*, así:

$$p_A = k_A p_v = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} p_v \qquad 26.3$$

El coeficiente

$$k_A = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} \qquad 26.4a$$

se conoce como *coeficiente de presión activa de tierra*. Puede también expresarse, mediante transformaciones trigonométricas como

$$k_A = \tan^2(45° - \phi/2) = \frac{1}{\tan^2(45° + \phi/2)} \qquad 26.4b$$

En una arena dada de compacidad relativa determinada, se requiere una deformación unitaria $\Delta L_A/L$ para producir el estado activo (Terzaghi, 1934). En una arena compacta es del orden de 0.1 por ciento; en una arena suelta es varias veces mayor.

Si el depósito semiinfinito de arena se comprime en vez de estirarse, de manera que los planos ab y $a'b'$ (Fig. 26.2*d*) se acerquen, la presión horizontal p_h aumenta mientras p_v permanece constante. En consecuencia, el círculo de esfuerzos se hace más pequeño (círculo 4) y, cuando $p_h = p_v$, se reduce a un punto. Al continuar la compresión horizontal, la presión horizontal excede a la vertical y se convierte en el esfuerzo principal mayor (círculo 5). Eventualmente, el círculo de esfuerzos toca las líneas de falla y se convierte en un *círculo de falla* (círculo 6 en la Fig. 26.2b). La falla ocurre dentro del depósito a lo largo de dos conjuntos de planos correspondientes a los puntos de tangencia W y W'. De acuerdo con las características geométricas del diagrama de falla, estos planos están inclinados a $45° + \phi/2$ respecto al plano en que actúa el esfuerzo principal mayor. Como el esfuerzo principal mayor es ahora el esfuerzo horizontal, los planos de falla (Fig. 26.2*d*) están inclinados $45° - \phi/2$ con respecto a la horizontal. El aumento de la compresión del depósito puede causar solamente más deslizamiento a lo largo de los planos de falla, debido a que no pueden existir círculos de esfuerzos mayores que el círculo 6, si el esfuerzo principal menor es p_v. Por tanto, no puede ocurrir en A una presión horizontal mayor que la correspondiente al extremo derecho del círculo de falla 6. Esta presión lateral máxima se conoce como *presión pasiva de tierra* p_P. Su valor puede determinarse de las características geométricas de la Fig. 26.2*b*. Así

$$p_P = k_P p_v = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} p_v \qquad 26.5$$

El coeficiente k_P se conoce como el *coeficiente de presión pasiva de tierra*. Puede también expresarse así:

$$k_P = \tan^2(45° + \phi/2) = 1/k_A \qquad 26.6$$

En una arena dada, con una compacidad relativa determinada, se requiere una cierta deformación unitaria $\Delta L_P/L$ para producir el estado pasivo. La magnitud de la deformación unitaria necesaria es varias veces mayor que la extensión necesaria para producir el estado activo.

De acuerdo con las Ecs. 26.3 y 26.5, tanto la presión activa como la pasiva aumentan en proporción directa a la profundidad abajo de la superficie. El empuje total sobre un ancho unitario de un plano vertical que se prolongue desde la superficie a una profundidad H es, por tanto,

$$P_A = \tfrac{1}{2} k_A \gamma H^2 \qquad 26.7$$

o

$$P_P = \tfrac{1}{2}k_P\gamma H^2 \qquad 26.8$$

La teoría discutida en los párrafos anteriores fue originalmente elaborada por Rankine (1857). La ecuación 26.7 se ha usado a menudo para calcular la presión activa de tierra de un relleno de arena de superficie horizontal contra un muro de respaldo vertical y altura H. Sin embargo, examinando la Fig. 26.2*a* se ve que el estado de esfuerzos asociado a la teoría de Rankine para estas condiciones requiere que no haya esfuerzos cortantes en los planos verticales. Como los respaldos de los muros reales son rugosos y pueden desarrollarse esfuerzos cortantes en ellos, la teoría de Rankine, en la mayor parte de los casos proporciona solamente una aproximación.

En la realidad no existen las masas semiinfinitas de arena. Sin embargo, si el estado de esfuerzo activo llega a desarrollarse en una cuña de suelo, como la *CBD* (Fig. 26.2*c*), la presión de tierra contra el plano vertical *CD* de altura H queda correctamente expresada por la ec. 26.7. La deformación unitaria requerida $\Delta l/l$ (Fig. 26.2*e*) es la misma que la que se necesita para el estado activo, $\Delta L_A/L$ (Fig. 26.2*c*). Se ve que la deformación puede producirse por rotación del plano *CD* respecto a su extremo inferior. La zona *CBD* se designa a menudo como *cuña de falla*.

Teoría de Coulomb para Presión de Tierra. Puede modificarse la teoría de Rankine para tomar en cuenta la cohesión (Resal, 1910), y para tomar en cuenta el talud de los rellenos inclinados. También permite tomar en cuenta sobrecargas uniformes sobre la superficie del terreno y una superficie libre de agua paralela a la superficie del mismo. La teoría puede aplicarse directamente a un muro de contención ordinario en voladizo, como el ilustrado en la Fig. 26.3, debido a que la sección vertical que pasa por el talón del muro corresponde a la sección *CD* en la Fig. 26.2*c*. Sin embargo, muchos otros problemas que comúnmente se encuentran no pueden resolverse dentro del marco de la teoría de Rankine, ni de

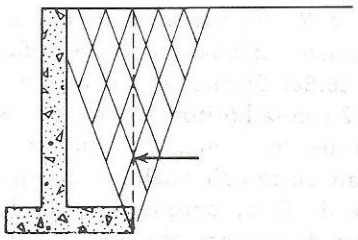


Figura 26.3. Estado activo de esfuerzos de Rankine detrás de un muro de contención en voladizo.

teorías más generales basadas en el estado de esfuerzos dentro de la cuña de falla (Brinch Hansen, 1953; Sokolovski, 1960). Sin embargo, pueden a menudo obtenerse soluciones satisfactorias por medio de las llamadas *teorías de cuña* en las que el equilibrio de una cuña de falla, como *BCD* (Fig. 26.2*e*), se investiga sin tomar en cuenta el estado de esfuerzos dentro de la cuña. En realidad, la mejor conocida de las teorías de cuña fue elaborada por Coulomb en 1776, casi un siglo antes de que Rankine publicara su solución basada en los estados de esfuerzos.

Coulomb reconoció que la resultante de la presión de tierra P_A que actúa en la cara *CD* de un muro de contención está determinada por el equilibrio de una cuña como la *BCD* (Fig. 26.4a). Concluyó, apoyado en las observaciones de deslizamiento reales, que la superficie de deslizamiento *BD* es seguramente algo curva pero, puede considerarse plana como aproximación. En el instante del deslizamiento de la cuña *BCD* a lo largo de la superficie de falla, la resultante F de las fuerzas normales y de fricción a lo largo de *BD* está inclinada el ángulo ϕ

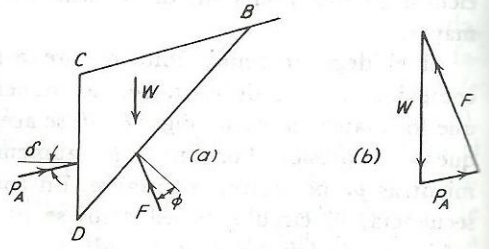


Figura 26.4. *a)* Fuerzas en la cuña de falla en la teoría de presión de tierra de Coulomb. *b)* Triángulo de fuerzas para la evaluación de P_A.

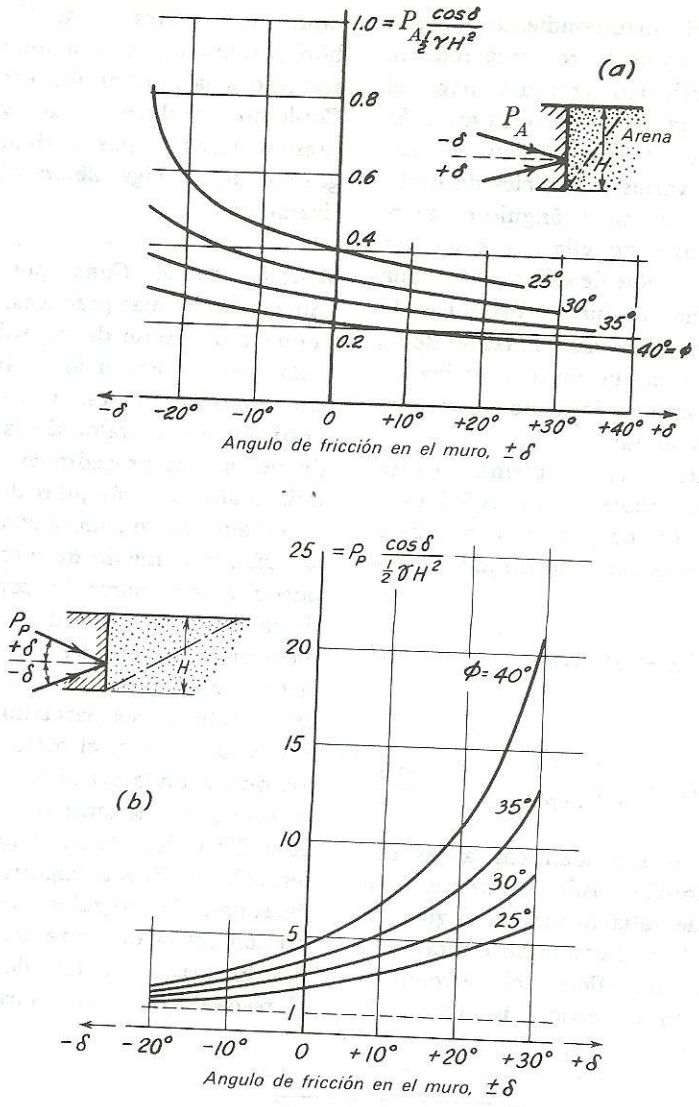


Figura 26.5. Valores de la presión de tierra de acuerdo con la teoría de Coulomb, para diferentes valores de ϕ y de δ. *a)* Caso activo y *b)* caso pasivo.

con respecto a la normal a la superficie de falla. Por tanto, si se conoce la dirección de la superficie de falla, se conoce también la dirección de F. Coulomb supuso además que la resultante de la presión activa de tierra P_A puede actuar a cualquier ángulo arbitrario con la normal a la cara CD de la estructura, siempre que el ángulo no exceda de δ, ángulo de fricción entre el material del relleno y el material que constituye el muro. Así, para cualquier problema específico puede considerarse conocida la dirección de P_A. Como el peso W de la cuña puede determinarse en dirección y magnitud, puede dibujarse el triángulo de fuerzas (Fig. 26.4*b*) y determinarse la magnitud de P_A.

Sin embargo no se sabe anticipadamente si BD es el plano en el que va a ocurrir el deslizamiento. Si BD no es el plano crítico, no se desarrolla completamente la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo del mismo; es decir, la inclinación de F con la normal a BD es menor que ϕ y el valor de P_A

es menor que el correspondiente a algún otro plano en el que se requiera toda la resistencia al esfuerzo cortante para el equilibrio. Por tanto, para encontrar la presión activa de tierra correcta, es necesario suponer varias superficies de deslizamiento y construir un triángulo de fuerza para cada una de ellas, y cada vez haciendo la suposición de que se desarrolla toda la resistencia al esfuerzo cortante en la superficie supuesta. El valor máximo de P_A así determinado en la presión activa de tierra de Coulomb, y la cuña correspondiente es la cuña de falla.

Coulomb atacó el problema analíticamente como problema de máximo y mínimo. Encontró, por ejemplo, que para un terreno de superficie horizontal y para $\delta = 0$,

$$P_A = \tfrac{1}{2} k_A \gamma H^2 \qquad 26.7$$

donde:

$$k_A = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} \qquad 26.4a$$

Estas ecuaciones son idénticas a las deducidas por Rankine. Además, se encontró que la cuña de falla forma un ángulo de subida de $45° + \phi/2$ con la horizontal.

Cuando la superficie del terreno es horizontal y el muro vertical, pero la resultante de la presión de tierra no actúa horizontalmente, sino a un ángulo δ con respecto a la normal al muro, la teoría de Coulomb conduce a los valores de la presión activa y pasiva dados en los diagramas de las Figs. 26.5*a* y 26.5*b*, respectivamente.

Método de la Cuña por tanteos. Para muchos problemas prácticos, es conveniente suponer una serie de superficies planas de falla, para construir los triángulos de fuerzas correspondientes, y para determinar gráficamente el valor de la presión activa de tierra. Un procedimiento sencillo para unir todos los triángulos de fuerzas en un sólo diagrama se conoce como el *método de la cuña*. Por medio de este procedimiento puede determinarse la presión activa de tierra para una variedad de condiciones, incluyendo superficies de terreno irregulares. También puede tomarse en cuenta el que el relleno esté parcialmente sumergido. Por estas razones, el método de la cuña se usa mucho en la práctica.

El método de tanteos se ilustra en la Fig. 26.6. En la Fig. 26.6*a* se ilustra un muro de respaldo inclinado soportando un relleno de superficie irregular. Se supone que la presión activa de tierra actúa en un ángulo β, arbitrariamente elegido con la normal al respaldo del muro. Las líneas *D1*, *D2*,

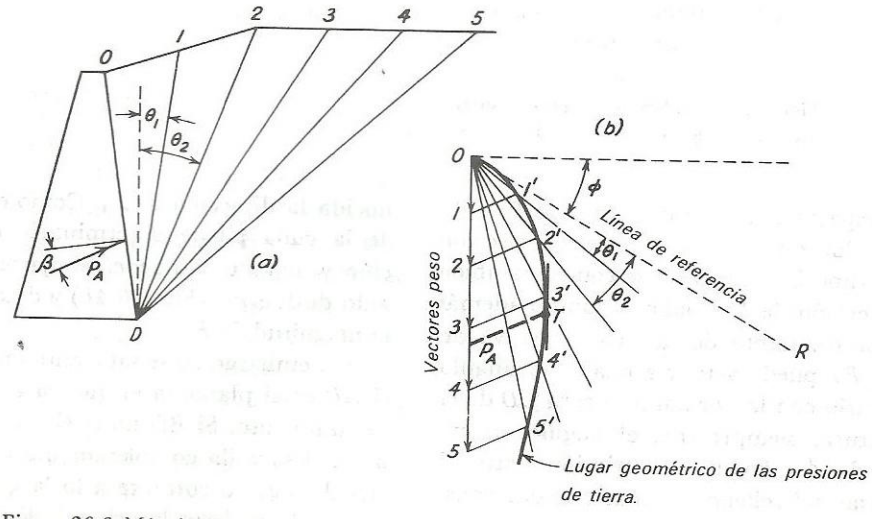


Figura 26.6. Método de tanteos de la cuña para determinar la presión activa de tierra. *a)* Superficies de deslizamiento supuestas, D1, D2, etc. *b)* Diagrama combinado.

etc., representan varias posiciones supuestas de la superficie plana de deslizamiento; es decir, representan las fronteras de las diferentes cuñas de falla. Los triángulos de fuerzas se forman en la Fig. 26.6*b*. El peso de la cuña *OD1* está representado por el vector *01*, el de *OD2* por el vector 02, etc. Cada uno de los rayos *01'*, *02'*, etc., correspondientes al vector *F* en la Fig. 26.4*b* es paralelo a la fuerza resultante sobre la superficie de deslizamiento escogida. Por comodidad, las direcciones de los rayos pueden determinarse de la siguiente manera. En la sección transversal (Fig. 26.6*a*), trácese una vertical por el punto *D*. Determínese el ángulo (θ_1, θ_2, etc.) entre esta vertical y cada una de las superficies de ruptura supuestas. En el diagrama de fuerzas (Fig. 26.6*b*), trácese una línea horizontal por *O* y fíjese una línea de referencia *OR*, que forme un ángulo ϕ con la anterior. Con *O* como centro, trácense abajo de la línea de referencia los ángulos sucesivos θ_1, θ_2, etc.

Se completa luego cada triángulo de fuerzas dibujando a partir del extremo inferior del vector de peso correspondiente, una línea paralela a P_A. De esta manera se determinan los puntos $1'$, $2'$, etc. Luego, uniendo estos puntos se traza una curva, conocida como *lugar geométrico de la presión de tierra*.

Para determinar la presión activa de tierra, se construye una tangente a la curva de la presión de tierra, que sea paralela a los vectores de los pesos. Del punto de tangencia *T* se traza un vector paralelo a P_A hasta la línea de los vectores de los pesos. La longitud de este vector representa la presión activa de tierra, y el valor de θ correspondiente a *OT* determina la posición del plano de ruptura.

Si existe dentro del terraplén una superficie horizontal del agua freática, los pesos de las partes de las cuñas que queden abajo de la superficie del agua se consideran como sumergidos. Luego se calcula la presión de tierra por el mismo procedimiento que para la arena seca, pero debe añadirse a la presión de tierra la presión hidrostática del agua.

Distribución de la Presión de Tierra. Las teorías que se basan en los estados de esfuerzos, como la de Rankine, proporcionan la intensidad de la presión activa de tierra a cualquier profundidad. Por lo tanto se conocen la distribución de la presión de tierra o el punto de aplicación de la resultante. Por otra parte, la teoría de la cuña trata solamente del equilibrio del peso de la cuña de falla y las fuerzas externas resultantes que actúan en ella. El punto de aplicación del empuje de tierra no se conoce y debe determinarse independientemente.

Si la superficie del relleno que está dentro de la cuña de falla es plana y no hay sobrecarga, el punto de aplicación del empuje de tierras puede tomarse en el tercio inferior del respaldo del muro. Si la superficie del relleno es plana y soporta una sobrecarga uniformemente distribuida *q* (Fig. 26.7*a*), la sobrecarga puede convertirse en una altura equivalente de relleno $H_s = q/\gamma$, donde γ es el peso volumétrico del

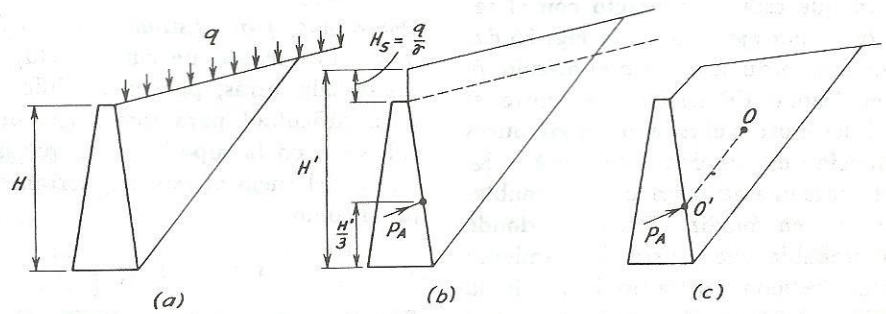


Figura 26.7. *a*) y *b*) método para determinar el punto de aplicación de la presión de tierra contra un muro con relleno inclinado y una sobrecarga uniforme q por unidad de área. *c*) Método para un muro que soporta un relleno de forma irregular.

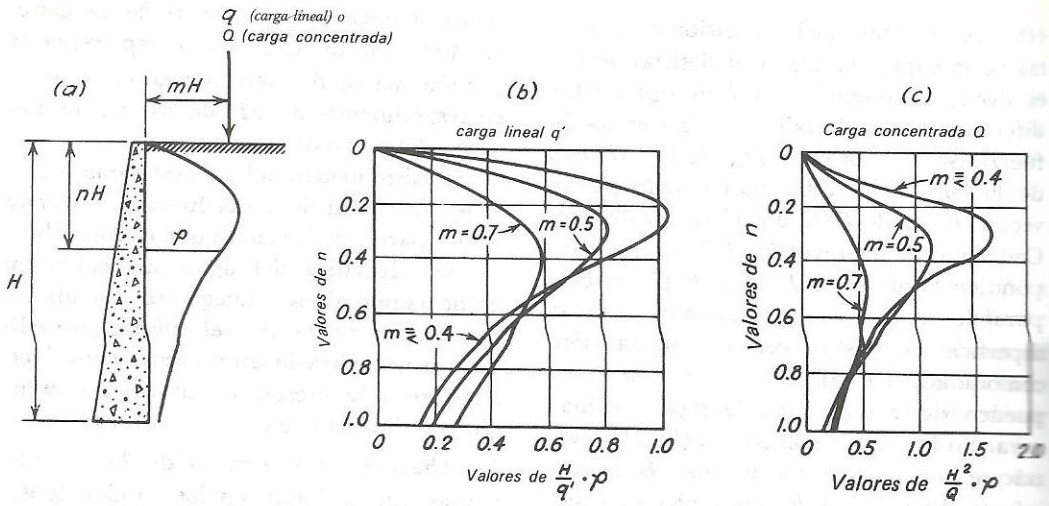


Figura 26.8. Presión de tierra contra un muro vertical debida a una carga lineal o concentrada en la superficie de un relleno horizontal. *a)* Dimensiones y variables. *b)* Presiones en el respaldo debidas a la carga viva q' por unidad de longitud paralela al respaldo de muro, para varias posiciones de la carga. *c)* Presiones en el respaldo del muro para varias posiciones de una carga concentrada Q.

material del relleno, y se considera que la altura del muro es $H' = H + H_s$. Entonces puede tomarse el centro de presión a $H'/3$ arriba de la base del muro. Si la superficie del terreno tiene forma irregular, el punto de aplicación de P_A puede situarse aproximadamente, suponiendo que coincide con la intersección O' del respaldo del muro y una línea trazada por el centroide O de la cuña de falla paralela a la superficie de deslizamiento (Fig. 26.7*c*).

Debe fijarse también la dirección de P_A antes de obtener una solución por la teoría de la cuña. Cuando es probable que ocurra un deslizamiento a lo largo del paramento del muro que está en contacto con el relleno, como, por ejemplo, en la Fig. 26.6*a*, debe tomarse ordinariamente el ángulo β como el ángulo de fricción δ entre el material del muro y el relleno; en los muros de contención de concreto, el valor $\delta = \frac{2}{3}\phi$ es usualmente una aproximación razonable. En los muros en voladizo (Fig. 26.3), donde es más probable que ocurra deslizamiento dentro del relleno que a lo largo de la superficie de contacto entre el concreto y el relleno, la dirección de P_A es aproximadamente la misma que la del talud de la superficie del relleno.

Presiones debidas a Cargas Lineales y a Cargas Concentradas. Se ha encontrado con pruebas a gran escala (Gerber, 1929; Spangler, 1938) que la presión contra el respaldo de un muro debida a una carga lineal q' por unidad de longitud (Fig. 26.8*a*) paralelo a la corona del muro, varía con la profundidad abajo de la corona del muro en la forma mostrada en la Fig. 26.8*b*. Similarmente, la magnitud y la distribución de la presión de tierra que actúa horizontalmente sobre una línea vertical en el respaldo de un muro por una sobrecarga concentrada Q, se ha encontrado que varía como se muestra en la Fig. 26.8*c*.

Diagramas para Estimar la Presión de tierra. Las teorías de cuña, incluyendo la presentada atrás, pueden modificarse con poca dificultad para tomar en cuenta la cohesión, en la suposición de que la resistencia del suelo al esfuerzo cortante se expresa como:

$$s = c + p \tan \phi \qquad 4.2$$

Existen procedimientos para tratar la mayor parte de las condiciones que se encuentran en la práctica (Huntington, 1957). Sin embargo, como el que proyecta

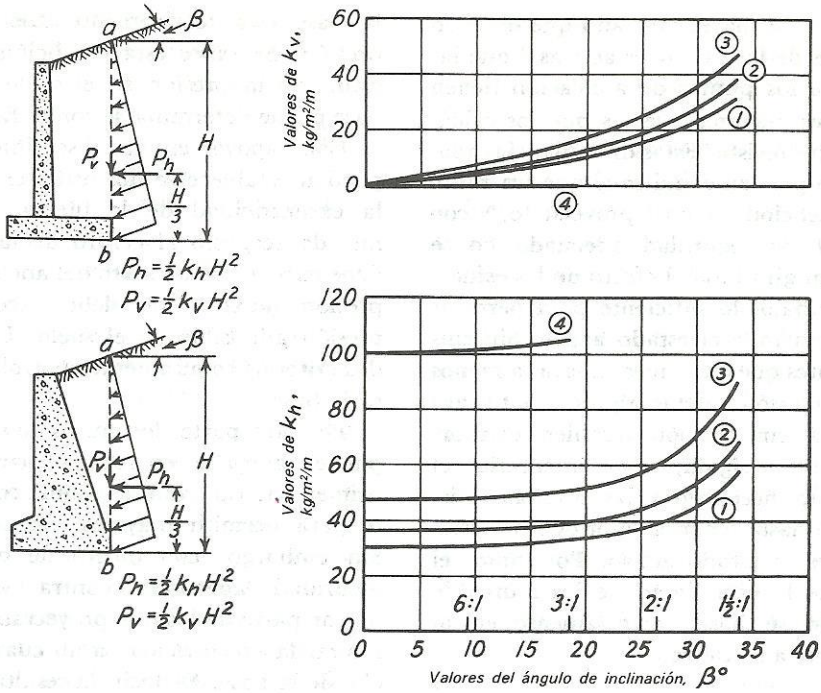


Figura 26.9. Gráfica para estimar la presión de tierra contra muros de contención de relleno plano. El uso de estos diagramas se limita a muros cuya altura no exceda de 6 m. (1) Relleno de suelo de grano grueso sin partículas finas, muy permeable, como arena limpia o grava. (2) Relleno de suelo de grano grueso de baja permeabilidad debida a la proporción que contiene de partículas del tamaño del limo. (3) Relleno de arena limosa fina, materiales granulares con proporción notable de arcilla y suelo residual con boleo. (4) Relleno de arcilla blanda o muy blanda, limo orgánico, o arcilla limosa.

rara vez sabe qué materiales se van a usar en el relleno ni en qué estado se colocarán, es usualmente preferible determinar la presión de tierra para muros de contención ordinarios, cuya altura no exceda de 6 m, por medio de diagramas como los mostrados en la Fig. 26.9. Estos diagramas se basan parcialmente en la teoría y parcialmente en estudios sobre el comportamiento de muros exitosos y fallados. Con objeto de usar la Fig. 26.9, debe clasificarse el material de relleno dentro de una de las cuatro categorías cuya lista se da en el diagrama.

Puede también calcularse la magnitud de la presión pasiva de tierra por medio de las teorías de cuña. Los valores pueden estimarse por medio de la Fig. 26.5*b*, si ϕ puede conocerse aproximadamente y si δ se toma como $\frac{2}{3}\phi$.

Para los materiales que se incluyen en las categorías descritas en la Fig. 26.9, puede suponerse que la intensidad de las presiones activa y pasiva aumenta directamente con la profundidad abajo de la superficie del terreno.

A menudo se desprecia la presión pasiva P_P en los análisis de estabilidad, debido a la posibilidad de que el suelo que está frente al muro no esté colocado todavía cuando se coloque el relleno o puede alguna vez quitarse al hacer excavaciones o por socavación. Además, puede disminuir la resistencia del suelo como resultado del efecto de la helada, de la infiltración del agua, o por agrietamiento debido a la contracción.

Cuando se han medido las presiones de tierra por medio de celdas de presión instaladas en los respaldos de los muros de

contención, se ha encontrado que exceden los valores de las presiones activas y que las alturas de los puntos de aplicación tienen elevaciones mayores que las que los cálculos habían previsto. Estas discrepancias aparentes simplemente indican, que un muro de contención bien proyectado, con un factor de seguridad adecuado no se flexiona ni gira bajo el efecto de los esfuerzos de trabajo, lo suficiente para permitir que se desarrolle el estado activo. Sin embargo, antes que este muro fallara, a menos que fuera insólitamente rígido y estuviera sobre una cimentación también extraordinariamente rígida, experimentaría el movimiento necesario y las presiones disminuirían hasta tener el valor de las correspondientes al estado activo. Por tanto, el análisis de la estabilidad de los muros de contención se basa correctamente en la presión activa de tierra.

26.5 Presión vertical contra la base

La experiencia ha demostrado que la mayor parte de las fallas de los muros de contención han sido el resultado de una mala apreciación de las condiciones de la cimentación. Por tanto, la evaluación cuidadosa de la resistencia y compresibilidad del suelo que va a quedar debajo de la base y del relleno es el factor más importante en el proyecto de un muro de contención. Todos los factores discutidos en la Parte C en conexión con la selección de tipos adecuados de cimentación y con la elección de capacidades de carga convenientes en el suelo o de cargas admisibles en pilotes, son tan dignos de atención respecto a los muros de contención como en cualquier otro tipo de estructura.

Comúnmente se supone que la presión contra la base de un muro de contención varía en forma plana, como se muestra en la Fig. 26.1*a*. La posición de la resultante de todas las fuerzas que obran en el material de apoyo al nivel de la base pueden determinarse con la Ec. 24.1. En muros ordinarios apoyados en suelos, la resultante correspondiente a las cargas no multiplicadas por coeficientes de corrección debe cortar a la base dentro del tercio medio; por tanto, toda el área que está debajo de la base está teóricamente sujeta a compresión. Si existe esta condición, la magnitud de la presión en el suelo contra la base puede determinarse con la Ec. 24.4.

Con apoyo en la discusión anterior pueden establecerse dos útiles criterios: (1) la excentricidad de la fuerza resultante, medida respecto al centro de la base, no debe exceder de un sexto del ancho, y (2) la presión máxima no debe exceder a la presión admisible en el suelo. Uno de los dos criterios comúnmente controla el ancho de la base.

Por otra parte, los muros de contención pueden apoyarse en roca, en cuyo caso el primer criterio dado se cambia comúnmente para permitir mayores excentricidades. Sin embargo, con objeto de obtener la seguridad adecuada contra vuelco, la mayor parte de los que proyectan prefieren limitar la excentricidad a un cuarto del ancho de la base. Es decir, la resultante de las fuerzas debe cortar al plano del lecho inferior de la base dentro de un medio del ancho, aun cuando la presión en el extremo pueda ser considerablemente menor que la presión admisible para la roca. Cuando la resultante quede fuera del tercio medio, la presión máxima debe calcularse con las ecs. 24.5 y 24.6, debido a que no existe compresión en toda la base.

26.6. Fuerzas que resisten el deslizamiento

De acuerdo con la fig. 26.1*a*, la componente horizontal del empuje de tierra no corregido por ningún factor, P_A, debe ser resistida por las fuerzas de corte entre el suelo y la base y por la resistencia pasiva de tierra del suelo en contacto con el frente de la estructura. La relación entre las fuerzas resistentes y la componente horizontal de P_A se conoce como *factor de seguridad contra deslizamiento*. Esta relación no debe ser menor que 1.5. Además, la presión pasiva de tierra debe de despreciarse al calcular el factor de seguridad, a menos que las condiciones locales permitan obtener una evaluación segura del valor de su límite inferior y a menos que se asegure la existencia de la presión durante la colocación del relleno detrás del muro.

La resistencia al esfuerzo cortante entre la base y el suelo depende mucho de la naturaleza de este. Si la superficie de contacto entre el concreto y el suelo es rugosa, podrá contarse con que se desarrolle la resistencia máxima del suelo al esfuerzo cortante. En el Cap. 4 se han discutido los procedimientos para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos de diferentes tipos. Sin embargo, en ausencia de pruebas puede tomarse la resistencia total al esfuerzo cortante entre la base y el suelo, derivada en su mayor parte de la fricción interna, como la fuerza normal ΣV multiplicada por un coeficiente de fricción elegido entre los siguientes valores. Para suelos de grano grueso, sin limo, el coeficiente de fricción puede tomarse como 0.55; para suelos de grano grueso con limo, 0.45 y para limo, 0.35. Si la base del muro de contención descansa en arcilla, la resistencia al esfuerzo cortante contra deslizamiento debe basarse en la cohesión de la arcilla, que puede estimarse conservadoramente como la mitad de la resistencia a la compresión simple. Si la arcilla es firme o dura, su superficie debe corrugarse antes de colar la base de concreto.

Si el factor de seguridad contra deslizamiento es menor que 1.5, debe modificarse el proyecto. Puede aumentarse la resistencia al deslizamiento usando un dentellón que se incruste en el suelo, abajo de la base, como se muestra en la fig. 26.10, o puede aumentarse la base para aumentar la superficie de deslizamiento. Para el mismo volumen de concreto, ordinariamente se considera el dentellón más efectivo que el aumento del ancho de la base, pero, por otra parte, el ancho de la base puede aumentarse con un costo menor.

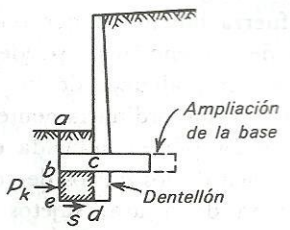


Figura 26.10. Fuerzas horizontales que resisten el movimiento del dentellón debajo de un muro de contención.

A menudo se sobrestima la eficacia de los dentellones cortos. Analizando el equilibrio del bloque de suelo *bcde* (fig. 26.10) se llega a la conclusión de que la fuerza total horizontal que obra en el dentellón no puede ser mayor que la suma de la fuerza P_K y la fuerza de corte S que se desarrolla en la superficie *de*. Sin embargo, no es probable que S sea mucho mayor que la resistencia al corte disponible a lo largo de *bc* si no se empleara dentellón. Por esta razón, cualquier fuerza horizontal adicional ganada con el uso de un dentellón no puede ser mayor que P_K. Por tanto, la resistencia adicional al deslizamiento proporcionada por la saliente de un dentellón debajo de la base, puede determinarse solamente por una evaluación de la resistencia pasiva inferior límite del suelo contra la superficie *be*, durante el tiempo que se está colocando el relleno y durante la vida posterior del muro de contención. Cualquier estimación de la resistencia pasiva contra el plano *abe*, o sobre cualquier porción de este plano es cuando más, solamente una tosca aproximación. Además, al hacer la excavación para un dentellón es posible que se altere el subsuelo y en algunos casos puede hacer más daño que provecho.

Por otra parte, si la base de un muro de contención está apoyada en roca o en un suelo cohesivo muy firme, el dentellón puede proporcionar un medio efectivo de crear resistencia adicional al deslizamiento. Si existen estas condiciones, actúa contra el plano *be* una resistencia pasiva segura P_K (fig. 26.10). Además, la resistencia al corte S desarrollada en la superficie *de* es probable que exceda a la resistencia al esfuerzo cortante disponible a lo largo de *bc* si no se empleara dentellón.

26.7. Resumen del procedimiento para proyectar muros de contención en voladizo

El proyecto de un muro de contención puede resumirse a los pasos siguientes, de los cuales los primeros cinco se refieren a la determinación de sus dimensiones y a su estabilidad, y los dos finales a la investigación de su resistencia.

1. Elíjanse dimensiones provisionales para la estructura, incluyendo las dimensiones del tablero y de la base, así como la posición de aquél sobre ésta.

2. Estímese la magnitud de todas las fuerzas que obran arriba del lecho inferior de la base, como se indica en la fig. 26.1*a*.

3. Determínese el punto de intersección de la resultante de las fuerzas determinadas en el paso 2, con el plano del lecho inferior de la base. La localización de este punto constituye la comprobación de la estabilidad del muro con relación al vuelco.

4. Determínese la magnitud de la presión de la cimentación contra la base.

5. Compruébese el factor de seguridad contra deslizamiento.

6. Aplíquense los factores de carga a la presión de tierra y a las otras cargas y calcúlense las correspondientes presiones reacciones, fuerzas cortantes y momentos.

7. Calcúlense las resistencias máximas en las secciones críticas de los elementos mostrados en la fig. 26.1*b*.

Al hacer los cálculos de los pasos 3 a 7 casi siempre se aprecia la necesidad de hacer modificaciones en las dimensiones provisionales del paso 1.

PROYECTO ILUSTRATIVO. PROBLEMA 26-1. MURO DE CONTENCION EN VOLADIZO

La aplicación de los principios discutidos hasta ahora en el Cap. 26 se muestra en estos cálculos. Se nota que pueden dividirse en dos pasos separados: (1) en análisis de estabilidad en el que se determinan las presiones en el suelo debajo de la base y el factor de seguridad contra deslizamiento, y (2) el proyecto estructural en el que se determinan las dimensiones y formas de los elementos de la estructura (fig. 26.1*b*) para resistir las fuerzas aplicadas.

Puede notarse que la presión máxima del suelo en el borde de la base, calculada por los métodos discutidos en el art. 24.2 es algo menor que el valor admisible, lo que sugeriría que puede reducirse el ancho de la base. Sin embargo, investigaciones posteriores, demuestran que sólo podría hacerse una reducción muy pequeña, en el caso que se pudiera, sin que el factor de seguridad resultante contra el deslizamiento fuera inadecuado.

Los cálculos con relación a la resistencia máxima de las diferentes secciones críticas son típicas del proyecto de concreto reforzado y son semejantes a los presentados en las memorias de cálculo anteriores en la Parte D. Sin embargo, el procedimiento para determinar las presiones de los suelos, afectadas por los factores correctivos, para proyectar con relación a la resistencia máxima del frente y del talón no corresponde a la ec. 24.5 o a la distribución mostrada en la fig. 26.1*b*. Por el contrario, se hace la suposición conservadora de que la suma de las cargas verticales está uniformemente distribuida sobre el tercio delantero de la base. Por tanto, la reacción del suelo contra la base es análoga al bloque de esfuerzos de compresión utilizados en el análisis a la flexión de vigas de concreto reforzado y columnas en flexo-compresión.

26.8. Muros de contención apoyados en pilotes

Introducción. Los muros de contención comúnmente se desplantan sobre una cimentación de pilotes, cuando el suelo en un espesor considerable es demasiado débil o compresible para dar un buen apoyo a la estructura. Además, si las dimensiones que se requieren para la base resultan excesivas para obtener el factor de seguridad adecuado con respecto al deslizamiento, o para mantener la presión vertical dentro de un límite admisible, puede resultar más económico construir un muro de contención con cimentación de pilotes, como se muestra en la fig. 26.11.

Si la fuerza horizontal que obra contra un muro de contención no puede resistirse de otra manera, algunos de los pilotes se hincan inclinados ordinariamente. La disposición de los pilotes indicada en la fig. 26.11 es típica de los muros de contención de 4 a 6 m de altura, sujetos a cargas horizontales moderadas. Para muros más altos y condiciones de carga más extremas, es algunas veces necesario usar el mismo

Problema 26-1

Muro de contención

Hoja 1 de 7

Proyecto de muro de contención

Datos del suelo

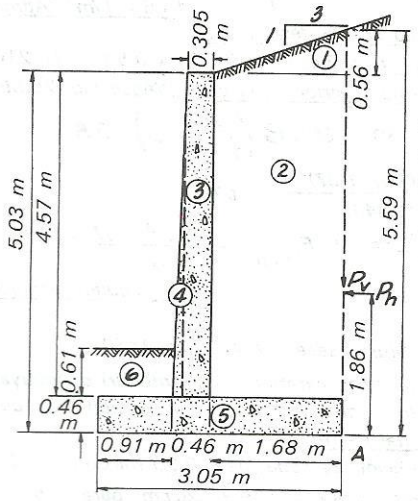
Relleno: Grupo 2 Véase Fig. 26.9)

Supóngase $r = 2{,}000\ kg/m^3$

Presión admisible en el suelo: $q_a = 14.64\ T/m^2$

Fricción en la base: Supóngase $\phi = 30°$, $\tan\phi = 0.58$

Proyecto del muro y revisión de su estabilidad general para las cargas de trabajo



Nota:

Todas las cargas, fuerzas cortantes y momentos son por metro lineal de muro.

Véase la Fig. 26.9

$P_v = \frac{1}{2}(624)(5.59)^2 = 9751\ kg/m$

$P_h = \frac{1}{2}(192)(5.59)^2 = 3000\ kg/m$

Cálculos de estabilidad

Momentos con respecto a A

Area		Fuerza	Brazo	Momento
①	$\frac{1}{2} \times 1.68 \times 0.56 = 0.47 \times 2.002$	= 0.941	.56	0.527 T-m
②	$1.68 \times 4.57 = 7.68 \times 2.002$	= 15.375	.84	12.915
③	$0.305 \times 4.57 = 1.39 \times 2.403$	= 3.340	1.83	6.112
④	$\frac{1}{2}(0.15)(4.57) = 0.34 \times 2.403$	= 0.817	2.03	1.659
⑤	$3.05 \times 0.46 = 1.40 \times 2.403$	= 3.364	1.52	5.113
⑥	$0.91 \times 0.61 = 0.56 \times 2.002$	= 1.121	2.59	2.903
P_v		3.000		
P_h	$\Sigma H = 9.751\ T$		1.86	18.137

$\Sigma V = 27.958\ T$ $\Sigma M_A = 47.366\ T\text{-}m$

número de pilotes en todas las hileras y poner inclinados los pilotes en más de una hilera.

El proyecto de la cimentación de pilotes inclinados, como se describe en los siguientes párrafos, se basa en la suposición de que las únicas fuerzas horizontales que se van a resistir son las que obran arriba del nivel de la base del muro de contención. En muchos casos, posiblemente en la mayoría, las fuerzas laterales en la parte del subsuelo en la que los pilotes están enterrados son mucho mayores que las que obran en el muro. Los pilotes inclinados pueden ser entonces ineficaces. Las circunstancias en las que esto puede ocurrir se han discutido en el art. 18.8.

Fuerzas verticales en los pilotes. Si se disponen los pilotes en planta como se muestra en la fig. 26.11*b*, el centroide de los pilotes usualmente queda muy cerca de la línea de acción de la resultante R, y las cargas en los pilotes son aproximadamente iguales. Las cargas en los pilotes verticales en las filas B y C, así como la componente vertical

Problema 26-1
Muro de contención
Hoja 2 de 7

Cálculo de la estabilidad (continuación):

Localización de la resultante:

del punto A, $\frac{47.366}{27.958} = 1.69m$

entonces $e = 1.69 - \frac{3.05}{2} = 0.165$ m o.k. $< \frac{3.05}{6}$

Presión en el extremo exterior de la base

$q_{máx.} = \frac{27.958}{3.05}\left(1 + \frac{6 \times 0.17}{3.05}\right) = 9.17(1 + 0.33) = 12.20$ T/m²

< 14.64 T/m² Admisible

Revisión del factor de seguridad contra deslizamiento

Fuerza cortante a lo largo de la base $= 27.958 \times 0.58 = 16.216$ T

Fuerza pasiva en el extremo exterior de la base (Véase Fig. 26.5b)

Usese $\delta = \frac{2}{3}(30°) = 20°$, $P_p\left(\frac{\cos\delta}{\frac{1}{2}\gamma H^2}\right) = 5.8$

$$P_p = \frac{5.8\,(2.000)\,(1.07)^2}{2\,(0.940)} = 7.07$$

$$F_{s_{mín}} = \frac{16.216}{9.751} = 1.7 \qquad F_{s_{máx}} = \frac{16.216 + 7.07}{9.751} = 2.4$$

no se requiere espigón.

Proyecto estructural:

Factores de carga: Muro-úsese 1.7 P_h (Fig. 26.9)

Base: (losa exterior y losa interior) distribúyase uniformemente la ΣV en la porción $B/3$ delantera

Datos del concreto y del acero:

Factores de reducción de capacidad: 0.90 (flexión); 0.85 (corte)

$f'_c = 210$ Kg/cm² $\times$ 0.85 $= 179.32$ kg/cm² para el bloque de esfuerzos

$v_c = 0.53\sqrt{210} = 7.7$ kg/cm²

$f_y = 2813$ kg/cm² $\rho_{mín.} = 0.005$; $\rho_{máx.} = 0.0278$

$\rho_{contracción} = 0.002$

$l_d = \frac{0.0594\,A_b\,(2813)}{\sqrt{210}} = 11.51\,A_b$ (varillas del lecho inferior)

$\times 1.4 = 16.11\,A_b$ (varillas del lecho superior)

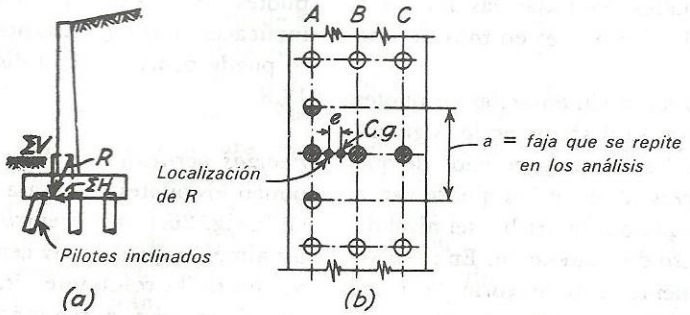
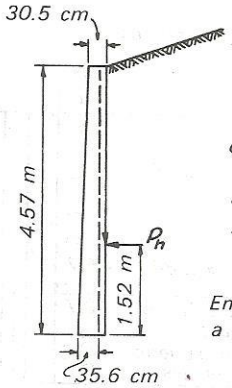


Figura 26.11. Cimentación piloteada de un muro de contención. *a)* Sección. *b)* Planta de la cimentación.

Problema 26-1
Muro de contención
Hoja 3 de 7

Proyecto estructural del muro, continuación:

Proyecto del paramento:



Refuerzo vertical

$P_h = (1.7)\frac{1}{2}(0.625)(4.57)^2 = 11.095$ T

$\times 152 = 1686$ T-cm

Usese una inclinación de 15 cm al frente,

entonces $t = 30.5 + 15 = 45.5$ cm

Usese $d = 45.5 - 10 = 35.5$ cm

Supóngase un brazo $= d - \frac{a}{2} = 33$cm

$T = 1686 = 51.09$ T/m^2

$\div (2.813 \times 0.9 = 20.2)$ cm^2/m $= A_s$

En la parte inferior del muro úsense varillas No. 6 a 12.7 cm c a c.

$A_s = 22.4$ cm^2/m $\rho = \frac{22.4}{35.6 \times 100} = 0.0063$ Corr.

10.2 cm Recubrimiento

45.8 cm = t

> 0.005

< 0.0278

Revisión del bloque de esfuerzos de compresión:

$C = T = 51.090$ T

$\div 179.32 \times 0.9 \times 10000 = 0.0317 < 5$ cm

Revisión del esfuerzo cortante: $11095/35.56 \times 100 \times 0.85 = 3.67$ kg/cm^2

Corr. < 7.74 kg/cm^2

Cálculo de momentos en el acero:

En el extremo inferior: $M = 1686$ T-cm

Al nivel de 3.05 m: $M = 1686 \left(\frac{3.05}{4.57}\right)^3 = 501.21$ T-cm

Al nivel de 1.52m: $M = 1686 \left(\frac{1.52}{4.57}\right) = 62.02$ T-cm

Momento resistente del acero:

varillas No. 6 a 12.7 cm c.a. c. $A_s = \frac{22.4 \text{ cm}^2}{m}$

En el extremo inferior: $M_r = 22.4(2.813)(0.9)(33.02) = 1873$ T-cm

En el extremo superior: $M_r = 22.4(2.813)(0.9)(19.05) = 1080$ T-cm

de la carga sobre los pilotes en la fila *A*, se determinan comúnmente por la ec. 24.10. Es evidente en la fig. 26.11 que la faja *a* que tiene cuatro pilotes de la cimentación se repite. Por esta razón, las propiedades de la sección de estos cuatro pilotes, en combinación con las cargas y momento que obra en la faja *a*, pueden usarse en la ec. 24.10. La fig. 26.11 indica que la resultante de las fuerzas *R* queda a la izquierda del centroide de los pilotes. Por tanto, la carga vertical por pilote en la fila *A* es mayor que la de las filas *B* y *C*. Por otra parte, si la excentricidad fuera a quedar a la derecha del centroide, los pilotes de las filas *B* y *C* estarían sujetos a una carga mayor que los de la fila *A*. La magnitud del momento que existe en la unión de los pilotes y la base es el producto de la suma de las cargas verticales ΣV por la excentricidad *e*. La excentricidad se mide del centroide de los pilotes, no de la línea central de la base, a menos que los dos coincidan.

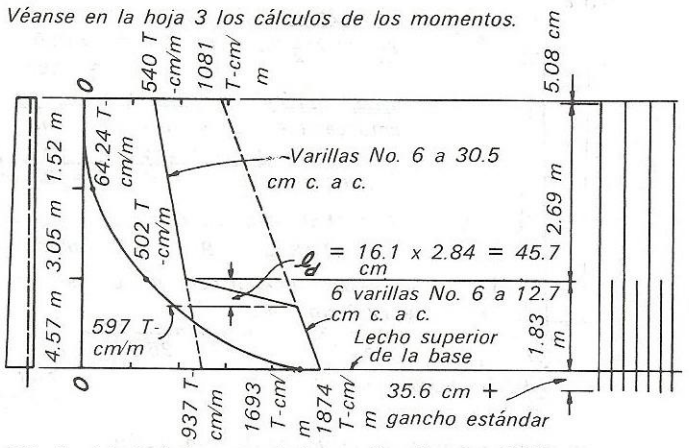
Fuerzas horizontales en los pilotes. La carga horizontal ΣH en la base de un muro de

Problema 26-1
Muro de contención
Hoja 4 de 7

Proyecto estructural del muro (continuación)

Proyecto del paramento

Véanse en la hoja 3 los cálculos de los momentos.



Cálculo del nivel de corte de las varillas No. 6 a 30.5 cm c a c.

A_s = 11.22 cm²/m $\rho = \frac{11.22}{27.9 \times 100} = 0.004$ $\begin{matrix} > 0.002 \\ < 0.005 \end{matrix}$

Por tanto, cortense y ánclense las varillas arriba del nivel donde $M = \frac{(11.22)(2.813)(\pm 27.9)(0.90)}{1.33} = 596$ T-cm/m

M = 596 T-cm/m al nivel más o menos de 3.20 m
−0.46 m
nivel de corte 2.74 m

Proyecto de la base

Distribúyase la ΣV en el tercio delantero $B/3$
Supóngase t = 46 cm d = 35.6 cm
ΣV = 27.9 (Véase hoja 1)
$\div \frac{3.05}{3} + q_{máx}$ = 27.430 T/m²
peso del suelo sobre la losa exterior = 0.61 x 2.000 = 1.221
Peso de la base de concreto = 0.46 x 2.403 = 1.105 2.326 T/m²
Presión neta en la losa exterior 25.104 T/m²

contención apoyado en pilotes se transmite a ellos y luego al suelo en el que están hincados. De esta manera, los pilotes verticales no alteran apreciablemente el factor de seguridad del muro contra el deslizamiento de su base o a lo largo de algún estrato débil bajo dicha base. Si la resistencia del suelo en el que los pilotes están hincados es inadecuada para proporcionar el factor de seguridad necesario, la resistencia disponible puede aumentarse con el uso de pilotes inclinados. Usualmente la resistencia de los pilotes inclinados y la del suelo que queda debajo del muro se consideran actuando simultáneamente; esto presupone que antes de la falla pueda tener suficiente movimiento lateral para desarrollar la resistencia máxima de ambos elementos.

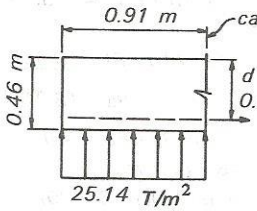
Se supone comúnmente que la carga vertical soportada por un pilote inclinado es la misma que si el pilote estuviera vertical. De esta manera, la componente vertical de la carga en un pilote inclinado puede calcularse por medio de la ec. 24.10. Si la línea de acción de la resultante de las cargas P (fig. 26.12*a*) se hace coincidir con el

Problema 26-1
Muro de contención
Hoja 5 de 7

Proyecto estructural del muro (continuación)

Proyecto de la base (continuación)

Losa exterior: véanse los cálculos de las presiones en la hoja 4



$V = 25.14(0.91) = 22.87$ T

$\times \frac{0.91}{2} \times 100 =$

1041 T-cm $= M$

Supóngase un brazo = 33.02 cm

$T = \frac{1041}{33.02} = 31.52$ T

$\div (2.8128 \times 0{,}9) = 12.45$ cm²

Revisión de $\rho = \frac{12.45}{35.6 \times 100} = 0.0035 > .002$ contracción corr.

$< .005$, por tanto auméntese A_s by 1/3, then

$A_s = 12.45 \times 1.33 = 16.56$ cm²/m

Usense 6 varillas No. 6 a 15 cm c. a c. $A_s = 37.27$ cm²/m

Bloque de esfuerzos de compresión y esfuerzo de corte corr. por examen después del cálculo del paramento en la hoja 3.

Longitud de anclaje: Prolónguese todo el ancho de la base por tanto ℓ_d Corr.

Losa interior de la base (talón)

Peso del suelo sobre el talón, detrás del paramento (4.57)(2.002) =	9.149 T/m²
Peso de la base de concreto = 0.46(2403)	1.105
En el paramento: presión neta para proyecto	10.254 T/m²
Peso del suelo sobre el talón = 5.13(2.002) =	10.270 T/m²
Peso de la base de concreto =	1.105
En el respaldo: presión neta de proyecto	11.375 T/m²

eje del pilote, la componente horizontal de esta resultante puede determinarse fácilmente, si se conocen la componente vertical y la inclinación del pilote. En la fig. 26.12*b* se muestra el diagrama de fuerzas para un sólo pilote inclinado.

Etapas del proyecto. En el proyecto de una cimentación con pilotes inclinados deben satisfacerse dos criterios: (1) la carga axial de cada pilote no debe exceder su carga de seguridad y (2) la suma de las componentes horizontales de las fuerzas en los pilotes inclinados debe ser igual a la fuerza horizontal aplicada ΣH. Como en un pilote inclinado la relación entre la carga axial y su componente horizontal depende de la inclinación que no se conoce inicialmente, el proyecto se hace en forma más cómoda por un método de tanteos. Los pasos en este método para un problema típico son los siguientes.

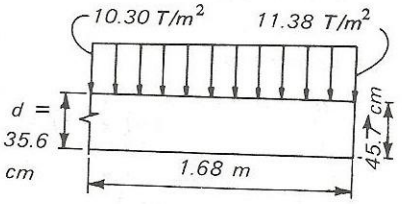
1. Hágase una distribución tentativa (fig. 26.13*a*) de los pilotes de la cimentación para la sección en la base del muro.

Problema 26-1
Muro de contención
Hoja 6 de 7

Proyecto estructural del muro (continuación)

Proyecto de la base (continuación)

Talón (continuación): (véanse las presiones en la hoja 5)



$V_1 = \frac{1}{2}(10.30)(1.68) = 8.65$ T

$V_2 = \frac{1}{2}(11.38)(1.68) = 9.56$ T

V total 18.21 T

$M_1 = 8.65(1/3)(1.68)(100) = 484.4$ T-cm

$M_2 = 9.56(2/3)(1.68)(100) = 1070$ T-cm

Momento total M = 1555.1 T-cm

Supóngase un brazo de 33.02 cm

T = 1549/33.02 = 46.9 T

÷ (2.813 x 0.9) = 18.53 cm²/m

Usense varillas No. 6 a 15.2 cm c. a c. A_s = 18.53 cm²/m ρ corr.
>0.002
>0.005
<0.0278

Bloque de esfuerzos de compresión y esfuerzo cortante Corr.

Longitud de anclaje: Prolónguese todo el ancho de la base por tanto ℓ_d Corr.

Acero horizontal para contracción en el paramento.

Necesario: 0.002(38.1 x 100) = 7.62 cm²/m

Usense varillas No. 4 a 22.9 cm c. a c.

al frente A_s = 5.71 cm²/m

en el respaldo No. 4 a 45.7 cm

A_s = 2.75 cm²/m

Total A_s = 8.46 cm²/m

Acero horizontal para contracción en la base:

Usense varillas No. 4 a 30.5 cm c. a c.

en los lechos superior e inferior

A_s = 8.46 cm²/m

2. Calcúlense las fuerzas verticales V_A, P_B y P_C en cada pilote por medio de la ec. 24.10.

3. Compárense las fuerzas verticales en los pilotes inclinados con su carga axial de seguridad. La fuerza vertical máxima en un pilote inclinado debe limitarse a un valor de 8 por ciento menor que el de la carga axial de seguridad, para tomar en cuenta la influencia de la inclinación.

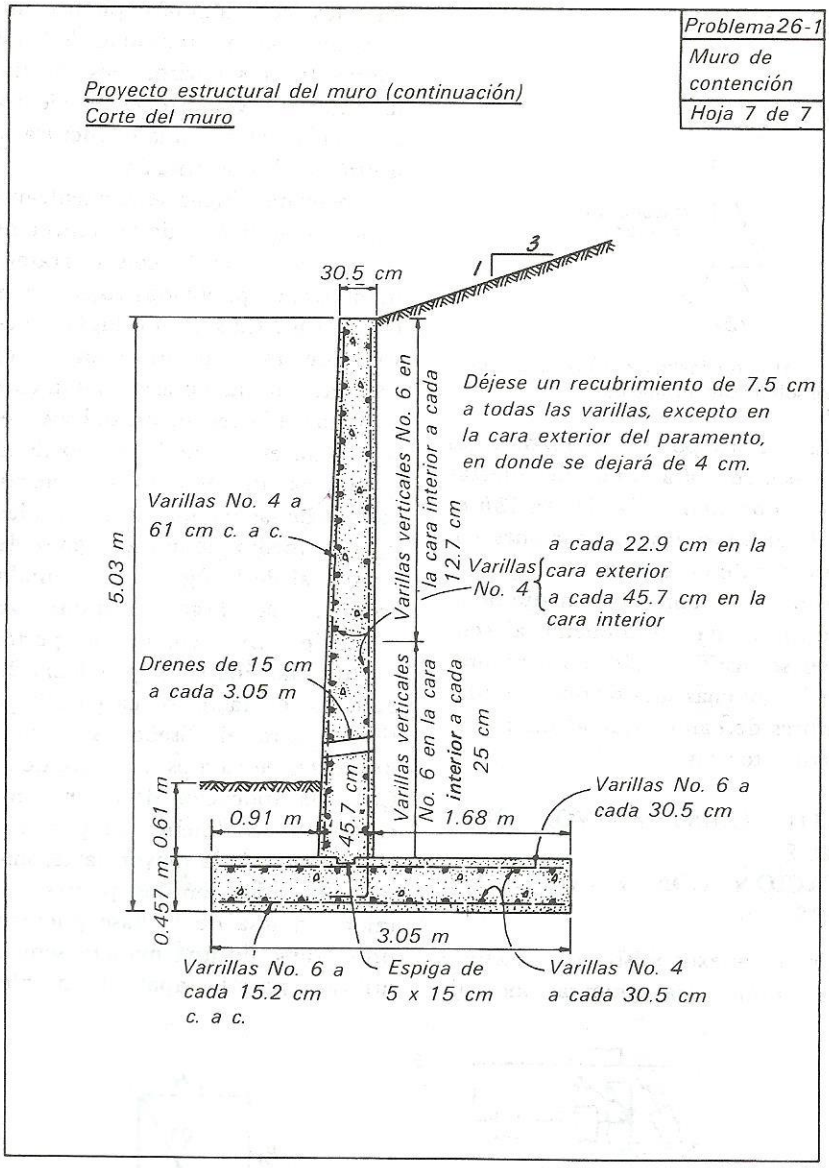
4. Constrúyase el polígono de fuerzas (fig. 26.13*b*). De acuerdo con este diagrama, si los pilotes de la fila *A* van a resistir toda la fuerza horizontal ΣH, deben tener la inclinación de la línea *FG*. Por tanto la inclinación requerida es

$$m = 100\frac{\Sigma H}{\Sigma V'} \qquad 26.9$$

donde m = inclinación de los pilotes expresada en cm (horizontales) por metro (vertical)

ΣH = fuerza horizontal que van a resistir los pilotes inclinados

$\Sigma V'$ = suma de fuerzas verticales que obran en los pilotes inclinados. Para la condición mostrada en la fig. 26.13, $\Sigma V' = 2V_A$



5. Revísese si la inclinación necesaria es razonable (véase art. 12.1). Si no, se requiere hacer una nueva distribución o los pilotes inclinados deberán usarse en más de una fila como se explica en lo que sigue.

6. Calcúlese la fuerza axial en los pilotes inclinados, y compárese con la carga de seguridad axial por pilote. Si se excede la carga de seguridad, hay que hacer una nueva distribución.

Si la fuerza horizontal ΣH es grande, puede ser necesario inclinar más de una fila de pilotes. Si se usan pilotes inclinados en la fila B, además de en la fila A, y si se desea la misma inclinación en ambas filas, una línea que una E y G (fig. 26.13*b*) da la inclinación adecuada. Por tanto, la ec. 26.9 sigue siendo aplicable, siempre que la suma vertical $\Sigma V'$ se ajuste para incluir a P_B. En algunos proyectos la inclinación de los pilotes inclinados difiere de fila a fila. En muchos casos, su propio criterio o los resultados de pruebas en el lugar pueden decidir al proyectista a considerar que sólo una parte de la fuerza horizontal total necesita

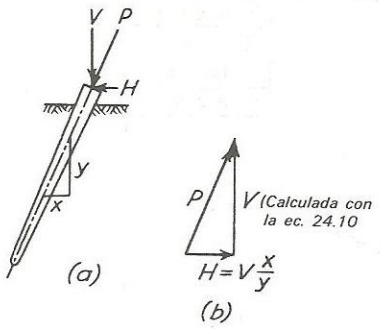


Figura 26.12 *a*) 01 Pilote inclinado, *b*) Diagrama de fuerzas para un solo pilote inclinado.

ser resistida por los pilotes inclinados. En cualquier caso, un diagrama de fuerzas semejante al mostrado en la fig. 26.13*b* es útil para determinar las inclinaciones correctas para las diferentes filas.

El valor de m obtenido por medio de la ec. 26.9 se aproxima comúnmente al centímetro. No se justifica más refinamiento, en vista de las muchas suposiciones y de las incertidumbres de campo que afectan a los problemas de este tipo.

PROYECTO ILUSTRATIVO. PROBLEMA 26-2
CIMENTACION CON PILOTES INCLINADOS

Los cálculos anexos ilustran un método de diseño común para cimentaciones piloteadas con algunos pilotes inclinados, para mejorar la estabilidad de la estructura contra fuerzas horizontales. Se ha elegido un muro en voladizo en el ejemplo, para aprovechar el que una estructura similar se utilizó en el problema 26-1.

En primer lugar se encuentran las componentes verticales de las reacciones en los pilotes, de acuerdo con lo tratado en cimentaciones piloteadas sujetas a momento (art. 24.6). En segundo lugar, se estimó un valor de una tonelada como la carga horizontal que puede asignarse a cada pilote, en vista de la resistencia del suelo en el cual se hincan estos y de la rigidez de los pilotes a la flexión. Después se determinan los valores de las inclinaciones para las filas 1 y 2, por medio de un polígono de fuerzas similar al de la fig. 26.13*b*. Finalmente, se compara la carga resultante para cada pilote de la fila 1 con el valor permisible.

Al igual que en el problema 26-1, debe aplicarse un factor de carga a la presión de tierra, para el diseño estructural de los diferentes elementos del muro de retención. Como la aplicación de la presión de tierra corregida usualmente da por resultado la eliminación de la mayor parte, sino de toda la compresión en los pilotes debajo del talón, la losa de la base piloteada puede proyectarse de una manera semejante a la utilizada para la zapata del problema 26-1.

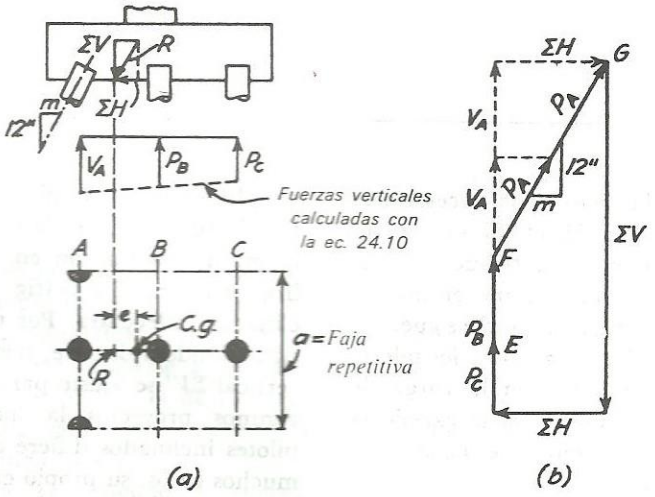
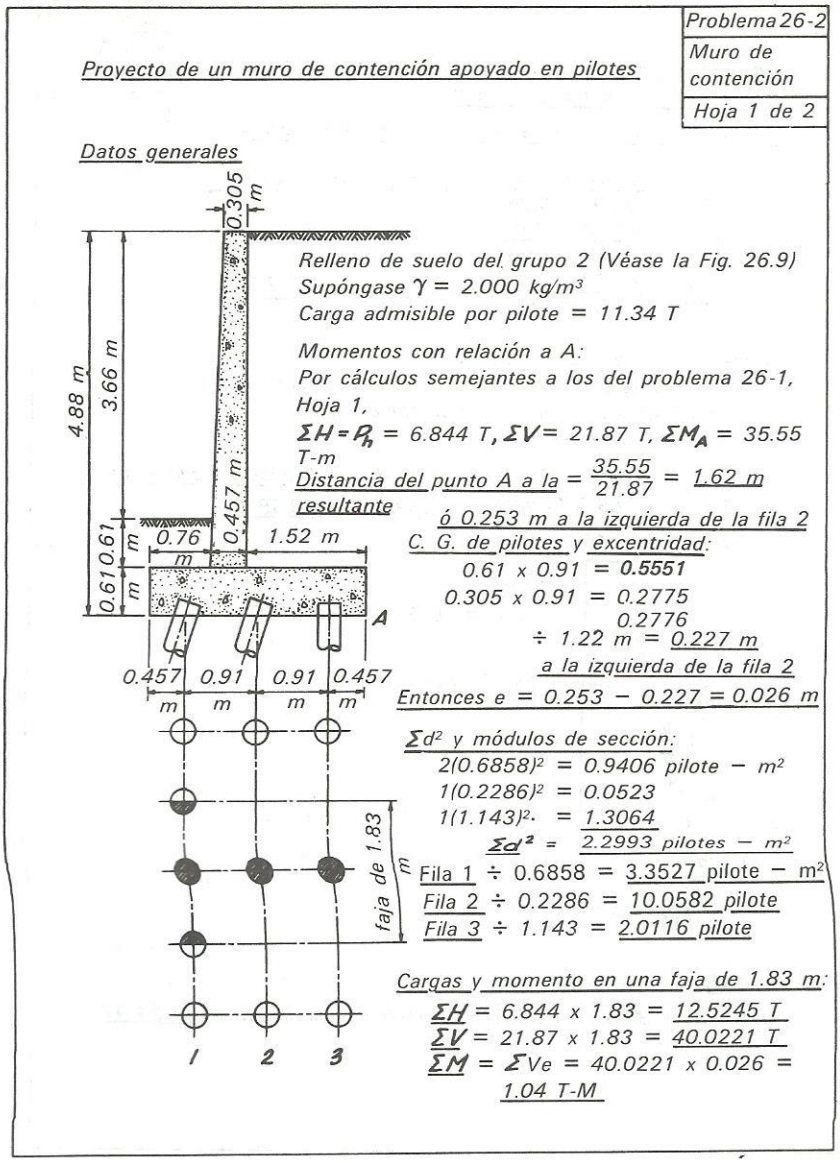


Figura 26.13. Diagramas que ilustran el método de cálculo de las fuerzas que obran en los pilotes situados debajo de un muro de contención. *a*) Disposición de los pilotes. *b*) Polígono de fuerzas.



Es decir, puede suponerse que la suma de las fuerzas verticales es resistida por pilotes que están debajo del frente, mientras que el talón resiste el peso del relleno sin el beneficio del apoyo de los pilotes.

26.9. Estribos

Generalidades. Los principios que gobiernan el análisis de la estabilidad y resistencia de los muros de contención en voladizo son en mayor parte aplicables a los estribos de este mismo tipo y a los muros de los aleros. En este artículo se extiende la discusión de los muros en voladizo para incluir algunos problemas asociados con el proyecto de estribos. Un típico estribo en voladizo con aleros se muestra en la fig. 26.14. Se han descrito otros tipos de estribos en el art. 14.3.

Las fuerzas que comúnmente se consideran en el proyecto de las partes individuales de un estribo dependen en grado considerable de la tendencia de estas partes a actuar en conjunto, como una unidad. Por ejemplo, generalmente se supone que los aleros se comportan como muros de

Problema 26-2
Muro de contención
Hoja 2 de 2

Proyecto de cimentación de un muro de contención apoyado en pilotes (continuación)

Componentes verticales de las reacciones de los pilotes:

Fila 1: $\frac{40.02}{1.22} + \frac{1.04}{3.35} = 32.8 + 0.31 = 33.11$ T

Fila 2: $\frac{40.02}{1.22} - \frac{1.04}{10.06} = 32.8 - 0.10 = 32.70$ T

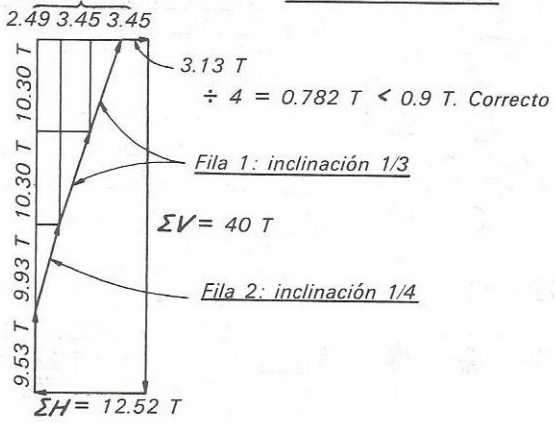
Fila 3: $\frac{40.02}{1.22} - \frac{1.04}{2.01} = 32.8 - 0.52 = 32.28$ T

Cargas horizontales sobre los pilotes

Supóngase que 0.907 T/pilote son resistidas por momento en los pilotes en combinación con la resistencia pasiva del suelo.

$x\ 4 = 3.63$ T Por tanto, inclínense los pilotes para 12.52-3.63 = 8.89 T

9.39 T > 8.89 T Correcto.



Reacción máxima por pilote

$\sqrt{10.30^2 + 3.45^2} = \sqrt{117.99} = 10.86$ T/pilote Corr. < 11.34 T/pilote Corr.

contención ordinarios y se proyectan correspondientemente. Sin embargo, es claro que la fuerza P_A (fig. 26.15*a*) debe producir fuerzas cortantes considerables, momento, y tensión directa en secciones verticales cerca de la esquina *A*. Por tanto, si se mantiene la continuidad en esa zona, el funcionamiento de los muros difiere muchos del de los simples muros de contención verticales en voladizo. Además, como se explica en el art. 26.4, es necesaria alguna cedencia para establecer la condición de la presión activa de tierra en el suelo tras el muro; de otra manera, la presión total de tierra puede ser apreciablemente mayor que el valor activo supuesto.

Estribos monolíticos. Cuando no se deja una junta entre los aleros y el cuerpo de los estribos, hay evidencia de campo que indica que existe tendencia al agrietamiento cerca de la esquina A (fig. 26.15*a*). Sin embargo, la mayor parte de las fallas pueden atribuirse a la insuficiente resistencia estructural en esta zona. En la fig. 26.15*b* se muestra un detalle de la esquina con construcción monolítica. La cantidad correcta de refuerzo horizontal y el espesor adecuado

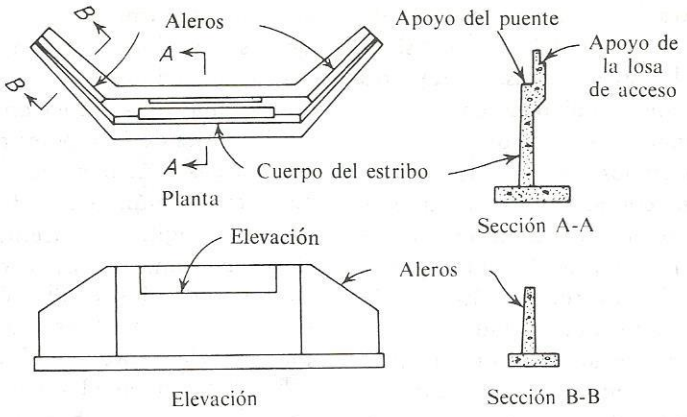


Figura 26.14. Estribo típico en voladizo para puente de carretera.

de concreto en la esquina puede determinarse sólo a sentimiento. Deben aumentar ambos conforme aumenta el ángulo entre los aleros y el cuerpo del estribo. Si se usa un arreglo semejante al mostrado en la fig. 26-15*b*, y si, por lo demás, la estructura está correctamente proyectada, no hay razón para suponer un mal comportamiento en la esquina del estribo.

Estribos con juntas en los aleros. Algunos ingenieros consideran que es una mejor técnica, así como más económico, colocar una junta en cada esquina, como se muestra en la fig. 26.15*c*. Esta junta no tiene resistencia estructural y permite a los aleros así como al cuerpo del estribo funcionar como verdaderos voladizos verticales. También se presta para que se produzcan los movimientos asociados a los cambios de temperatura. La saliente en el concreto al frente de la junta permite un considerable movimiento relativo, sin que desmerezca la apariencia de la estructura.

Funcionamiento de la losa de la base. La base de un estribo como el que aparece en la fig. 26.14 se cuela comúnmente como unidad continua que se extiende debajo de los aleros y el cuerpo del estribo. Sin embargo, en el análisis estructural, independientemente de la presencia o ausencia de juntas en las esquinas, comúnmente se supone que existe una junta ficticia que se

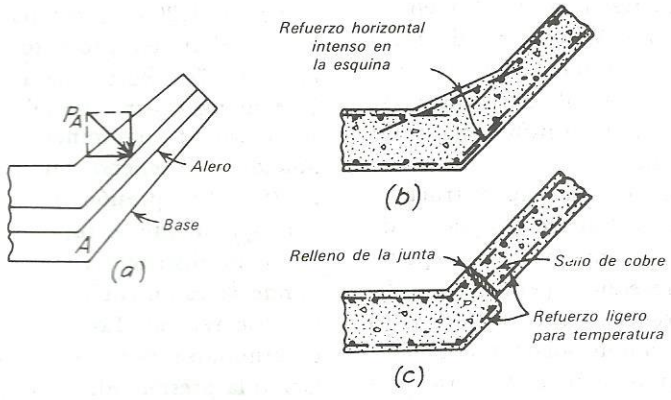


Figura 26.15. *a)* Detalle en la unión del muro frontal y el alero de un estribo. *b)* Refuerzo necesario para construcción monolítica. *c)* Junta necesaria para funcionamiento independiente.

prolonga a través de la base en la unión de cada alero con el cuerpo del estribo. Así, se supone que el estribo consiste de tres unidades enteramente independientes.

Las suposiciones para el proyecto, como se describieron en los párrafos anteriores, generalmente se consideran conservadoras desde el punto de vista de la estabilidad de la estructura en conjunto, debido a que el momento resistente de toda el área de la base actuando como una unidad es mayor que si se supone que los tres componentes actúan separadamente, y la resistencia aumenta rápidamente al aumentar el ángulo entre los aleros y el cuerpo del estribo. Por otra parte, la continuidad de la base abajo de todo el estribo y la continuidad entre los aleros y el cuerpo indudablemente reduce la inclinación de los muros. La influencia de esta reducción de inclinación en la presión de tierra que obra contra los muros usualmente se ignora. Esto produce un error relativamente pequeño, pero que está del lado de la inseguridad.

Cargas en añadidura a la presión de tierra. En la discusión anterior se ha indicado que los aleros comúnmente se diseñan como simples muros de contención en voladizo; por tanto, el procedimiento de proyecto es idéntico al dado en los problemas 26-1 y 26-2. Por otra parte, el cuerpo del estribo debe resistir algunas fuerzas, además de la presión activa de tierra contra su respaldo. Dos fuerzas adicionales importantes son la reacción de la superestructura del puente y el aumento en la presión de tierra debida a la carga de las ruedas sobre el relleno adyacente al muro. El resto de este capítulo se dedica a la discusión de la influencia de estas cargas adicionales.

Las reacciones de la superestructura pueden transmitirse al apoyo del puente de un estribo de varias maneras. Los apoyos con rodillos y mecedoras permiten la dilatación y contracción del puente y se supone que transmiten solamente fuerzas verticales al estribo. Por otra parte, los apoyos fijos en el extremo del puente sujetan al estribo a reacciones horizontales y verticales.

El número y separación de las vigas, trabes, o armaduras que forman la superestructura determinan el número y posición de las reacciones concentradas que debe resistir el estribo.

Aunque las reacciones verticales y horizontales de la superestructura representan cargas más o menos concentradas, se suponen comúnmente distribuidas sobre toda la longitud del frente del estribo. Es decir, la suma de las reacciones, horizontales o verticales, se divide por la longitud del muro para obtener una carga por metro para usarla tanto en el análisis de estabilidad como en el estructural. Este procedimiento es probablemente suficientemente exacto para la mayor parte de los objetivos que se persiguen en el proyecto. Sin embargo, en el proyecto de estribos bajos, donde las reacciones de la superestructura están muy separadas, es necesario aplicar muchas decisiones basadas en el criterio para definir el ancho razonable en el que deberá distribuirse la reacción.

La presión de tierra contra el respaldo de un estribo aumenta donde las cargas de las ruedas se transmiten al relleno inmediatamente detrás del muro. La magnitud de este aumento depende del tipo de suelo y de la posición de las ruedas con relación al estribo, así como de las cargas de las ruedas. En el análisis y en el proyecto del estribo deberá tomarse en cuenta este aumento en la presión de tierra. Usualmente, se supone que las cargas de las ruedas son equivalentes a una carga uniformemente distribuida, que con frecuencia se toma como de 1,200 kg/m^2 para carga de vehículo H-10 en proyecto de carreteras y como de 700 kg/m^2 para la carga Cooper E-10 de ferrocarril. La sobrecarga uniforme se considera comúnmente como una capa adicional de relleno con una altura H_s (fig. 26.16). La presión horizontal adicional correspondiente se supone que está uniformemente distribuida y que es igual a $k_h H_s$, donde k_h es un coeficiente que depende del tipo de relleno. Los valores de k_h pueden determinarse por medio de la fig. 26.9. Como la presión adicional $k_h H_s$ está uniformemente distribuida, se supone que la fuerza resultante P_{hs} actúa a la mitad de la altura de la sección vertical ab.

En la discusión anterior se ha supuesto que las cargas de las ruedas pueden apoyar-

se directamente sobre el terraplén que está detrás del estribo. Sin embargo, en las carreteras con pavimento de concreto, la técnica común consiste en usar losas de acceso adyacentes a los estribos. Estas son losas de concreto con mucho refuerzo, apoyadas en el respaldo del muro del estribo, y que se prolongan 4.5 o 6.00 m hacia atrás. El objeto principal de esta construcción es proporcionar una losa de suficiente resistencia estructural que salve la depresión causada por cualquier asentamiento diferencial entre el relleno detrás del estribo y el estribo mismo. En la fig. 26.17 se muestra una losa de acceso típica. Para este tipo de construcción, debe notarse que la mayor parte de la reacción debida a las cargas de las ruedas sobre la losa de acceso se transmite al estribo a través del apoyo de la losa. Por tanto, para fines de proyecto, usualmente puede reemplazarse la fuerza P_{hs} (fig. 26.16) por la reacción vertical de la losa de acceso sobre el estribo.

Independientemente de que se utilice o no una losa de acceso, el proyecto de los estribos para los puentes de carretera debe considerar la posibilidad de que las cargas de rueda puedan quedar situadas directamente sobre el diafragma del estribo, como se muestra en la fig. 26.18. Es evidente que las ruedas en esta posición producirán momento en la sección a-a. Por tanto, en algunos casos, puede requerirse mucho refuerzo en el cuerpo del estribo para darle la resistencia adecuada contra un movimiento hacia atrás de la porción del estribo que quede arriba de esta sección.

PROYECTO ILUSTRATIVO. PROBLEMA 26-3. ESTRIBO DE PUENTE EN VOLADIZO

Esta memoria de cálculo se refiere únicamente a la estabilidad de la sección frontal de un estribo de puente en voladizo. Debe notarse que muchos de los cálculos corresponden a los del problema 26-1. Sin embargo, las reacciones en el apoyo del puente, así como la sobrecarga que resulta de las cargas en el relleno tras el estribo son factores adicionales peculiares de este tipo de estructura. Por tanto, el objeto principal de esta memoria de cálculo es demostrar los efectos de estas cargas adicionales, como se dijo en la sección anterior.

PROBLEMAS

1. Calcular la presión activa de tierra P_A contra un muro vertical de 4.60 m de altura, si $\delta = 0°$. El relleno, cuya super-

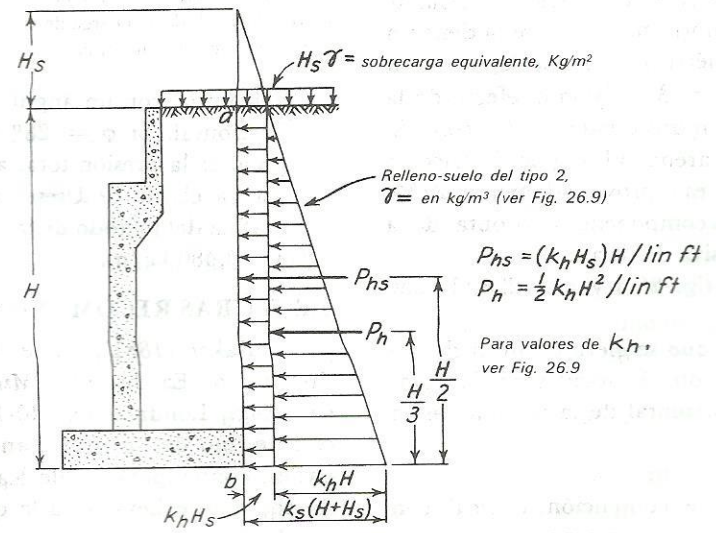


Figura 26.16. Diagrama que ilustra las fuerzas horizontales que obran contra un estribo en voladizo.

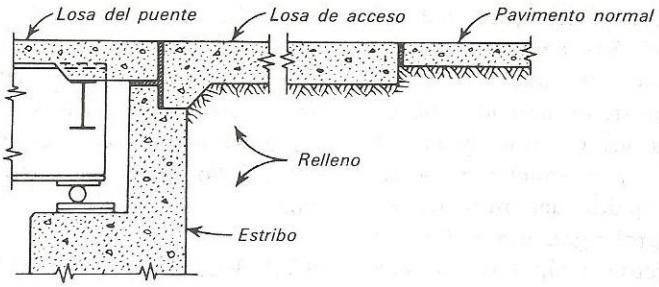


Figura 26.17. Losa de acceso para el estribo de un puente de carretera.

ficie superior es horizontal es arena con un ángulo de fricción $\phi = 35°$ y un peso volumétrico de 1 826 kg/m³.

Resp. 5 160 kg/m.

2. Determinar P_A para el muro del Prob. 1 si $\delta = +20°$. Usese la fig. 26.5*a*.

Resp. 4 880 kg/m.

3. En un relleno de arena y grava limpias, ¿qué valor se estimaría para P_A de la fig. 26.9 para el muro del Prob. 1?

Resp. 5 030 kg/m.

4. Si la superficie del terreno detrás del muro en el Prob. 1 ascendiera con un ángulo de 20° con la horizontal, ¿cuál sería el valor aproximado de P_A?

Resp. de las curvas *1* (fig. 26.9), 5 770 kg/m.

5. Un muro de anclaje vertical de 2.75 m de altura está sometido a una tensión horizontal contra una masa de arena de superficie horizontal. La arena tiene un peso volumétrico de 1 920 kg/m³ y un valor de $\phi = 33°$. Bajo el efecto de la tensión, el muro tiende a subir con respecto a la arena. El ángulo de fricción del muro es aproximadamente $2/3\phi$. ¿Cuál es la componente horizontal de la presión pasiva de tierra?

Resp. De la fig. 26.5 y $\delta = 22°$, 11,560 kg/m.

6. Si se evita que se eleve el muro de anclaje del Prob. 5, ¿cuál sería la componente horizontal de la presión pasiva de tierra?

Resp. 54,170 kg/m.

7. Un muro de contención vertical con una altura de 4.60 m soporta un relleno sin cohesión que pesa 1,760 kg/m³. El relleno asciende, a partir de la corona del muro, con un ángulo de 20° con la horizontal. Si $\phi = 28°$ y $\delta = +20°$, ¿cuál es la presión total activa de tierra contra el muro? Usese la construcción gráfica del método de la cuña.

Resp. 8,480 kg/m.

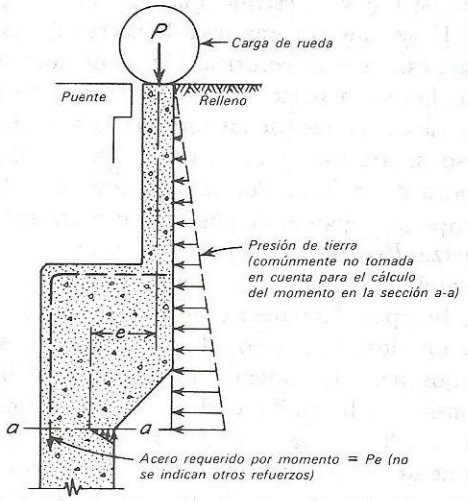


Figura 26.18. Diagrama que ilustra la causa del momento que se produce cerca de la corona de un estribo en voladizo debido a la carga de la rueda situada directamente sobre el diafragma.

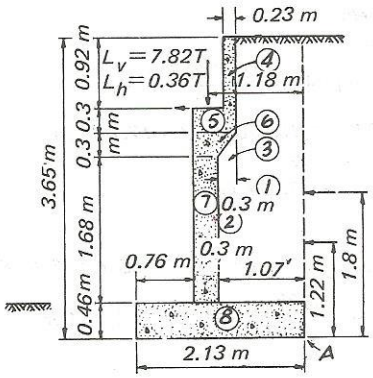
LECTURAS RECOMENDADAS

B. Baker (1881), "The Actual Lateral Pressure of Earthwork". *Min. Proc. Inst. Civ. Eng.*, Londres, *65*, 140-186. Experiencias de uno de los más grandes ingenieros civiles, contemporáneo de Rankine y Boussinesq, que le llevaron a la conclusión "de que las leyes que rigen la presión lateral de los rellenos de tierra, no se han formulado satisfactoriamente hasta la fecha."

Probl. 26-3
Contra-fuertes del puente
Hoja 1 de 2

Diseño de los contrafuertes del puente. Análisis de la contabilidad del muro frontal
Datos generales

Relleno – Tierra del grupo (Ver fig. 26.9) suponer que $\gamma = 18 T/m^3$
Sobrecarga equivalente $= 0.91$ *m*
Presión permisible del terreno $= 17.1\ T/m^2$
Esfuerzo cortante permisible entre el terreno y la base $= 0.45\ \Sigma\gamma$



Nota:
Todos los cargos y momentos son por m lineal de contrafuerte

$P_{hs} = 0.485\ (0.91)\ (3.65) = 1.61T$

$P_h = \frac{1}{2}\ (0.485)\ (3.6T^2) = 3.21T$

Cálculos de contabilidad

Momento con respecto a A

Area			Fuerza	Brazo	Momento
①	0.77 x 3.19 x 1.8	=	4.42T	0.39 m	1.72 T.m
②	0.3 x 1.6 x 1.8	=	0.86	0.92	0.79
③	1/2 x 0.3 x 0.3 x 1.8	=	0.08	0.87	0.07
④	0.23 x 0.9 x 2.4	=	0.50	0.89	0.45
⑤	0.6 x 0.3 x 2.4	=	0.43	1.07	0.46
⑥	1/2 x 0.3 x 0.3 x 2.14	=	0.11	0.97	0.11
⑦	0.3 x 1.98 x 2.4	=	1.42	1.22	1.73
⑧	2.13 x 0.46 x 2.4	=	2.35	1.07	2.50
L_v			7.82	1.18	9.23
L_h	0.36			2.73	0.98
P_{hs}	1.61			1.80	2.90
P_h	3.21			1.22	3.90
	$\Sigma H = 5.18T$		$\Sigma V = 17.99T$		$\Sigma M_A = 24.84T.m$

K. Terzaghi (1934), "Large Retaining Wall Tests. I", *Eng. News-Record, 112, 5,* 136-140. Primero de una serie de cinco artículos que presentan las relaciones fundamentales entre los desalojamientos de un muro rígido y la presión contra el muro, y explica después de medio siglo la base de la incorformidad de Sir Benjamin Baker con la teoría de la presión de tierra. Las pruebas a grande escala de Terzaghi verificaron admirablemente los resultados de sus pruebas anteriores, hechas a pequeña escala, pero en forma fundamentalmente correcta, con equipo improvisado, en el Robert College de Estambul, en 1919, que fueron reportadas por primera vez en "Old Earth-Pressure Theories and New Test Results", *News Record (1920), 85,* 14, 632-637. Este artículo es uno del pequeño grupo que marca el principio de la mecánica de suelos moderna.

Los detalles de la teoría clásica de la presión de tierra y sus aplicaciones a los muros de contención, bajo una variedad de condiciones se tratan minuciosamente en *Earth Pressures an Retaining Walls*, de W. C. Huntington (1957), Nueva York, Wiley, 534 págs.

Probl. 26 – 3
Estribo de puente
Hoja 2 de 2

Proyecto de estribo de puente. Estabilidad (continuación)
análisis del paramento

Cálculos de estabilidad

Localización de la resultante

$$\text{Del punto A, } \frac{24.891}{17.968} = 1.39 \text{ m entonces}$$

$$e = 1.39 - \frac{2.13}{2} = 0.325 \text{ m} < \frac{2.13}{6} \quad \text{Corr.}$$

Presión de la base en el suelo

En la losa exterior de la base

$$q_{máx} = \frac{17.968}{2.13}\left(1 + \frac{6 \times 0.325}{2.13}\right)$$

$$q_{máx} = 8.44(1 + 0.9) = 16.036 \text{ T/m}^2 < 17.1 \quad \text{Corr.}$$

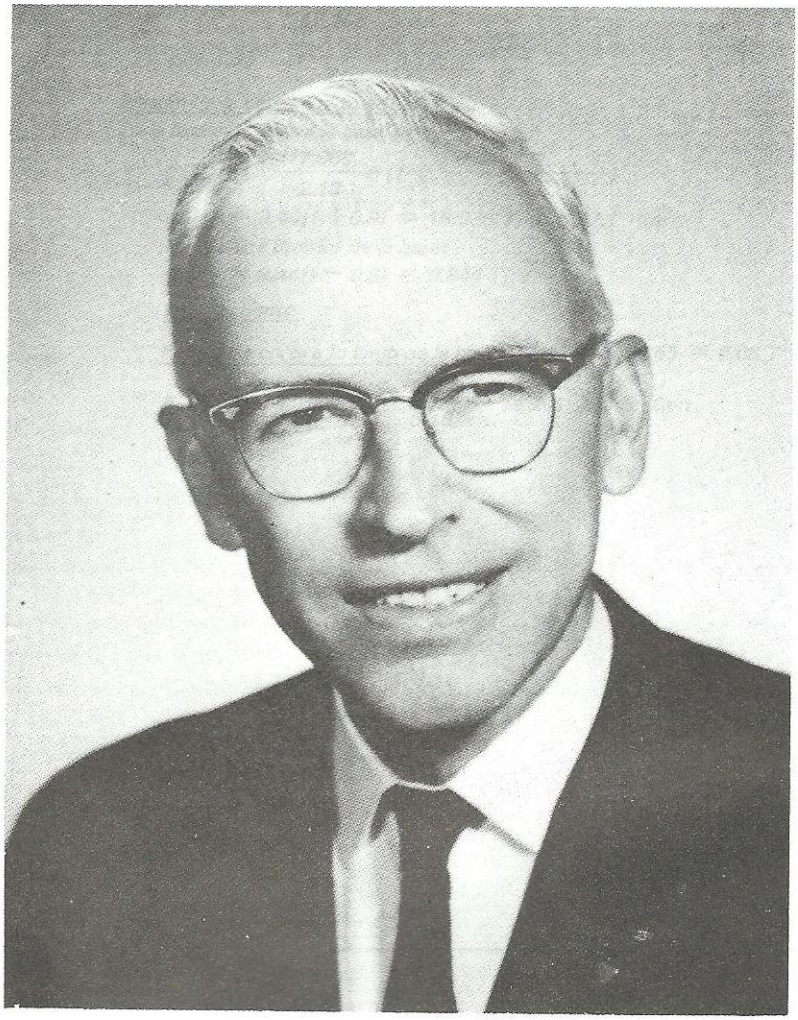
En la parte interior de la base:

$$q_{mín} = 8.44(1 - 0.9) = 0.844 \text{ T/m}^2$$

Deslizamiento:

Fuerza de corte a lo largo de la base $= 17.968 \times 0.45 = 8.08$ T

Factor de seguridad $= \frac{8.08}{5.167} = 1.6 > 1.5$ Corr.



Stanley D. Wilson (1912)

Eminente consultor en cimentaciones, presas, estabilidad de tierras y problemas de dinámica de suelos; pionero en la aplicación de observaciones de campo a escala natural para el perfeccionamiento de los proyectos y para la detección de problemas de construcción y sus soluciones. Su contribución al desarrollo de equipos para medir desplazamientos y deformaciones en las masas de tierra ha sido un factor importante para llegar a los actuales conocimientos de las deflexiones y movimientos de estructuras tales como las tablestacas y otros sistemas de ademe en excavaciones.

LAMINA 27

CAPITULO 27

Estructuras flexibles para la contención de tierra

27.1 Comportamiento de las Estructuras Flexibles para la contención de Tierra

De acuerdo con el art. 26.4, la mayor parte de los muros de sostenimiento de gravedad y en voladizo son capaces de girar, con relación a sus bases, lo suficiente para satisfacer los requisitos de deformación, necesarios para que se genere el estado de esfuerzos activo en la cuña de falla (fig. 26.2*e*). La presión total de tierra contra el muro es entonces la activa, la cual, para un relleno de superficie horizontal plana, puede calcularse con la ec. 26.7. La distribución de la presión de tierra con la profundidad es lineal y puede calcularse con la ec. 26.3.

En contraste, las tablestacas ancladas (fig. 27.1*a*), y los ademes de las excavaciones, anclados o no (fig. 27.1 *b* y *c*) usualmente son miembros que tienen una rigidez a la flexión relativamente pequeña, pero que están apoyados a varias alturas en anclas o puntales y también por el empotramiento que se les da hincándolos en el suelo, abajo del nivel inferior de la excavación. Los apoyos imponen restricciones al movimiento de los muros. Por tanto, al progresar la excavación frente a los ademes, o al hacer el relleno detrás de las tablestacas, los muros se deforman y se mueven tomando formas características, que son las indicadas por las líneas de rayas en la fig. 27.1. El patrón de las deformaciones no se parece al mostrado en la fig. 26.2*e*. Usualmente, las deformaciones cerca de los extremos superiores de los muros son considerablemente menores que las que corresponden al estado activo de Rankine, mientras que en los extremos inferiores son mayores. En consecuencia, la magnitud de la presión de tierra contra los muros difiere algo de la presión activa de tierra, y la distribución de la presión con la profundidad puede diferir mucho de la distribución lineal, indicada por la ec. 26.3.

La presión real de tierra contra el respaldo de un apoyo vertical flexible y las cargas en los miembros de apoyo dependen en grado considerable no solamente de las

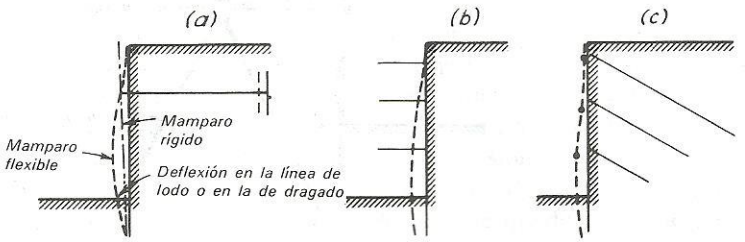


Figura 27.1. Patrones típicos de deformación de muros verticales *a)* tablestaca anclada, *b)* ademe apuntalado, y *c)* ademe anclado.

propiedades del suelo que se soporta, sino también de la secuencia de las operaciones de construcción. Influye en ellas particularmente la relación entre la profundidad a la que se instalan los apoyos y la profundidad de la excavación, en ese momento. Por tanto, las presiones usadas para el proyecto no pueden determinarse exclusivamente por medio de la teoría, sino que, puesto que influyen en ellas la manera en que el contratista ejecuta el trabajo, deben modificarse por la experiencia y por los resultados de las observaciones durante la construcción. En las siguientes secciones de este capítulo se describen procedimientos que se han encontrado generalmente satisfactorios para los tres tipos principales de estructuras flexibles para la contención de tierra.

27.2. Tablestacas ancladas

Tipos de Falla. Las tablestacas se hacen usualmente de acero, aunque algunas veces se usan pilotes de concreto reforzado y pilotes de madera del tipo Wakefield (fig. 13.3). Los pilotes se apoyan comúnmente cerca de sus cabezas por medio de vigas horizontales o largueros, unidos a tirantes de acero anclados. En la fig. 27.2 se muestran tres tipos comunes de sistemas de anclaje. La parte inferior de las tablestacas se apoya por penetración en el suelo.

La mayor parte de las tablestacas se colocan en obras marítimas y fluviales. En algunos casos, pueden hincarse los pilotes y construirse las anclas y el relleno, del lado de la tierra. La estructura se llama entonces tablestaca de relleno. En otras circunstancias, pueden hincarse las tablestacas, instalarse las anclas, y quitarse el suelo por medio de excavación. La estructura se llama entonces tablestaca *dragada*. En cualquier caso, usualmente sólo se permite usar material granular detrás de la ataguía; de otra manera las presiones laterales son extremadamente grandes. En el resto de este artículo se supone que el relleno es de arena sin cohesión hasta el nivel del terreno natural aguas abajo de la tablestaca. Abajo de ese nivel, conocido con el nombre de *línea de lodo* o *nivel de dragado*, se supondrá que el terreno en que las tablestacas están hincadas puede ser cualquiera, sea arenoso o arcilloso.

Una tablestaca anclada tiene tres modos principales de falla:

1. Si la tablestaca está hincada en material cohesivo débil, el suelo subyacente puede experimentar una falla por capa-

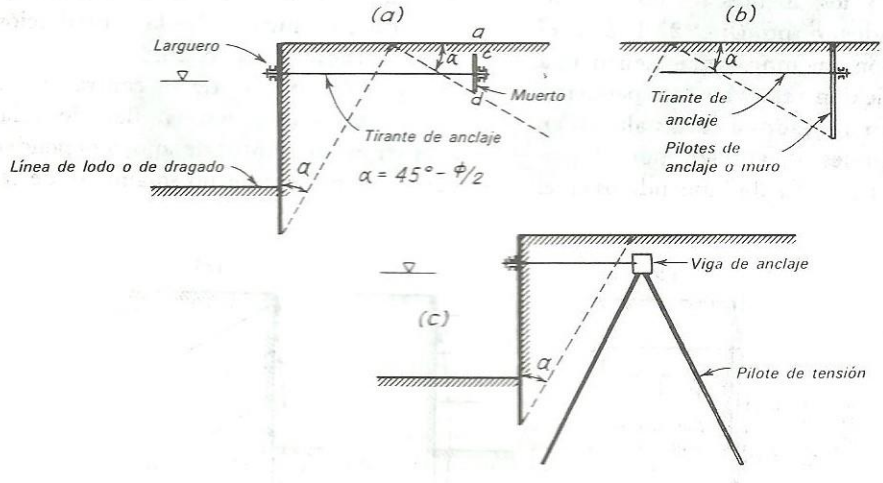


Figura 27.2. Tipos de anclajes para tablestacas. *a)* De muerto o placas. *b)* Muro anclaje o fila de pilotes. *c)* Viga de anclaje apoyada en pilotes inclinados.

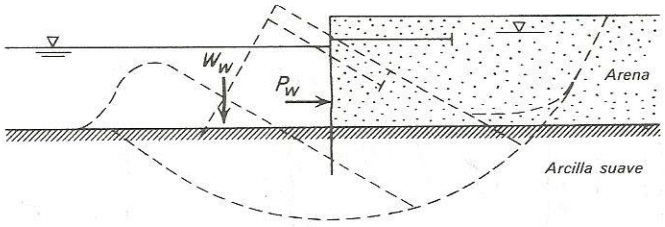


Figura 27.3. Falla profunda de una tablestaca por falta de capacidad de carga en el suelo subyacente.

cidad de carga bajo el peso desequilibrado del material que está detrás. Los movimientos pueden tomar la forma de una falla general de tipo rotacional, abarcando la tablestaca y aún el anclaje (fig. 27.3). Esta posibilidad puede investigarse por los procedimientos descritos en los arts. 18.7 y 21.6. La fuerza que tiende a causar la falla por capacidad de carga consiste en el peso completo del suelo y del agua detrás de la tablestaca. El peso W_w y la presión lateral P_w del agua en el frente de la tablestaca deben incluirse en las fuerzas resistentes.

2. El anclaje puede fallar debido a que se hayan subestimado las fuerzas en los tirantes de las anclas, a que se haya sobrestimado la resistencia del anclaje, o a que éste se haya colocado demasiado cerca del tablero y se mueva con él hacia el agua. En algunos casos, el asentamiento del terreno bajo los tirantes, debido a la compresión de capas profundas subyacentes de material compresible, hace que estas soporten gran parte del peso del material sobreyacente y de las sobrecargas. De esta manera, los tirantes quedan sujetos a una tensión adicional que puede romperlos.

3. El empotramiento puede ser inadecuado, y, por tanto, el suelo frente a la porción embebida puede fallar o experimentar movimientos laterales excesivos. Si el nivel freático detrás de la tablestaca está más alto que en el frente, caso no raro después de una lluvia fuerte o en zonas donde ocurren fluctuaciones de mareas, el agua tiende a fluir hacia abajo detrás de la tablestaca y hacia arriba enfrente de la porción hincada, como se muestra en la red de flujo de la fig. 2.9*a*. Las fuerzas de filtración ascendentes pueden reducir apreciablemente la resistencia del suelo en el frente de la tablestaca, especialmente en las arenas finas o limosas. Muchas tablestacas, en buena condición durante años, han fallado al experimentar una carga hidráulica diferencial excepcionalmente grande.

Estos tres tipos de falla que se acaban de describir representan la gran mayoría de las que se producen en las tablestacas. En contraste, la falla de las tablestacas por flexión, bajo la influencia de la presión de tierra, es extremadamente rara. Se discuten en seguida las varias razones por las que se produce esta circunstancia favorable.

Los detalles del proyecto estructural requieren un cuidadoso estudio para evitar otros tipos de falla. Por ejemplo, algunas veces se colocan del lado de tierra largueros en los tableros. Para resistir en tensión toda la fuerza de los tirantes, se requieren pernos entre las tablestacas y los largueros. Por tanto, estos pernos pueden fallar, si por cualquier razón, se ha subestimado la fuerza en los anclajes.

Cargas en los tableros. Las cargas que del lado de tierra obran en los tableros de una tablestaca anclada se muestran en la fig. 27.4*a*, si la tablestaca está hincada completamente en arena, abajo de la línea del lodo, y en la fig. 27.4*b*, si el material que queda abajo de esa línea es arcilla, con resistencia no drenada c, o con resistencia a la compresión simple, q_u. La arena sobre la línea del lodo tiene un ángulo de fricción ϕ_1; la que queda abajo de ese límite en la fig. 27.4*a*, tiene un ángulo de fricción ϕ_2.

En la tablestaca que está en contacto solamente con arena (fig. 27.4*a*), el dia-

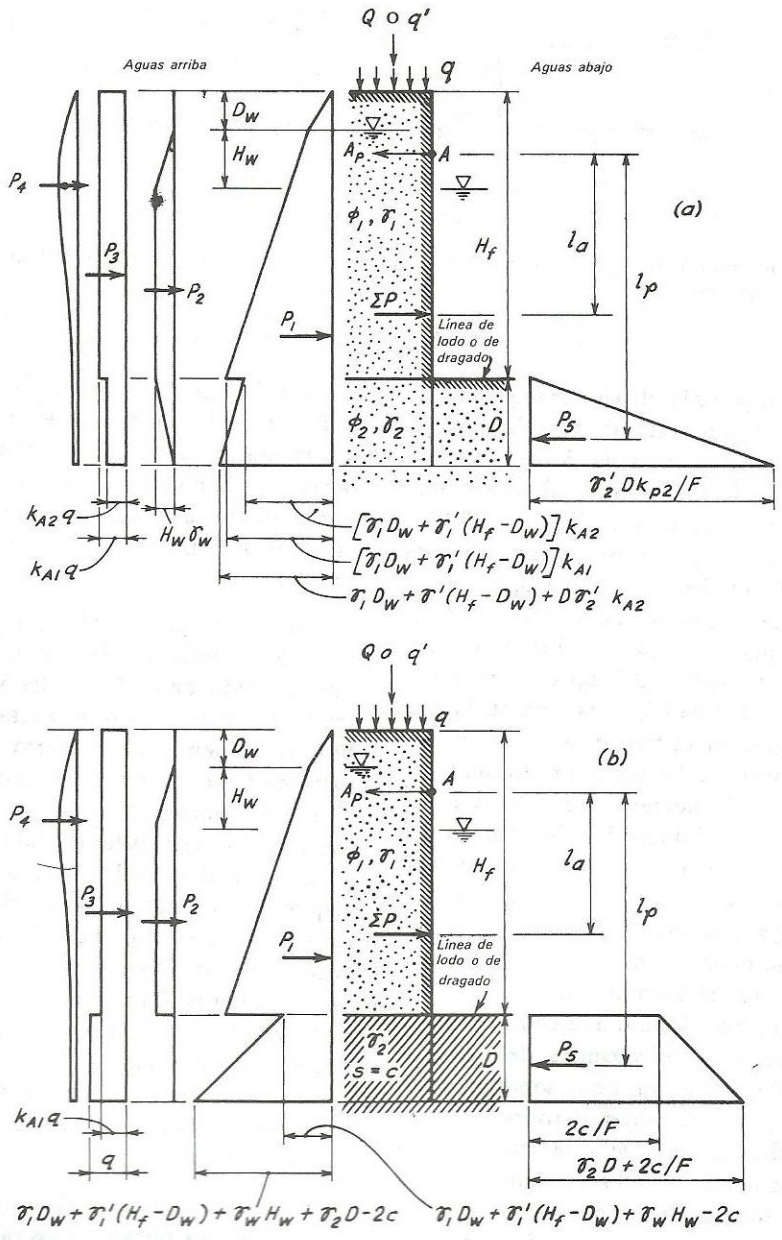


Figura 27.4. Carga contra una tablestaca anclada. *a)* Tablestaca con relleno de arena por arriba de la línea de dragado hincada en arena. *b)* Tablestaca con relleno de arena por arriba de la línea de dragado hincada en arcilla plástica. P_1 representa la presión horizontal resultante debida al peso del suelo tras la tablestaca; P_2 representa la presión horizontal no equilibrada del agua; P_3 es la presión lateral resultante debida a la sobrecarga uniformemente distribuida q por unidad de área; P_4 es la fuerza resultante debida a la carga concentrada Q, o a la carga lineal q' que puedan actuar en la superficie del suelo tras la tablestaca. La fuerza resistente P_5 representa la porción movilizada de la presión pasiva del suelo, enfrente de la parte hincada de la tablestaca.

grama de presiones, representado por P_1, corresponde a la presión activa de tierra calculada de acuerdo con la ec. 26.3, en la que la intensidad de la presión vertical p_v (ec. 26.1) incluye todo el peso de la arena que está arriba del nivel del agua freática y el peso de la arena sumergida, abajo de dicho nivel. El uso de la ec. 26.3 implica que la presión de tierra aumenta linealmente con la profundidad, lo que es contrario a los requerimientos de deformación mencionados en el art. 27.1. El error se toma en cuenta haciendo los ajustes adecuados que se describen después.

La presión representada por P_2 es la presión del agua desequilibrada causada por la diferencia máxima en niveles atrás y adelante de la tablestaca, compatible con las condiciones en el lugar. Si el suelo bajo la línea de lodo es permeable (fig. 27.4*a*), la red de flujo se parece a la de la fig. 2.9*a* y la presión desequilibrada del agua disminuye de $\gamma_w H_w$ en la línea de lodo a cero en el extremo inferior de las tablestacas.

La porción del diagrama de presión representada por P_3 se refiere a la presión activa de tierra adicional causada por cualquier sobrecarga uniformemente distribuida q por unidad de área, que pueda actuar en la superficie del terreno. Tiene intensidad constante con la profundidad igual a

$$p_q = k_A q \qquad 27.1$$

El diagrama irregular de presiones P_4 representa la presión horizontal debida a cargas lineales verticales q'/m, paralelas al borde superior de la tablestaca, o a cargas concentradas Q, que obren en la superficie del terreno. Las magnitudes de estas presiones pueden determinarse de los diagramas de la fig. 26.8.

Las tablestacas deben estar en equilibrio en las condiciones de trabajo. Las fuerzas horizontales del lado aguas arriba se supone que corresponden al estado de esfuerzos activos debido a lo comparativamente pequeño del movimiento de los tableros que se necesita para movilizar la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo y producir las condiciones de dicho estado (art. 26.4). En contraste, como se requiere un movimiento mucho mayor para producir estados de esfuerzos pasivos, la presión P_5 aguas abajo del tablero en la fig. 27.4*a* se restringe a una fracción de $1/F$ de la presión pasiva P_P (ec. 26.8). Así, F representa el factor de seguridad contra la falla, por concepto de resistencia pasiva, y $P_5 = P_P/F$. El peso volumétrico que debe usarse en la ec. 26.8 es el sumergido γ', a menos que el valor de H_w sea tan grande que el peso volumétrico efectivo de la arena se reduzca apreciablemente por las presiones de filtración hacia arriba causadas por el flujo ascendente del agua en la arena en el frente de la tablestaca (fig. 2.9*a*). La reducción $\Delta\gamma'$ puede calcularse en la red de flujo. Estos cálculos conducen al resultado aproximado de $320 H\omega/D$.

En la tablestaca de la fig. 27.4*b*, las presiones en el lado de aguas arriba sobre la arcilla bajo la arena se determinan sobre la base de que en el suelo prevalecen condiciones de resistencia no drenada. Por tanto, de acuerdo con la ec. 4.7*a*, si p_v y p_h se consideran esfuerzos principales,

$$p_h = p_v - 2c \qquad 27.2$$

De nuevo, aguas abajo, se considera que solamente una fracción $1/F$ de la resistencia al corte se pone en acción. Por tanto,

$$p_h = p_v + 2c/F \qquad 27.3$$

En estas expresiones, p_h y p_v son esfuerzos totales, según el análisis para las condiciones no drenadas (art. 4.8). Así, en el lecho superior de la arcilla, en la línea de lodo, aguas arriba

$$p_h = \gamma_1 H_f - 2c$$

y aguas abajo

$$p_h = \gamma_w(H_f - D_w - H_w) + 2c/F$$

La presión neta, o la diferencia de los valores de p_h a ambos lados, no se altera si se resta la misma cantidad de ambos valores. Por comodidad, la presión del agua $\gamma_w(H_f - D_w - H_w)$ se resta de los dos, con lo que el valor de p_h aguas arriba se convierte en $\gamma_1 D_w + \gamma_1'(H_f - D_w) + \gamma_w H_w - 2c$, y el de aguas abajo simple-

mente queda $2c/F$. Estos valores son los que aparecen en la fig. 27.4*b*. Como se ha restado el término $2c$ de la presión vertical para obtener la presión horizontal aguas arriba de la porción embebida en el diagrama P_1, no se resta de nuevo de la sobrecarga q en el diagrama P_3.

El diagrama que representa la presión P_2 no se prolonga abajo de la línea de lodo en una arcilla plástica, en la que prevalezcan condiciones de resistencia no drenada, debido a que la presión no equilibrada del agua se toma completamente en cuenta en el efecto de la sobrecarga $\gamma_w H_w$ que actúa verticalmente en la superficie de la arcilla.

Además de las cargas mostradas en la fig. 27.4, los tableros están sujetos a la tensión de las anclas A_p.

Para el proyecto de los mamparos se requiere la determinación de la profundidad de empotramiento D necesaria para evitar una falla en el pie y de la magnitud A_p de la tensión del ancla. Estas cantidades se determinan considerando el equilibrio de la tablestaca.

Equilibrio de las Tablestacas. La profundidad necesaria de empotramiento se calcula tomando momentos de todas las fuerzas horizontales que obran en la tablestaca respecto al punto de aplicación de la tensión del ancla. La experiencia ha demostrado que la profundidad determinada de esta manera es satisfactoria en los suelos cuidadosamente explorados y que son relativamente homogéneos.

Aunque en principio el cálculo de los momentos con relación al punto de aplicación de la tensión del ancla es sencillo, la determinación de la profundidad de empotramiento en la arena incluye una ecuación cúbica que se resuelve más cómodamente por tanteos. Después que se ha determinado la profundidad de empotramiento, la tensión del ancla puede calcularse igualando a cero la suma de los momentos de todas las fuerzas horizontales en la tablestaca con relación al punto de aplicación de la resistencia pasiva. Como alternativa, A_p puede calcularse igualando a cero la suma de todas las fuerzas horizontales en la tablestaca.

Para tomar en cuenta las inevitables variaciones en la resistencia y compresibilidad de los materiales situados en frente de la porción embebida de la tablestaca, se considera una buena técnica hincarlas a una profundidad de 20 por ciento mayor que el valor calculado de D, para tener un factor de seguridad. Además, para tomar en cuenta la diferencia entre la distribución real de la presión contra el tablero y la calculada ignorando la influencia de la flexibilidad del mismo, el valor calculado de la tensión del ancla se aumenta en 20 por ciento antes de proyectar el anclaje.

Anclajes. En la fig. 27.2*a* se muestra un anclaje típico a base de un muerto y en la fig. 27.2*b* otro con un muro de anclaje. Los anclajes de este tipo dependen para su estabilidad de la presión pasiva en el suelo. El suelo que proporciona la resistencia no debe quedar dentro de la zona en la que las condiciones de deformación correspondan al estado activo detrás del mamparo; de otra manera, todo el material comprendido entre el anclaje y el mamparo puede moverse como un sólo cuerpo. Es generalmente satisfactorio colocar el anclaje a una distancia que sea cuando menos la que indica la distribución geométrica de las figs. 27.2*a* y 27.2*b*. La resistencia neta del muro de anclaje (fig. 27.2*b*) es la diferencia entre la presión activa en el respaldo y la presión pasiva en el frente. No es necesario que el muro se prolongue hasta la superficie del terreno; si la distancia *ac* (fig. 27.2*a*) de la superficie del terreno a la corona del muro no es mayor que un tercio de la distancia *ad* de la superficie del terreno a la base del muro, la resistencia puede calcularse como si el anclaje se prolongara en toda la altura *ad*. No debe considerarse ninguna fricción en el muro; por tanto, la resistencia $P_P - P_A$ puede calcularse por medio de las ecs. 26.7 y 26.8. Debido a la necesidad de un anclaje suficientemente fuerte, el factor de seguridad no debe ser menor que 2.5, a menos que las cargas y las condiciones del suelo se conozcan muy bien.

Los anclajes pueden también formarse con pilotes inclinados en marcos en A. Estos anclajes pueden situarse más cerca del

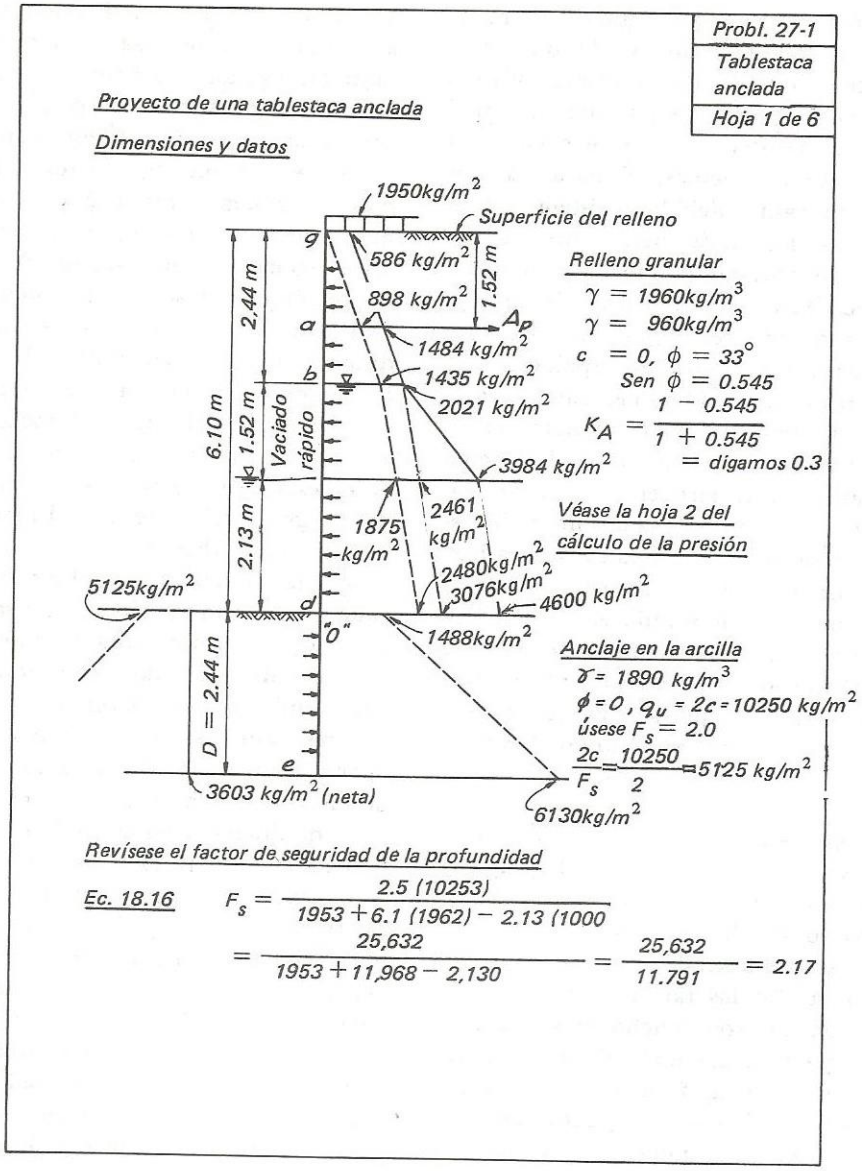
paramento del mamparo que un muro de anclaje. Pueden determinarse las fuerzas en los pilotes por medio de un simple polígono de fuerzas. Sin embargo, puede ser difícil obtener la resistencia a la tensión en el pilote trasero. Además, si el anclaje es demasiado rígido, debido al sistema de los pilotes y a lo relativamente corto de los tirantes de anclaje, el movimiento de la tablestaca hacia afuera al nivel del anclaje puede estar tan restringido que las presiones de tierra contra el respaldo de los mamparos sean considerablemente mayores que las presiones activas supuestas en el proyecto. Si el movimiento en el extremo del tirante en el larguero no es cuando menos 0.1 por ciento de la distancia H_f desde el extremo superior de la tablestaca hasta la línea de lodo, la distribución de la presión de tierra mostrada en la fig. 27.4 no deberá usarse. Debe emplearse entonces una distribución de presiones más conservadora, como las que se discuten en conexión con los cortes apuntalados (art. 27.3).

Momento máximo en las tablestacas. Numerosas observaciones hechas en el campo así como pruebas completas de laboratorio (Tschebotarioff, 1949; Rowe, 1952) han demostrado que los momentos flexionantes en los tableros de las tablestacas ancladas son mucho más pequeños que los que se calculan al aplicar las fuerzas mostradas en la fig. 27.4. El error produce un costo excesivo y en algunos casos indicaría momentos tan grandes que las tablestacas tradicionales no podrían usarse.

Se producen momentos flexionantes más pequeños como consecuencia de por lo menos tres factores. Debido a que las tablestacas usadas en la práctica son comparativamente flexibles, su flecha en la línea de lodo (fig. 27.1*a*), comparada con la que se produce en la punta, es relativamente mayor que lo que sería si las tablestacas fueran rígidas. Por tanto, la presión resistente resultante P_5 actúa a un nivel más elevado, más cercano a la línea de lodo, que el indicado en las figs. 27.4*a*, o 27.4*b*. Esto produce el efecto de acortar el claro l_p; ya que los momentos flexionantes en los tableros son función de l_p^3, el acortamiento tiene una influencia importante en los momentos entre el anclaje y la línea de lodo. Además, la presión de tierra contra las tablestacas se reduce en aquellos lugares en los que los tableros se flexionan más; la presión se redistribuye a los puntos que se flexionan menos, como son los puntos de conexión con el sistema de anclaje o la porción empotrada de las tablestacas. La redistribución es mayor en las tablestacas dragadas que en las de relleno. Finalmente, la tendencia de la parte de la tablestaca situada arriba del punto de anclaje A (fig. 27.4) a empujar contra el suelo, aumentando en esta forma la presión de tierra arriba de A aguas arriba, reduce el momento en las tablestacas abajo de A.

En la práctica, las observaciones de campo han demostrado que las tablestacas en las que la profundidad de empotramiento se ha determinado de acuerdo con los procedimientos descritos en las secciones anteriores presentan la posibilidad de que aparezca un punto de curvatura inversa o de inversión de la flexión muy cercano a la línea de dragado. Suponiendo un punto de inflexión en este nivel y calculando momentos en las tablestacas debidos a las fuerzas mostradas en la fig. 27.4 arriba de este nivel, se ha encontrado una correspondencia satisfactoria entre los momentos calculados y los observados. Por tanto, se recomienda este procedimiento cuando el material en la línea de dragado es razonablemente firme o compacto. Si el material que está en la línea de dragado e inmediatamente debajo es suelto o débil, el punto de inflexión deberá tomarse conservadoramente a 30 o 60 cm. abajo de la línea de dragado. Además, si las tablestacas deben su resistencia principalmente a la penetración en un material duro, a poca profundidad bajo depósitos compresibles blandos, deberá tomarse el punto de inflexión en el lecho superior del material duro.

Cuando se estiman los momentos en las tablestacas tomando como base un punto de inflexión supuesto, la tensión correspondiente en el anclaje puede diferir de la determinada anteriormente en el proyecto



del mismo. Sin embargo, el proyecto del anclaje no debe alterarse.

Consideraciones prácticas. Las tablestacas ancladas se construyen comúnmente a lo largo de un frente de agua donde suelos orgánicos blandos recientemente depositados cubren materiales firmes. Las tablestacas se hincan, sostenidas por tirantes de anclaje y se rellenan con arena. Al acercarse el relleno desde aguas arriba, el material blando puede acumularse en forma de olas de lodo adelante de la arena que avanza y quedar atrapado contra la porción inferior de las tablestacas. Puede luego quedar cubierto con arena. Como la presión del material orgánico casi líquido es mucho mayor que la de arena, la tablestaca puede flexionarse en exceso e inclusive fallar. Por tanto, debe tenerse cuidado de quitar todo el material orgánico atrás de la tablestaca en una distancia cuando menos igual a la altura H_f. De preferencia, con el objeto de evitar asentamientos desiguales, deberá quitarse el material orgánico de toda la zona de relleno.

Cuando se usen tablestacas ancladas para sostener rellenos de arcilla o de suelos orgánicos, o donde estos materiales sean el

Probl. 27-1
Tablestaca anclada
Hoja 2 de 6

Cálculo de las presiones horizontales

Presión activa en:

g. $1953\ kg/m^2 \times 0.3 = 586 kg/m^2$

a. $1962(1.52)\ (0.3) = 894.6 + 1922 = 2816.6\ kg/m^2$

b. $1962(2.44)\ (0.3) = 1435 + 1922 = 3357\ kg/m^2$

c. $1962(2.44) = 4787$
$961\ (1.52) = 1461$
$6248 = 384 + 120 = 504\ psf$
$\times\ 0.3 = 1875 + 1922 = 3797$
$(1000)\ (1.52) \qquad 1520$
$5317 kg/m^2$

d. $1962(2.44) = 4787.3$
$951(3.55) = 3481.0$
$\times\ 0.3 = 2480 + 1922 = 4402 kg/m^2$
$1000(1.52) \qquad 1520$
1953 sobrecarga $\qquad 5922 kg/m^2$
$1520 \qquad$ (relleno)
$1000(1.52) \quad 8268$
11741
-10253
$1488\ kg/m^2$ (arcilla)
$(1488 + 1890\ D\ kg/m^2$

Presiones pasivas en:

d. $\frac{2c}{F} = 5125\ kg/m^2$ *f*

e. $(5125) + 1890D)\ kg/m^2$

Presión neta de d a e:

$5125 + 1890D$
$-(1488 + 1890D)$
$3637 \quad kg/m^2$ neta

terreno natural atrás de una tablestaca dragada, las presiones laterales pueden ser excesivas. En vez de diseñar para esas presiones, puede ser aconsejable reemplazar los materiales cohesivos en una distancia horizontal detrás de la tablestaca igual a cuando menos $H_f/2$ y de preferencia igual a H_f. Entonces pueden calcularse las presiones como si todo el relleno fuera arena. Si no pueden quitarse los materiales cohesivos, puede proyectarse la tablestaca para las presiones laterales correspondientes a la envolvente de presión aparente de los cortes apuntalados (art. 27.3 y fig. 27.7*d*), pero esta forma de proyectar de ninguna manera debe tomarse como rutina y deberá darse una cuidadosa atención a las consecuencias de los movimientos relativamente grandes asociados a los suelos blandos (Terzaghi, 1954).

Si queda material compresible debajo de los tirantes de anclaje, el asentamiento correspondiente, como se indicó anteriormente, produce una cedencia en los tirantes y los sujeta a una tensión adicional. Puede evitarse la tensión colocando los tirantes en tubos corrugados de alcantarilla, dispuestos de tal manera que puedan sufrir asenta-

Probl. 27-1
Tablestaca anclada
Hoja 3 de 6

Equilibrio del mamparo

Fuerza y momentos con relación a a:

		Fuerza	Brazo	Momento
gab:	½(1435) (2.44)	1750.7	0.10	+ 175.07
	586 (2.44)	1430	0.305	−436.15
bc:	½(2021) (1.52)	1536	1.42	2181.12
	½(3984) (1.52)	3028	1.93	5844.04
cd:	½(3984) (2.13)	4243	3.15	+13365.00
	½(4599) (2.13)	4898		436.15
				+40477.23
				− 436.15
		16832		40035.08

$$-3603D;\ 4.57 + \frac{D}{2};\ -(16466D + 1805D^2)$$

Cálculo de la profundidad de anclaje, D:

$$M \text{ en el punto } a = 0 = 39398.77 - 16416D - 1805D^2$$

$$D^2 + 9.09D = 21.83 \text{ o } (D + 4.545)^2 = 42.49$$

$$D + 4.545 = \sqrt{42.49} = 6.52 \qquad D = 1.98 \text{ m}$$

Usese $D = 1.98 \times 1.20 = 2.38$

Cálculo de la tensión en las anclas, Ap:

$$\Sigma H = 0 = 16{,}832 - 3603(1.98) - A_p$$

$$A_p = 16832 - 7134 = 9698 \text{ kg/m}$$

Para determinar el tamaño de la varilla, largueros, y anclaje, úsese

$$A_p = 9698 \times 1.20 = 11.638 \text{ T/m}$$

Determínese el diámetro de la varilla de anclaje:

Supóngase tablestacas PDA27; Varillas a cada $6 \times 0.406 = 2.44$ *m c. a c. Corr. (véase hoja 4)*

$$A_s = \frac{11{,}638 \times 2.44}{1.547} = 18.35 \text{ cm}^2$$

Usense varillas de 5.08 cm de diámetro recalcadas a 6.35 cm

$$A_s = 20.26 \text{ cm}^2$$

mientos de varios centímetros antes de quedar en contacto con los tirantes.

Los esfuerzos en los tirantes no deberán exceder los de fluencia del acero divididos entre el factor de seguridad elegido. Los tirantes deberán recalcarse hasta que tengan un diámetro en el que las roscas para pernos o tensores no reduzcan el área en que se basa su capacidad.

PROYECTO ILUSTRATIVO. PROBLEMA 27-1. TABLESTACA ANCLADA

La mayor parte de los procedimientos descritos en el art. 27.2 para el proyecto de tablestacas se incluyen en el problema 27-1.

Las presiones contra el respaldo y contra la porción embebida de la tablestaca se calculan de acuerdo con la fig. 27.4*b*. La diferencia supuesta de 1.50 m en el nivel del agua para el proyecto aumenta la longitud de hincado necesaria del 20 al 25 por ciento.

Para calcular el momento en los tableros, se supone que el punto de inflexión está a 30 cm abajo de la línea de lodo. La tensión en el ancla correspondiente a esta suposición es aproximadamente de 11 a 12 por ciento menor que la calculada para el equilibrio global.

Probl. 27-1
Tablestaca anclada
Hoja 4 de 6

Determinación del espesor del mamparo

Supóngase el punto de inflexión a 0.305 m abajo del punto "0"

Cálculo de las reacciones modificadas, de las fuerzas de corte, y de los momentos:

Fuerzas y momentos con relación a a: (Véase hoja 3)

ΣP_A gabcd = 16,832 $\quad \Sigma M = 40{,}035$

$-1{,}101 \times 4.72 = 5{,}197$

15,731 $\quad$ 34.838

Reacción en "0" = 34.838/4.88 = 7.14 T/m

A_p modificada = Ap' = 15.731 − 7.14 = 8.59 T/m

Determínese el punto de V = 0:

V en el punto c: $\quad +8.59 \text{ T/m} = A_p^1$

$$- \frac{586 + 2{,}021}{2}(2.44) = 3.18 \text{ T}$$

$$- \frac{2{,}021 + 3.984}{2}(1.52) = 4.56 \text{ T} \qquad -7.74$$

$+0.85 \text{ T} = V_c$

Distancia abajo del punto C para V = 0

$0.85 \text{T/m} \div 4.01 \text{T/m}^2 = 0.21 \text{ m}$

Cálculo del momento máximo (en V = 0)

$+7.14(2.44 - 0.21) = 15.92$

$+1.01(2.29 - 0.21) = 2.29 \qquad 18.21 \text{ T}$

$-\frac{1}{2}(4.047)\ 1/3\ (2.14 - 0.21)^2 = -2.51$

$-\frac{1}{2}(4.599)\ 2/3\ (2.14 - 0.21)^2 = -5.71 \qquad 8.22 \text{ T}$

Mom. Máx. = $+9.99$ T-m

Módulo de sección necesario:

$$S = \frac{9.99 \times 100 \times 1000}{1758} = 568.26 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Usese una tablestaca PDA27 S = 575.12 cm^3/m

(Como alternativa la PZ27 S = 1623.24 cm^3/m

Varias de las incógnitas evaluadas en la memoria de cálculo, como el punto del momento máximo en el mamparo y la profundidad de los pilotes en el muro de anclaje, se encuentran por tanteos. Este procedimiento es preferible, ya que la solución de ecuaciones del segundo o tercer grado lleva a pequeñas diferencias en números grandes.

27.3. Cortes apuntalados

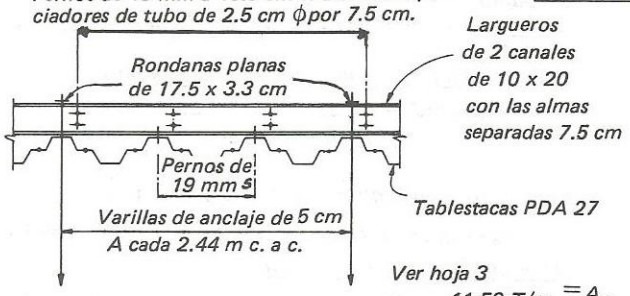
Tipos de falla en Arena. En la fig. 8.3 se muestran sistemas de apuntalamiento típicos para cortes profundos. Cuando la arena se encuentra arriba del nivel del agua freática, las fallas han ocurrido casi exclusivamente por flexión transversal de los puntales, en forma sucesiva y progresiva. Con frecuencia precede a la flexión transversal la torcedura local de los largueros si se han reforzado de manera inadecuada para aguantar las cargas concentradas de los puntales. Las fallas por flexión de las tablestacas o de los pilotes verticales, son raras. Además, cuando la arena está arriba del nivel del agua freática no existe peligro de que se produzca un bufamiento general

Probl. 27-1
Tablestaca anclada
Hoja 5 de 6

Determinación de la sección de los largueros

Usense largueros exteriores en la ataguía

Pernos de 19 mm a 40.6 cm c. a c. con espaciadores de tubo de 2.5 cm ϕ por 7.5 cm.



Ver hoja 3

$11.59\ T/m = A_p$

$\times 2.44 = 28.28\ T$

Tómese el momento en el larguero como:

$= 0.1\ (11.59)\ (5.95) = 6.90\ T\text{-}m$

$$S \text{ necesario} = \frac{690 \times 100}{1.547} = 446\ cm^3$$

Usense dos canales C10x20 $S = 257.27 \times 2 = 514\ cm^3$

Determinación del tamaño de las placas para apoyar varillas: (varillas de anclaje a los largueros)

Supóngase que ½ de la carga esté distribuida por la tuerca y apoyo directo a través de las placas a las almas de los largueros; el resto se distribuye por medio de la flexión en la placa

$$Mom. = \frac{28.28}{2 \times 2}\ 3.81 = 26.94\ T\text{-}cm$$

$\div 1.547 = 17.41\ cm^3 = S$ requerido

Usense rondanas de 17.8 x 3.175 cm $S = \dfrac{(17.8 - 6.68)\ (3.175)^2}{6}$

$= 18.68\ cm^3$

Revisión del apoyo en las almas de los largueros:

Supóngase un área de apoyo $= 2 \times 17.8 \times 0.9525 = 33.91\ cm^2$

$$f_b = \frac{28.28}{33.91} = 0.834\ T/cm^2 = 833\ kg/cm^2$$

queda también bien si toda la carga se distribuye en un sólo larguero, admítase 1899 kg/cm²

del fondo de la excavación. En unos cuantos casos, las tablestacas o los pilotes verticales pueden asentarse excesivamente en arena suelta, como resultado de la pérdida de terreno durante la excavación (art. 16.1), cuando el sistema de apuntalamiento se haya deformado lo suficiente, para producir torsiones locales de las conexiones, seguidas por la falla de los puntales y el colapso general. Con excepción del último tipo de falla, que puede evitarse hincando las tablestacas o los pilotes verticales a suficiente profundidad para desarrollar la resistencia vertical adecuada, las fallas en los sistemas de apuntalamiento de los cortes en arena sobre el nivel freático pueden evitarse proyectando correctamente los diferentes miembros para las presiones de tierra a las que quedarán expuestos.

Los cortes que se prolongan abajo del nivel freático en arena, de preferencia se desaguan antes de la excavación y se apuntalan (capítulo 9). Los muros de tablestacas pueden ser relativamente impermeables en comparación con la arena; si el nivel del agua permanece más alto fuera de la ta-

Probl. 27-1
Tablestaca anclada
Hoja 6 de 6

Proyecto de anclaje

Usese un muro de tablestacas continuas

Determinación de la profundidad de penetración, d_a:

$$K_a = 0.3\ k_p = \frac{1 + 0.545}{1 - 0.545} = 3.4$$

$$k_{neta} = k_p - k_a = 3.4 - 0.3 = 3.1$$

Para $F_s = 2.5$, $P_{neta} = 2.5\ A_p = 2.5(1.2)\ (9698) = 29094$ k/m (véase hoja 3)

$$P_{neta} = \tfrac{1}{2}(3.1)\ (1962) d_a^2 = 29094$$

$$d_a = \sqrt{\frac{2(29094)}{3.1\ (1962)}} = 3.09 \text{ m}$$

Como la profundidad se prolonga abajo del nivel freático, la P_{neta} se reducirá algo. Pruébese $d_a = 3.20$ (0.76 m abajo del nivel freático)

$$P_{p\ neta} = \tfrac{1}{2}(3.1)\ (1962)\ (3.20)^2 - \tfrac{1}{2}(3.1)\ (1000)\ (0.76)^2$$
$$= 31141 - 895.28 = 30246 \text{ kg/m}$$
$$\div 9698 = 3.1 = F_s \quad \text{Corr.}$$

Usese $d_a = 3.2$ m

Determinación del tamaño de los pilotes de anclaje:

Conéctense las varillas a una profundidad de 2.13 m

Digamos, momento $= 1/6(3.1)\ (1.962)\ (2.13)^3 = 9{,}796$ T-m

$$S \text{ necesario} = \frac{9.796 \times 100}{1.758} = 557.22 \text{ cm}^3$$

Usese PDA27 $S = 590.91$ cm^3

Largueros y detalles de conexión:

Usense los mismos que para el muro principal

Localización del anclaje: $45^\circ - \frac{\phi}{2} = 28.5^\circ$ tan $= 0.54$ cot $= 1.84$

$8.53(0.54) + 3.20(1.84) = 4.60 + 5.89 = 10.49$

Tómense 10.50 m

blestaca que adentro de la excavación, se establece un flujo semejante al ilustrado en la fig. 2.9*a*. Las fuerzas de filtración dentro del corte en el fondo se dirigen hacia arriba y pueden producir inestabilidad en el suelo que se supone que proporcionará apoyo lateral a la porción embebida de las tablestacas. La arena puede inclusive convertirse en movediza. Bajo estas circunstancias, pueden ocurrir grandes movimientos hacia adentro de las porciones inferiores de las tablestacas y puede sufrir un colapso el sistema de apuntalamiento.

Si un estrato permeable, cubierto por un material menos permeable, está localizado abajo del nivel de la excavación y no se desagua anticipadamente, puede permanecer con un exceso de presión hidrostática, como se indica en la Fig. 27.5, y puede causar el bufamiento del fondo de la excavación. Esta condición puede conducir a una falla catastrófica.

Cargas en los Puntales en Arena. Como la mayor parte de los cortes abiertos se excavan en etapas dentro de los confines de

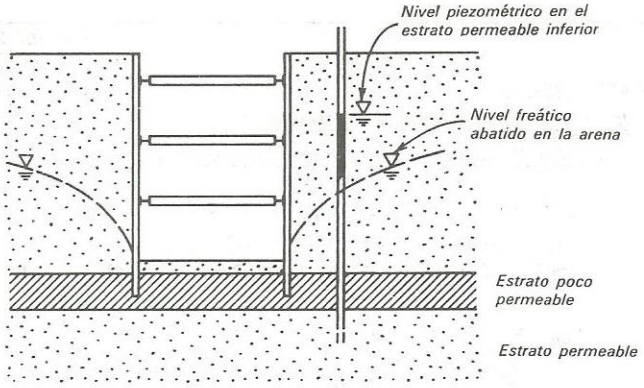


Figura 27.5. Subpresión en un estrato permeable sin drenaje, bajo un suelo menos permeable en el fondo de un corte apuntalado.

los muros de tablestacas o de muros formados por pilotes verticales y forros, y como se insertan puntales progresivamente al profundizarse la excavación, es probable que los muros se deformen, como se muestra en la fig. 27.1*b*. Pueden ocurrir pequeños movimientos hacia adentro en la parte superior del corte después que se inserta el primer puntal. El patrón de deformación difiere tanto del necesario para que se produzca el estado activo de Rankine (fig. 26.2*e*), que la distribución de la presión de tierra asociada a los muros de contención no es base satisfactoria para el proyecto. Las presiones contra las porciones superiores de los muros son sustancialmente mayores que las indicadas por la ec. 26.3. Además, debido a que las presiones dependen en grado considerable de la manera en que se ejecuta el trabajo, el conocimiento de las presiones reales debe basarse en medidas en las obras reales.

Se ha acumulado una gran cantidad de información respecto a las cargas en los puntales de las excavaciones. Para comparar los resultados de diferentes cortes y para el proyecto de puntales en cortes nuevos, se ha encontrado conveniente convertir las cargas en los puntales a presiones equivalentes. Esto puede hacerse por un procedimiento sencillo, pero aproximado, dividiendo la carga del puntal entre el área de la porción de la tablestaca o del ademe que se extiende hasta la mitad de la distancia a los puntales vecinos, tanto vertical como horizontalmente. Se ha encontrado que, aun en un mismo corte en el que el trabajo se había ejecutado en forma experta, las cargas en los puntales igualmente separados a un nivel dado varían dentro de un amplio intervalo y, por tanto, los diagramas de las presiones en los puntales a lo largo de varios perfiles verticales difieren entre sí. Como no es posible predecir cual de los puntales idénticamente situados soportará las mayores cargas, el uso conservador de diagramas de presión obtenidos empíricamente para el proyecto, requieren que las dimensiones que se den a cada puntal sean las correspondientes a la carga máxima indicada por cualquiera de los diagramas de presión. Por tanto, para el proyecto de puntales, resulta adecuado usar una envolvente de presiones que encierre todos los diagramas de presión deducidos de las observaciones. A esta envolvente se le llama *envolvente de presión aparente*. Así, una envolvente de presión aparente representa una distribución ficticia de presiones para estimar las cargas máximas por puntal en un sistema de apuntalamiento. Sin embargo, no indica la magnitud o distribución de las cargas sobre los forros o largueros. En la fig. 27.6 se muestra una forma general de este diagrama.

La envolvente de presión aparente se usa para calcular las cargas de proyecto para los puntales por el procedimiento sencillo indicado en la fig. 27.6. Las elevaciones de los diferentes puntales en un corte se eligen,

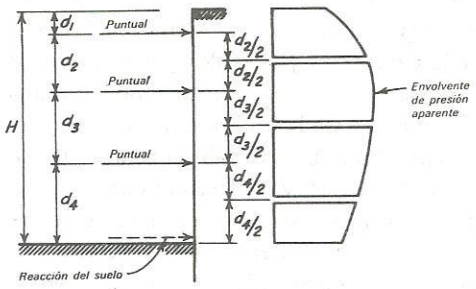


Figura 27.6. Diagrama que ilustra el método para calcular las cargas de los puntales a partir del diagrama de presión aparente.

cuando menos tentativamente, por comodidad para evitar interferencias con la estructura que se va a construir dentro del recinto, y para evitar deformaciones excesivas durante la excavación. Una vez que se han elegido las elevaciones, la carga con la que debe proyectarse un puntal dado se determina de la envolvente de presión aparente. En la distribución de puntales mostrada en la fig. 27.6, se indican las áreas tributarias de cada puntal. Si no se insertan puntales en el mismo fondo de la excavación, la porción tributaria de la envolvente de presión aparente se considera que se toma como reacción del suelo dentro de la porción embebida de la tablestaca o de los pilotes verticales. En este procedimiento no se considera la continuidad real de las tablestacas o pilotes verticales, porque no se supuso continuidad cuando se elaboraron las envolventes de la presión aparente a partir de cargas medidas en puntales.

En los cortes en arena seca o húmeda puede considerarse la envolvente de presión aparente un rectángulo sencillo (fig. 27.7*b*) en la que la magnitud de la presión es 0.65 $\gamma H \tan^2 (45° - \phi/2)$. El diagrama puede también usarse para determinar las cargas en los puntales en una arena drenada si el nivel del agua libre se ha bajado cuando menos al nivel del fondo del corte.

Tipos de Falla en Arcilla. Las excavaciones dentro de los cortes apuntalados en arcilla generalmente se hacen rápidamente con respecto a la velocidad con la que la humedad de la arcilla pueda ajustarse a las nuevas condiciones de esfuerzo. Por tanto, prevalecen las condiciones de resistencia no drenada, en que $\phi = 0$ (art. 4.8). Al aumentar la profundidad en el corte, el suelo que está fuera de los muros se com-

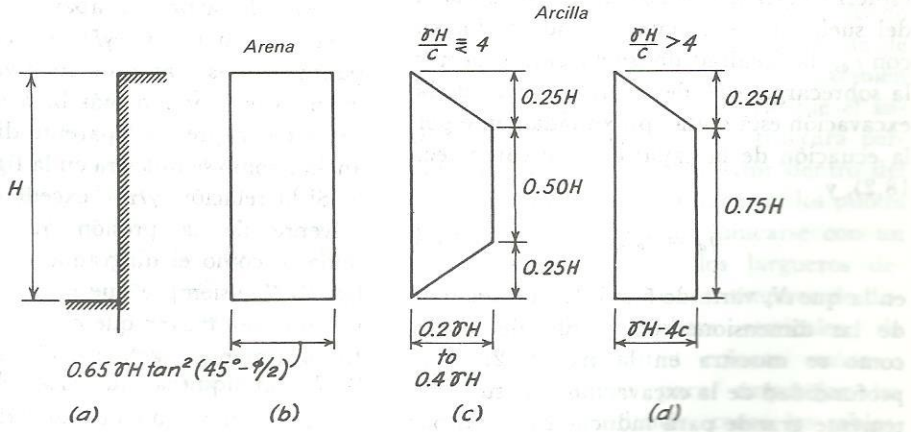


Figura 27.7. Diagramas de presión aparente para calcular cargas en los puntales de cortes entibados. *a)* Croquis de la pared del corte. *b)* Diagrama para cortes en arena seca o húmeda. *c)* Diagrama para arcillas si $\gamma H/c$ es menor que 4. *d)* Diagrama para arcillas si $\gamma H/c$ es mayor que 4, siempre que $\gamma H/c_b$ no exceda de 4, donde c es la resistencia al esfuerzo cortante media, no drenada y c_b es la resistencia no drenada de la arcilla abajo del nivel de la excavación.

porta como sobrecarga, con respecto a la arcilla que está dentro del recinto y hace que el suelo que está debajo de la excavación se levante. El movimiento ocurre aunque el ademe sea relativamente rígido y se extiende a una distancia considerable abajo del fondo del corte, a menos que exista una formación firme a poca profundidad bajo el nivel de la excavación. Si el corte resulta muy profundo con respecto a la resistencia de la arcilla, el bufamiento del fondo puede ser incontrolable, los asentamientos en la superficie del terreno circunvecino excesivos, y el sistema de apuntalamiento puede sufrir un colapso.

En las arcillas, así como en las arenas, las fallas por flexión de los largueros o de las tablestacas o de los pilotes verticales son raras. Si no existe la posibilidad de que el fondo no se bufe, el tipo principal de falla que habrá que cuidar es la flexión transversal de los puntales o la cedencia de los largueros donde ocurren las reacciones de los puntales.

Falla de fondo de Cortes en Arcilla. La resistencia de la arcilla bajo el fondo del corte, a cualquier nivel de la excavación tiene una influencia decisiva en el comportamiento del sistema de apuntalamiento y del suelo circunvecino. Si la resistencia al esfuerzo cortante en condición no drenada del suelo que está bajo el fondo se indica con c_b, la facultad del suelo para soportar la sobrecarga γH de la arcilla fuera de la excavación está dada aproximadamente por la ecuación de la capacidad de carga (ec. 18.2), y

$$q_d = c_b N_c \qquad 27.4$$

en la que N_c varía de 5 a 6, lo que depende de las dimensiones en planta del corte, como se muestra en la fig. 18.2. Si la profundidad de la excavación es lo suficientemente grande para inducir una falla por falta de capacidad de carga, $q_d = \gamma H$ y $N_c = \gamma H/c_b$. La experiencia ha demostrado que si $\gamma H/c_b$ es menor que 6, los movimientos del sistema de apuntalamiento y el bufamiento de la arcilla abajo del nivel del fondo son pequeños. Si $\gamma H/c_b$ llega a ser 8, los movimientos hasta en los sistemas de apuntalamiento bien proyectados son intolerablemente grandes. Cuando los valores exceden de 8, es probable que se presente un colapso, debido a grandes movimientos hacia adentro de la arcilla afuera de la porción embebida de las tablestacas o de los pilotes verticales y al bufamiento incontrolable de la arcilla bajo el nivel de la excavación. No se deberá tratar de hacer excavaciones abiertas bajo estas condiciones.

Cargas en los Puntales en Arcilla. Si la estabilidad de la base de un corte abierto en arcilla es la adecuada para todas las profundidades de la excavación, como lo indica un valor de $\gamma H/c_b$ menor que 6, las cargas en los puntales pueden determinarse con las envolventes de presión aparente (fig. 27.6). La envolvente de presión aparente que debe usarse depende del valor de $\gamma H/c$, donde c es el promedio de la resistencia no drenada de la arcilla a lo largo del corte. Si esta relación es igual a o menor que 4, el comportamiento de la arcilla que está cerca del corte es esencialmente elástico y la carga en los puntales depende principalmente de la flecha permitida en la ataguía durante la excavación y apuntalamiento. La envolvente de la presión aparente correspondiente se muestra en la fig. 27.7*c*. En la mayor parte de los casos, el ancho de la envolvente de la presión aparente puede considerarse igual a $0.3\gamma H$. La carga en los puntales más bajos es relativamente pequeña y la porción más baja de la envolvente de la presión aparente disminuye en ancho, como se muestra en la figura.

Si la relación $\gamma H/c$ excede de 4, la envolvente de la presión aparente puede tomarse como el diagrama mostrado en la fig. 27.7*d*, siempre que el ancho de la envolvente sea mayor que el de la fig. 27.7*c*. De otra manera, gobierna el valor de la fig. 27.7*c*, cualquiera que sea el valor de $\gamma H/c$. El aumento en el valor de $\gamma H/c$ está asociado al comportamiento inelástico de la arcilla cerca del fondo del corte; en consecuencia, la envolvente de la presión aparente no es truncada como aparece en la fig. 27.7*c*.

Puede usarse el diagrama de la fig. 27.7*d* para valores de $\gamma H/c$ tan grandes

como 10 ó 12. Por otra parte, si $\gamma H/c_b$ excede de 7 y la falla de fondo es inminente, las cargas en los puntales pueden ser mucho mayores que las indicadas por el diagrama. Por tanto, la estabilidad del fondo debe siempre investigarse antes de hacer una estimación de las cargas en los puntales.

Profundidad de empotramiento de las Tablestacas o de los Pilotes Verticales. La porción hincada de las tablestacas o de los pilotes verticales de sostén abajo del fondo de la escavación reduce el movimiento hacia adentro asociado a las últimas etapas de la misma y, por tanto, el asentamiento en la superficie del terreno adyacente. El grado en que se efectúa esta reducción depende principalmente de las propiedades del suelo bajo el nivel de la excavación y, en mucho menor grado, de la rigidez de los pilotes. Si el subsuelo es arcilla hasta una profundidad considerable y si el factor de estabilidad del fondo $\gamma H/c_b$ es grande, aun una gran profundidad de penetración de pilotes gruesos tiene una influencia insignificante en los movimientos. Por otra parte, si el suelo blando tiene poco espesor y está sobre un material firme en el que se puedan hincar las tablestacas, el efecto benéfico puede ser importante.

Al aumentar la profundidad de la excavación en un corte apuntalado, el suelo fuera del corte tiende a sufrir asentamiento y a arrastrar hacia abajo los pilotes por fricción negativa. Puede reducirse el asentamiento de los pilotes hincándolos lo suficiente en un estrato resistente en que se desarrolle una resistencia de punta, al menos igual a la fuerza de arrastre. Además, los pilotes están sujetos a cargas hacia abajo producidas por el peso del apuntalamiento y, con frecuencia, en las zonas urbanas, el peso del pavimento y del tráfico de las calles, que debe mantenerse durante la excavación. Por estas razones, puede aumentarse el empotramiento de ademes y pilotes más allá de lo que de otra manera sería necesario. Puede ser ventajoso y económico prolongar los pilotes para que lleguen a un estrato firme, aunque la profundidad de hincado parezca innecesariamente grande.

Otras consideraciones. De acuerdo con los párrafos anteriores, cada puntal en un corte deberá proporcionarse como si fuera a estar sujeto a la carga máxima indicada por el diagrama de presión aparente. Sin embargo, la deflexión de los largueros y tablestacas entre los puntales induce esfuerzos de corte en el suelo, que transmiten parte de la carga directamente a las zonas de apoyo más rígido. Por tanto, los largueros y las tablestacas o los pilotes verticales no necesitan proyectarse para los momentos flexionantes totales correspondientes a toda la presión dada por el diagrama. La experiencia ha sugerido que el proyecto de estos miembros es adecuado si se consideran continuos sobre sus apoyos y se les dan las dimensiones correspondientes a $\frac{2}{3}$ de la intensidad de la carga determinada con los diagramas de la presión aparente.

A menudo los largueros son secciones en H con almas horizontales, como se muestra en la fig. 8.7. En los lugares en que los puntales apliquen sus reacciones a estos largueros, es necesario colocar atiesadores para evitar que su alma se tuerza bajo el efecto de las cargas de los puntales. Debido a que el sistema de apuntalamiento se arma, y con frecuencia se fabrica en el campo, deberán dejarse márgenes en el proyecto para excentricidades e irregularidades en los apoyos. Las dimensiones del sistema de apuntalamiento deben permitir también amplias tolerancias, de manera que el sistema no interfiera con la estructura permanente que se va a construir dentro del corte. Como ni las tablestacas ni los pilotes de sostenimiento pueden hincarse con un alineamiento perfecto, los largueros deberán colocarse a varios centímetros de distancia de los miembros verticales, de manera que permitan colocar cuñas o bloques de apoyo para emparejar las irregularidades. Además, como las tablestacas o los pilotes de sostenimiento se mueven hacia adentro durante la escavación y el apuntalamiento, deberán dejarse márgenes para estos movimientos.

Para reducir los movimientos generales del sistema de apuntalamiento en lo posible deberán preesforzarse los puntales tan

pronto como se instalen (art. 8.5) Se acostumbra que las cargas de preesfuerzo queden entre el 40 y el 70 por ciento de la carga máxima prevista en el puntal.

Los movimientos laterales de las paredes de la excavación hacia adentro, y, en consecuencia, el asentamiento de la superficie de los terrenos adyacentes, aumentan al aumentar la distancia vertical entre puntales. Por tanto, si es probable que los movimientos vayan a ser excesivos, deberá restringirse la distancia entre puntales y se permitirá que la excavación se extienda solamente a las profundidades que permitan la instalación de cada uno de los puntales. En las arcillas plásticas, para mantener los movimientos al mínimo, la distancia vertical entre puntales no deberá exceder de $2c/\gamma$, donde c es el promedio de la resistencia no drenada de la arcilla en una profundidad de $B/2$ abajo del nivel del puntal anterior, y B es el ancho del corte.

Los largueros y puntales del sistema de apuntalamiento para un corte grande constituyen cargas verticales pesadas que requieren apoyo. Usualmente cada línea de puntales se suspende de una viga atravesada en el corte. Se acostumbra poner no solamente tirantes, sino también separadores verticales, capaces de soportar compresión, en cada punto de apoyo, de manera que resistan flexión tanto hacia arriba como hacia abajo. Se requiere también apuntalamiento horizontal en los cortes anchos para evitar la flexión lateral de los puntales. Si el corte es muy ancho, el apuntalamiento puede apoyarse en pilotes hincados lo suficientemente debajo del nivel final de la excavación.

Apuntalamiento Inclinado. En los párrafos anteriores se consideran verticales las paredes del corte y apoyadas en puntales horizontales. En excavaciones anchas, puede resultar impráctico el apuntalamiento a todo el ancho de la excavación, y con frecuencia se usan puntales inclinados (art. 8.4). De preferencia, la carga de los puntales se transmite a una porción que se haya terminado de la cimentación o losa de sótano de la estructura (fig. 8.4). De otra manera una zapata inclinada o *bloque de apoyo,* soportado por el suelo, proporciona la reacción. La capacidad de los bloques de apoyo con frecuencia se sobrestima mucho.

La capacidad máxima de un bloque de apoyo inclinado (fig. 27.8*a*) puede estimarse para las arcillas saturadas o las arenas, respectivamente, con ecuaciones análogas a las 18.2 y 19.2. Sin embargo los factores de capacidad de carga dependen de la inclinación α del bloque con respecto a la horizontal. También depende de la relación D_f/B. Los valores del factor de capacidad de carga N_{cq}, adecuado a las arcillas, pueden obtenerse de la fig. 27.8*b*), y la capacidad de carga máxima determinarse de

$$q_d = cN_{cq} \qquad 27.5$$

Aun cuando se aplique un elevado factor de seguridad, como 3 o más, a este valor, es probable que ocurran movimientos progresivos en arcillas suaves y medias. Si no es posible colocar los apoyos en otros materiales, deberán disponerse de medios para mantener la carga en los puntales inclinados. De la misma manera, en arenas pueden obtenerse valores del factor de capacidad de carga $N_{\gamma q}$ de la fig. 27.8*c* para usar en la Ec.

$$q_d = \tfrac{1}{2}B\gamma N_{\gamma q} \qquad 27.6$$

Para las arenas, D_f/B debe tomarse como cero, a menos que la cuña de suelo *abc,* exçavada para la instalación del bloque de apoyo, se rellene al nivel de la superficie del terreno circundante.

Para restringir los movimientos del sistema de apuntalamiento, el factor de seguridad de los bloques de apoyo no deberá ser menor de 2.5, aun cuando vayan a usarse en construcciones provisionales.

El diagrama de fuerzas (fig. 27.8*d*) indica, que bajo la influencia de la carga en el puntal inclinado producida por la presión de tierra, el ademe tiende a moverse hacia arriba, con respecto al suelo abajo del nivel de la excavación. El hincado deberá ser el adecuado para resistir la subpresión. Los diagramas de presión aparente (fig. 27.7) pueden usarse para estimar las

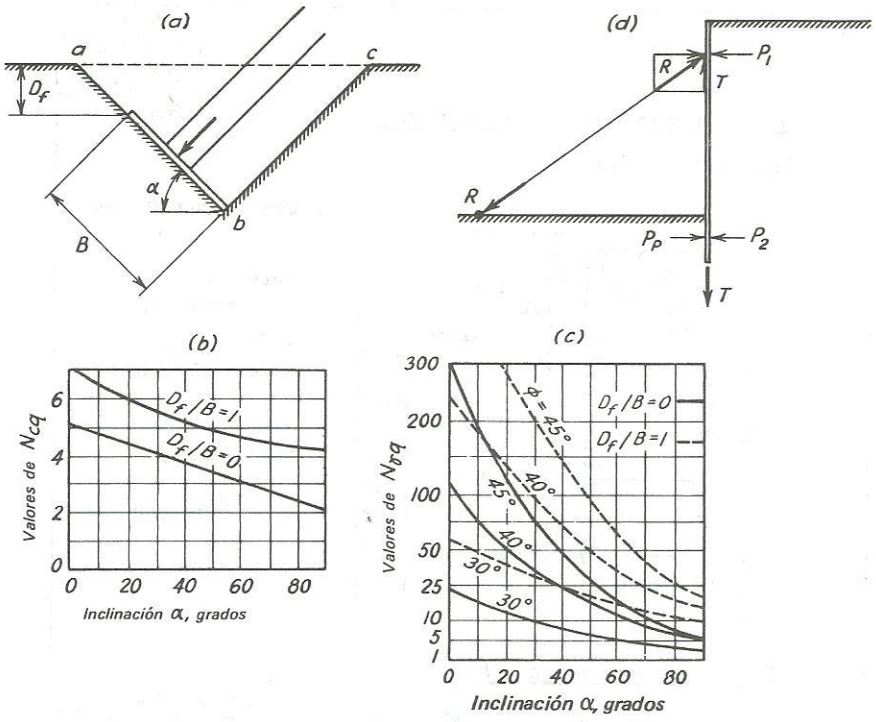


Figura 27.8. *a)* Forma geométrica de un bloque de apoyo para puntales inclinados. *b)* Factores de capacidad de carga para bloques de apoyo en arena para varios ángulos de fricción interna, ϕ. *d)* Diagrama simplificado de las fuerzas que obran en el forro de un ademe con puntales inclinados; P_1 y P_2 son las componentes de la presión activa de tierra; P_P, es la presión pasiva; T, es la tensión en el larguero de apoyo, soportada por la resistencia a la extracción de la parte embebida; R, es la carga del puntal [(*b*) y *c*) según Meyerhof, 1953].

componentes horizontales de las cargas de los puntales inclinados.

PROYECTO ILUSTRATIVO
Problema 27-2. CORTE APUNTALADO

La sección elegida para ilustración se supone que está situada en la porción central de un corte largo; por tanto, los largueros se proyectan como vigas. Cerca de los extremos del corte, los largueros pueden también soportar cargas axiales que provienen de la presión de tierra que obra en los muros extremos; bajo estas circunstancias deben proyectarse como vigas-columna. Como los bloques que se colocan entre las tablestacas y los largueros producen una considerable restricción a la flexión vertical de los largueros, la flexión transversal del patín de compresión usualmente no influye en el proyecto.

Aunque las almas de los largueros pueden ser teóricamente adecuadas para soportar las reacciones de los puntales sin torcerse, las conexiones de campo rara vez se ajustan con tolerancias tan precisas como las que se utilizan en los puentes de acero o en los edificios. En consecuencia, es probable que las conexiones introduzcan cargas excéntricas en los largueros. Se ponen atiesadores para asegurar que los largueros no se formen a pesar de las inevitables imprecisiones del campo.

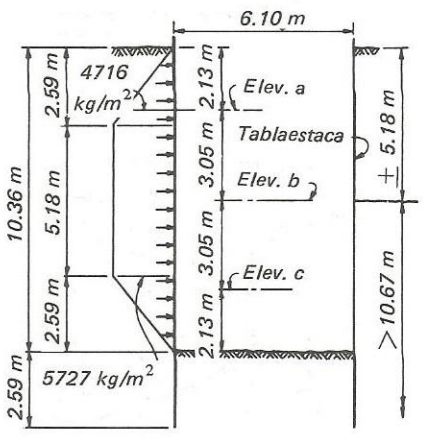
27.4 Ademes anclados

Tipos de Falla. Casi todas las fallas de los ademes anclados han sido consecuencia

MC 27 – 2
Excavación apuntalada en arcilla
Hoja 1 de 3

Proyecto de excavación apuntalada en arcilla

Dimensiones y datos:



Largueros y puntales a las elevaciones a, b, y c

Arcilla "A"
$\gamma = 1920\ kg/m^3$
$\phi = 0$
$c = 4882\ kg/m^2$

Arcilla "B"
$\gamma = 1762\ kg/m^3$
$\phi = 0$
$c = 3906\ kg/m^2$

Revisión de la estabilidad de la base:

$$\gamma \text{ promedio} = 1840 kg/m^3;\ c_b = 3906;\ kg/m^2\ \frac{\gamma H}{c_b} = \frac{1842 \times 10.36}{3906} = 4.9$$

Corr 6.0

Cálculo de las presiones horizontales para proyecto:

$$c \text{ promedio} = 4394\ kg/m^2;\ \frac{\gamma H}{c} = \frac{1842\ (10.36)}{4394} = 4.34$$

Fig. 27.7(c) $P_h = 0.3(1842)\ (10.36) = 5725\ kg/m^2$

Fig. 27.7(d) $P_h = 1842(10.36) - 4(4394)$

$= 19083 - 17576 = 1507 < 5725\ kg/m^2$

Usese la Fig. 27.7(c) para proyectar $P_h = 5727\ kg/m^2$

A la elevación a: $P_h = \frac{2.13}{2.59}(5727) = 4710\ kg/m^2$

de anclajes incorrectos. En algunos casos, las anclas se han colocado hasta demasiado cerca del ademe y toda la masa de suelo detrás, incluyendo las anclas, ha caído al corte. En otros se soltaron las anclas del suelo estable en que estaban alojadas.

Al progresar la excavación y moverse hacia adentro los ademes (fig. 27.1*c*), el suelo alrededor se asienta y produce un arrastre sobre los tableros o los pilotes de contención. Ya se había hecho notar una tendencia semejante en conexión con los cortes apuntalados. Si las anclas de los tirantes están inclinadas como en la fig. 27.1*c*, la fuerza que transmiten se suma a la carga hacia abajo sobre los ademes. Por tanto, existe una tendencia en estos a sufrir asentamientos y, cuando el corte se aproxima a su máxima profundidad, puede excederse la capacidad por punta de las tablestacas o de los pilotes de contención. Los movimientos hacia abajo de los pilotes pueden reducir mucho los esfuerzos en las anclas más bajas relativamente cortas y destruir su eficacia. La carga en las anclas más bajas se transmite entonces a alguna de las anclas superiores. Si las anclas superiores se sobrecargan por esta razón, puede ini-

Probl. 27-2
Excavación en arcilla
Hoja 2 de 3

Determinación del tamaño de las tablestacas

Momento como viga volada en la Elev. a

M = digamos $2/3(1/6)\ (4.716)\ (2.13)^2 = 2.377$ T-m

Revisión del momento en la elev. b:

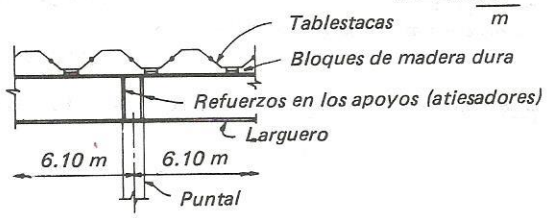
M = digamos $2/3(1/10)\ (5.725)\ (3.05)^2 = 3.550$ T-m 2.358T-m/m

$$S \text{ necesario} = \frac{3.550 \times 100}{1.758} = 201.93 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Proyecto de largueros y puntales:

Usese tablestaca PMA22

$S = 294 \text{ cm}^3/\text{m}$



Carga por m en

Elevs. a y c:	$\frac{1}{2}(4.716)\ (2.13)$	=	5.022
	$\frac{1}{2}(4.716 + 5.725)\ (0.457)$	=	2.386
	$(5.725)\ (1.07)$	=	6.126
			13.534
Elev b:	$(5.725)\ (3.05)$	=	17.457 T-m

Supóngase que la separación máxima de los puntales es de 6.10 m

El momento en el larguero, a la elevación b =

$2/3(1/10)\ (17.457)\ (6.10)^2 = 43.3$ T-m

$$S \text{ necesario} = \frac{43.3 \times 100}{1.547} = 2799 \text{ cm}^3$$

Usense largueros W24 x 76 a la elev b $S = 2884 \text{ cm}^3$

Véase en la hoja 3 el proyecto de los puntales y de los atiesadores en los apoyos.

ciarse una falla general. Por tanto, es vital el disponer de una capacidad de carga de punta suficiente y de la necesaria longitud de empotramiento para la estabilidad del sistema.

Anclaje. Los movimientos laterales asociados a la construcción de un sistema de anclaje (fig. 27.1*c*) se parecen a los de un corte apuntalado (fig. 27.1*b*). Los datos limitados sobre observaciones de que se dispone en la actualidad indican que las cargas en las anclas pueden determinarse suponiendo que sus componentes horizontales están dadas por los diagramas de presión aparente para cortes apuntalados (fig. 27.7). Si se usan largueros se determinarán sus dimensiones como se sugiere para los cortes apuntalados; las dimensiones de las tablestacas o de los pilotes de contención pueden determinarse de esta manera.

La elección entre tirantes horizontales o inclinados depende de varias circunstancias. Si la resistencia del suelo aumenta con la profundidad o si existen capas especialmente resistentes a una profundidad razonable abajo de los materiales más débiles, pueden ser preferibles los anclajes incli-

MC 27 - 2
Excavación apuntalada en arcilla
Hoja 3 de 3

Proyecto de largueros y puntales (continuación)

Puntal a la elev b: $P = 5.725(3.05)\,(6.10) = 106.5\ T$

Considérese $F_y = 2.532\ T/cm^2$

Usense puntales W10 x 54 Admítase $P = 114.8\ T$

Como alternativa puede usarse tubo extra grueso de 25 cm de diámetro Admítase $P = 132\ T$

Proyecto de refuerzos en los apoyos (Atiesadores):

Utilícese un área de atiesadores de manera que sumada con la del alma del larguero sea igual al área del puntal.

Area del puntal = $102.6\ cm^2$

Area del alma del larguero = 25.4×1.11 $-28.-$

$74.4\ cm^2$ *nec.*

Usense 2 placas de 10.16 x 1.91 a cada lado $A_b = 77.42\ cm^2$

nados que puedan apoyarse en el material más fuerte. Por otra parte, si el ademe no encuentra la resistencia adecuada para restringir su movimiento hacia abajo, las anclas más bajas en una serie de tirantes inclinados puede quedar sin esfuerzos y ser ineficaces.

Las anclas de varilla de acero o las de tendones embebidos en perforaciones de pequeño diámetro rellenadas posteriormente, pueden usualmente instalarse con cualquier inclinación. Es ventajoso localizarlas en los elementos cohesivos o ligeramente cohesivos del depósito, para reducir las dificultades asociadas al derrumbe de las perforaciones. Además, las anclas de gran diámetro, terminadas en campana para aumentar su resistencia a la extracción, deberán localizarse de manera que se puedan formar las ampliaciones en materiales cohesivos. El equipo para hacer estas perforaciones y formar las campanas usualmente no puede hacerse funcionar horizontalmente; generalmente se requiere un ángulo de 30° o más con la horizontal. Para satisfacer estas dos condiciones, las anclas acampanadas deben ser siempre inclinadas. La elección entre las alternativas

de los tipos de anclas depende principalmente de la economía, de la presencia o ausencia de zonas cohesivas y del equipo de que se disponga en la localidad.

En cualquier caso, los tirantes deberán anclarse dentro del suelo estable situado atrás de la cuña de falla que contribuye a la presión activa sobre el muro. Puede considerarse que la cuña tiene las dimensiones mostradas en la fig. 27.9. Dentro de esta cuña, tal como se dibuja por medio de la línea de rayas, deberá suponerse que no existe apoyo para las anclas. En realidad, es preferible, dentro de esta distancia rellenar las perforaciones con material que no produzca una adherencia apreciable entre el anclaje y el terreno que lo rodea. Más allá de la línea de rayas, las anclas inyectadas deben prolongarse lo suficiente para que se pueda disponer de la resistencia necesaria por adherencia, y las anclas abocinadas deben desarrollar la capacidad de carga necesaria.

Puede esperarse que las anclas de tensión desarrollen una resistencia máxima de adherencia aproximadamente igual a la resistencia al corte de los suelos circunvecinos. La resistencia a la extracción de las anclas acampanadas puede calcularse con la ec. 20.3 y los procedimientos sugeridos para estimar la resistencia a la extrusión de pilas acampanadas en suelos expansivos. Estos cálculos para cualquier tipo de anclas se justifican solamente para hacer estimaciones preliminares del costo. Las conclusiones finales con respecto a la capacidad individual de las anclas debe basarse en pruebas de extracción en el campo.

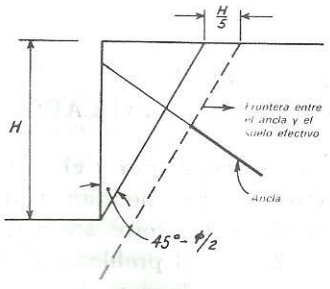


Figura 27.9. Límites más allá de los cuales deberán colocarse los anclajes de los tirantes para evitar la falla general.

Es una buena técnica preesforzar las anclas por las mismas razones que se preesfuerzan los puntales en los cortes apuntalados. El equipo para preesforzar puede usarse también para ejecutar pruebas de extracción, para determinar la capacidad máxima de suficientes anclas para asegurarse de la bondad del proyecto. En muchas obras, se especifica que las anclas de prueba desarrollen una capacidad a la extracción de 150 por ciento o más de la carga de proyecto, y todas las anclas se preesfuerzan a la carga de proyecto. En realidad, una de las principales ventajas de un sistema de apuntalamiento anclado es la facultad de poder probar con poco costo cada ancla a cuando menos la carga supuesta de trabajo. Las anclas defectuosas pueden alargarse, repararse, o reemplazarse por otras, si es necesario. De esta manera, la posibilidad de falla por insuficiencia de algun ancla en particular puede eliminarse.

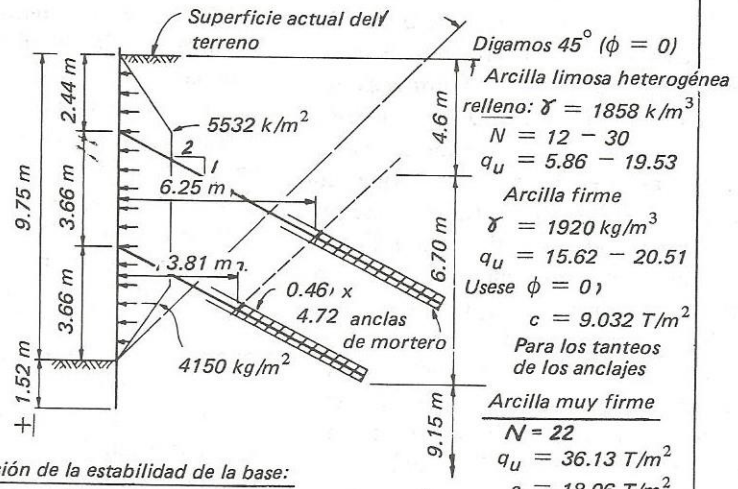
Consideraciones Prácticas. Para evitar el ruido producido al hincar pilotes, los sistemas anclados se construyen con frecuencia con perforaciones previas en las que se alojan pilotes de sostenimiento. Si es necesario evitar que las perforaciones se derrumben, deberá usarse lodo para barrenación, insertando después los pilotes, y colocando después concreto de baja resistencia con el sistema de trompa de elefante, de manera de desalojar el lodo de barrenación del fondo. El concreto de baja resistencia puede quitarse a pedazos al avanzar la excavación con objeto de insertar el forro del ademe. El procedimiento tiene la ventaja adicional de que las puntas de los pilotes de sostenimiento quedan embebidas en un cilindro de concreto, con un área de apoyo mucho mayor que la de los mismos pilotes. El aumento de área de apoyo reduce mucho la probabilidad de falla por capacidad de carga o por asentamiento excesivo.

Los detalles de las conexiones entre los pilotes de sostenimiento y el forro, con o sin largueros se han ideado de manera que se adaptan a una variedad de condiciones. De la misma manera, se dispone de muchas

Probl. 27-3
Ademe Anclado
Hoja 1 de 3

Proyectos de un sistema de ademado anclado

Dimensiones y datos



Revisión de la estabilidad de la base:

γ promedio $= 576\ kg/m^2$; $c_b = 18.065\ T/m^2$

$$\frac{\gamma H}{c_b} = \frac{576(9.75)}{18065} = 0.311 < 1.83 \text{ Correcto.}$$

Cálculo de las presiones horizontales para proyecto:

Usese Fig. 27.7 (c) $P_h = 0.3(1890)(9.75) = 5528\ kg/m^2$

A 1.83 m del extremo inferior, $P_h = 6/8(5528) = 4146\ kg/m^2$

modalidades de proyecto para los tirantes. Algunos procedimientos están patentados o son especialidades de varias organizaciones de construcción. Cuando se satisfacen los requisitos generales discutidos antes con respecto a la estabilidad del conjunto de la instalación, podrá usarse con seguridad el más económico o conveniente de los sistemas especiales.

Como los tirantes se extienden más allá de los ademes que van a sostener, pueden pasar de los linderos de propiedad. Ocasionalmente, las responsabilidades o litigios que se provocan impiden usar un sistema de tirantes, que de otra manera sería ventajoso.

PROYECTO ILUSTRATIVO.
Problemas 27-3. SISTEMA ANCLADO

Los pilotes de sostenimiento y el forro ilustrado en este ejemplo podrían también haberse usado en el corte ademado del problema 27-2 y en el problema 27-3 podrían haberse usado tablestacas. Los procedimientos de proyecto para los tableros son esencialmente los mismos, ya consista su apoyo de puntales o de tirantes.

Probl. 27-3
Ademe anclado
Hoja 2 de 3

Determinación del tamaño de los pilotes verticales:

Sepárense los pilotes 1.83 m c. a c.

Momento como viga volada $M = 6(1/6)\,(5.528)\,(2.44)^4 = 32.911$ T-m

Módulo de sección necesario:

$$S = \frac{32.911 \times 100}{1.547} = 2127.4$$

Revisión del momento exterior

$M =$ *digamos* $6(2/3)\,(1/10)\,(5.528)\,(3.66)^2 = 29.620$ T-m Corr. $<$ 32.911 T-m

Determinación del tamaño del forro de madera:

Digamos $M = 2/3(1/8)\,(5.528)\,(1.68)^2 = 1.3$ T-m

S necesario 130

$\div$ *digamos* $0.12658 = 1027\ cm^3$

$$S = 1/6(100)t^2 = 1027\ cm^3 \qquad t = \sqrt{\frac{1027 \times 6}{100}} = 7.84\ cm$$

Usese forro de 7.5 cm

Calcúlense las cargas de las anclas

Al nivel de 2.44 m: $H = 1.83(\frac{1}{2}(5.528)\,(2.44) + (5.528)\,(1.83)$

$= 1.83(6744 + 10116) = 30.854$ T

$$\times \frac{\sqrt{5}}{2} = 34.499\ T = R$$

Al nivel de 6.10 m: $H = 1.83\left(5.528 \times 3.05 + \frac{5.528 + 4.150}{2}(0.61)\right)$

$= 1.83(16.8604 + 2.9517) = 36.256$ T

$$\times \frac{\sqrt{5}}{2} = \qquad 40.534 = R$$

Determinación del tamaño de los tirantes

Usense 4 cables de 12.7 mm de 7 alambres ASTM A – 416

Carga de trabajo $= 0.6$ *de la máxima*

$= 4(0.6)\,(18.734) = 44.96$T Corr. $>$ 40.534T.

Aunque muchos ingenieros proyectan el forro por el método mostrado en la hoja 2, es probable que los resultados sean excesivamente conservadores debido a que las presiones del suelo se concentran en los patines exteriores de los pilotes de sostenimiento que son más rígidos. Por tanto, se acostumbra elegir las dimensiones del forro basándose en el criterio de ingenieros experimentados.

El cálculo de la longitud de empotramiento de la parte inyectada con mortero sirve solamente para el proyecto de las primeras anclas de prueba. Las dimensiones reales, las cargas admisibles y las separaciones de las anclas para el proyecto final se fijan sobre la base de los resultados de las pruebas.

LECTURAS RECOMENDADAS

De carácter general:

G. B. Sowers y G. F. Sowers (1967), "Failures of Bulkhead and Excavation Bracing," *Civ. Eng. ASCE, 37,* 1, 72-77.

L. Bjerrum, C. J. Friman Clausen, y J. M. Duncan (1972), "Earth Pressures on Flexible Structures-State of the Art Report"

Probl. 27-3
Ademe anclado
Hoja 3 de 3

Estimación de la longitud del anclaje

$$\text{Digamos } \frac{C}{F} = \frac{9.032}{1.5} = 6.02\ T/m^2$$

Carga máx. = 40.534 T (véase hoja 2)

$$\div 6.02 = 6.73\ m^2 = \text{Area requerida para corte}$$

Usense tirantes redondos de 0.46 m x 4.72 m $A = 6.78\ m^2$

Revisión de la capacitación, aplicando 60.82T para probar las ancias.

Derminación del tamaño de los largueros

Supóngase que la componente horizontal de la carga del tirante 36.243 T se aplica al centro de 1.83 m entre los pilotes verticales.

$$\text{Digamos } M = 2/3(1/8)\ (36.243)\ (1.83) = 5.52\ T\text{-}m$$

$$S \text{ necesario} = \frac{5.53 \times 100}{1.547} = 357\ cm^3$$

Usense 2 − C9x15 $S = 370\ cm^3$

Refuerzos en los apoyos:

$$H_{\text{carga de prueba}} = 60.782 \times \frac{2}{\sqrt{5}} = 54.37\ T$$

$$A_b \text{ necesaria} = \frac{54.37}{1.899} = 28.63\ cm^2$$

Las almas de los Largueros serán de $2 \times 15.2 \times 0.794 = 23.82\ cm^2$

o

Usense 2 placas de 5.08 x 0.952 cm en cada canal 19.34

$A_b = 43.16\ cm^2$

Corr. $> 28.63\ cm^2$

Colóquense refuerzos para obtener una eficaz transmisión de la carga de prueba, así como de la carga permanente, entre anclas y largueros.

Proc. 5 European Conf. Soil Mech., Madrid, *2*, 169-196. Tablestacas Ancladas:

K. Terzaghi (1954), "Anchored Bulkheads," *Trans. ASCE, 119,* 1243-1324. Tratamiento completo.

P. W. Rowe (1952), "Anchored Sheet Pile Walls." *Proc. Inst. Civ. Eng.*, London, *1,* Part 1, 27-70. Infuencia de la flexibilidad del mamparo y otros factores del proyecto.

G. Tchebotarioff y E. R. Ward (1957), "Measurements with Wiegmann Inclinometer on Five Sheet Pile Bulkheads, *Proc. IV Cong. Int. de Mec. de Suelos. Londres 2,* 248-255. Verificación en el campo de la proximidad del punto de inflexión a la línea de dragado.

Cortes Apuntalados.

K. Terzaghi (1941), "General Wedge Theory of Earth Pressure," *Trans. ASCE, 106,* 68-97. Uno de los elásticos de la mecánica de Suelos: el primer artículo que explica y expresa cuantitativamente la influencia de las deformaciones asociadas a los cortes apuntalados sobre la magnitud y distribución de la presión de tierra.

R. B. Peck (1969*b*), "Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground," *Proc. 7a*

Int. Conf. Soil. Mech., México, 225-290. Volumen sobre el estado del arte. Resumen de medidas hechas en el campo y procedimientos para apuntalar cortes en varios suelos.

J. G. Thon y R. C. Harlan (1971), "Slurry Walls for Bart Civic Center Subway Station," *ASCE J. Soil Mech., 97,* SM9, 1317-1334. Ejemplo reciente de excavación apuntalada para una estación de un ferrocarril subterráneo.

W. L. Shannon y R. J. Straser (1970), "Tied-Back Excavation Wall for Seattle First National Bank," *Civ. Eng. ASCE, 40,* 3, 62-64.

T. D. Wosser y R. Darragh (1970): "Tied-back for bank of America Building Excavation Wall,"*Civ. Eng.* ASCE, 40, 3, 65-67.

T. H. Hanna and G. A. Matallana (1970), "The Behaviour of Tied-Back Retaining Walls," *Canadian Geot. Jour., 7,* 4, 372-396. Resultados de pruebas en modelos para investigar la interdependencia de la distribución de la presión de tierra, los movimientos del muro, y las cargas de anclaje.

Bibliografía

Aas, G. (1965), "A Study of the Effect of Vane Shape and Rate of Strain on the Measured Values of *in-situ* Shear Strength of Clays," *Proc. 6 Int. Conf. Soil Mech.*, Montreal, *1*, 141–145.

Adams, J. I. (1965), "The Engineering Behaviour of a Canadian Muskeg." *Proc. 6 Int. Conf. Soil Mech.*. Montreal, *1*, 3–7.

AASHO (1970), *Standard Specifications for Highway Materials and Methods of Sampling and Testing.* 10th ed., Wash., D. C.. Am. Assn. State Hwy. Officials, Part I, 523 págs., Part II, 817 págs.

AREA, *Manual of Recommended Practice*, Chicago, Assoc. Amer. Railroads, loose-leaf document continuously brought up to date.

ASCE (1966), "Bibliography on Chemical Grouting," Committee on Grouting, *ASCE J. Soil Mech., 92*, SM6, 39–66.

ASCE (1957), "Chemical Grouting," *ASCE J. Soil Mech., 83*, SM4, Paper No. 1426, 106 págs.

ASCE (1958), "Cement and Clay Grouting of Foundations," *ASCE J. Soil Mech., 84*, SM1, Papers No. 1544–1552.

ASCE (1972), "Subsurface Investigation for Design and Construction of Foundations of Buildings," Task Committee for Foundation Design Manual. Part I, *ASCE J. Soil Mech., 98*, SM5, 481–490; Part II, No. SM6, págs. 557-578; Parts III and IV, No. SM7, págs. 749–764.

ASP (1960), *Manual of Photographic Interpretation*, Am. Soc. Photogrammetry, Wash., D. C., 868 págs.

ASTM (1952), "Symposium on Surface and Subsurface Reconnaissance," *ASTM Spec. Tech. Publ. 122*, 228 págs.

ASTM (1957), "Vane Shear Testing of Soils," *ASTM Spec. Tech. Publ. 193*, 70 págs.

ASTM (1966), "Testing Techniques for Rock Mechanics," *ASTM Spec. Tech. Publ. 402*, 297 págs.

ASTM (1970), "Special Procedures for Testing Soil and Rock for Engineering Purposes," *ASTM Spec. Tech. Publ. 479*, 630 págs.

ASTM (1971), "Sampling of Soil and Rock," *ASTM Spec. Tech. Publ. 483*, 193 págs.

Atterberg, A. (1908), *Studien auf dem Gebiet der Bodenkunde* (Studies in the Field of Soil Science), *Landw. Versuchsanstalt*, Vol. *69*.

Atterberg, A. (1911), *Über die Physikalishe Bodenuntersuchung und Über die Plastizität der Tone* (On the Investigation of the Physical Properties of Soils and on the Plasticity of Clays), *Int. Mitt. für Bodenkunde, 1*, 10–43.

Bagnold, R. A. (1941), *The Physics of Blown Sand and Desert Dunes*, Nueva York, Wm. Morrow, 265 pp.

Baker, B. (1881), "The Actual Lateral Pressure of Earthwork." *Min. Proc. Inst. Civ. Eng.*, Londres, *65*, 140-186.

Baker, C. N., Jr., and F. Khan (1971), "Caisson Construction Problems and Correction in Chicago," *ASCE J. Soil Mech.*, *97*, SM2, 417–440.

Barden, L. (1962), "Distribution of Contact Pressure Under Foundations," *Géotechnique*, *12*, 3, 181–198.

Barkan, D. D. (1962), *Dynamics of Bases and Foundations* (translated from the Russian by L. Drashevska; translation edited by G. P. Tschebotarioff), Nueva York, McGraw-Hill, 434 págs.

Basore, C. E., and J. D. Boitano (1969), "Sand Densification by Piles and Vibroflotation," *ASCE J. Soil Mech.*, *95*, SM6, 1303–1323.

Belcher, D. J., L. E. Gregg, D. S. Jenkins, and K. B. Woods (1946), "Origin and Distribution of United States Soils," Map included in *Preliminary Technical Development Rep. 52*, Civil Aero. Admin., Wash., D. C.

Bishop, A. W. (1948), "A New Sampling Tool for Use in Cohesionless Sands Below Ground Water Level," *Géotechnique*, *1*, 2, 125–131.

Bishop, A. W. (1955), "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes," *Géotechnique*, *5*, 1, 7–17.

Bishop, A. W., and L. Bjerrum (1960), "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems," *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, págs. 437–501

Bishop, A. W., and D. J. Henkel (1962), *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, 2nd ed., Londres, Edwar Arnold, 228 págs.

Bjerrum, L. (1957), "Norwegian Experiences with Steel Piles to Rock," *Géotechnique*, *7*, 2, 73–96.

Bjerrum, L. (1967), "Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings," *Géotechnique*, *17*, 2, 83–117.

Bjerrum, L., and A. Eggestad (1963), "Interpretation of Loading Test on Sand," *Proc. European Conf. Soil Mech.*, Wiesbaden, *1*, 199–203. Reprinted in *NGI Publ. 58*, 23–27.

Bjerrum, L., and N. E. Simons (1960), "Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clays," *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, págs. 711–726

Bjerrum, L., C. J. Frimann Clausen, and J. M. Duncan (1972), "Earth Pressures on Flexible Structures—a State-of-the-Art Report," *Proc. 5 European Conf. Soil Mech.*, Madrid, *2*, 169–196.

Bjerrum, L., I. J. Johannessen, and O. Eide (1969), "Reduction of Negative Skin Friction on Steel Piles to Rock," *Proc. 7 Int. Conf. Soil Mech.*, México, *2*, 27–34.

Bjerrum, L., A. Casagrande, R. B. Peck, and A. W. Skempton, eds. (1960), *From Theory to Practice in Soil Mechanics; Selections from the Writings of Karl Terzaghi*, Nueva York, Wiley, 425 págs.

Brinch Hansen, J. (1953), *Earth Pressure Calculation*, Copenhagen, Danish Technical Press, 271 págs.

Brink, A. B. A. and B. A. Kantey (1961), "Collapsible Grain Structure in Residual Granite Soils in Southern Africa," *Proc. 5 Int. Conf. Soil Mech.*, Paris, *1*, 611–614.

Brinkhorst, W. H. (1936), "Settlement of Soil Surface Around Foundation Pit," *Proc. 1 Int. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass., *1*, 115–119.

Brzezinski, L. S. (1969), "Behavior of an Overpass Carried on Footings and Friction Piles," *Canadian Geot. Jour.*, *6*, 4, 369–382.

Burmister, D. M. (1951), "Identification and Classification of Soils," *ASTM Spec. Tech. Publ. 113*, págs. 3–24.

Button, S. J. (1953), "The Bearing Capacity of Footings on a Two-Layer Cohesive Subsoil," *Proc. 3 Int. Conf. Soil Mech.*, Zurich, *1*, 332–335.

Cadling, L., and S. Odenstad (1950), "The Vane Borer," *Proc. Swedish Geot. Inst.*, No. 2, 88 págs.

Carlson, E. D., and S. P. Fricano (1961), "Tank Foundations in Eastern Venezuela," *ASCE J. Soil Mech. 87*, SM5, 69–90.

Carson, A. B. (1961), *General Excavation Methods*, Nueva York, F.W. Dodge Corp., 392 págs.

Casagrande, A. (1932*a*), "Research on the Atterberg Limits of Soils," *Public Roads*, *13*, 121–136

Casagrande, A. (1932*b*), "The Structure of Clay and Its Importance in Foundation Engineering," *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, *19*, 4, 168–221.

Casagrande, A. (1935), "Seepage Through Dams," *J. New England Water Works Assoc.*, *51*, 2, 131–172. Reprinted in *Contributions to Soil Mechanics, 1925–1940*, Boston Soc. Civ. Eng., 1940, and as Harvard Univ. Soil Mech. Series No. 5.

Casagrande, A. (1936), "The Determination of the Pre-Consolidation Load and Its Practical Significance," *Proc. 1 Int. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass., *3*, 60–64.

Casagrande, A. (1947), "The Pile Foundation for the New John Hancock Building in Boston," *J. Boston Soc. Civ. Eng.*, *34*, 4, 297–315. Reprinted in *Contributions to Soil Mechanics, 1941–1953*, Boston Soc. Civ. Eng. 1953, 147–165; also as Harvard Soil Mech. Series No. 30.

Casagrande, A. (1948), "Classification and Identification of Soils," *Trans. ASCE*, *113*, 901–991.

Casagrande, A. (1949), "Soil Mechanics in the Design and Construction of The Logan Airport," *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, *36*, 2, 192–221.

Casagrande, A. (1971), "On Liquefaction Phenomena," Report of lecture as prepared by P. A. Green and P. A. S. Ferguson, *Géotechnique*, *21*, 3, 197–202.

Casagrande, A., and R. E. Fadum (1940), "Notes on Soil Testing for Engineering Purposes, "*Harvard Univ. Grad. School of Engineering Publ. No. 8*, 74 págs.

Casagrande, A., and R. E. Fadum (1944), "Application of Soil Mechanics in Designing Building Foundations," *Trans. ASCE*, *109*, 383–416.

Casagrande, A., and R. C. Hirschfeld (1960), "Stress-Deformation and Strength Characteristics of a Clay Compacted to a Constant Dry Unit Weight." *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, págs. 359–417.

Casagrande, A., and S. D. Wilson (1951), "Effect of Rate of Loading on Strength of Clays and Shales at Constant Water Content," *Géotechnique*, *2*, 3, 251–263.

Casagrande, L. (1952), "Electro-Osmotic Stabilization of Soils," *J. Boston Soc. Civ. Eng.*, *39*, 1, 51–83.

Casagrande, L. (1966), "Subsoils and Foundation Design in Richmond, Va.," *ASCE J. Soil Mech.*, *92*, SM5, 109–126.

Casagrande, L., and S. Poulos (1969), "On the Effectiveness of Sand Drains," *Canadian Geot. Jour.*, *6*, 3, 287–326.

Cedergren, H. R. (1967) (1967Z), "On the afectos Diman *Nets,*" Nueva York, Wiley, 489 págs.

Chellis, R. D. (1961), *Pile Foundations,* ?nd ed., Nueva York, McGra-Hill, 704 págs.

Clevenger, W. A. (1956), "Experiences with Loess as Foundation Material," *Trans. ASCE*, *123*, 151–169. Discussion by Peck and Ireland, págs. 171–179.

Condron, T. L., and E. R. Math (1932), "Investigating a Foundation in Soft Soil," *Civ. Eng. ASCE, 2*, 4, 237–241.

Crawford, C. B. (1964), "Some Characteristics of Winnipeg Clay," *Canadian Geot. Jour., 1*, 4, 227–235.

Crawford, C. B., and J. G. Sutherland (1971), "The Empress Hotel, Victoria, British Columbia. Sixty-five Years of Foundation Settlements," *Canadian Geot. Jour., 8*, 1, 77–93.

Cummings, A. E. (1940), "Dynamic Pile Driving Formulas," *J. Boston Soc. Civ. Eng., 27*, 6–27; reprinted in *Contributions to Soil Mechanics 1925–1940*, Boston Soc. Civ. Eng., 1940, págs. 392–413

Cummings, A. E. (1949), "Lectures on Foundation Engineering," *U. of Ill. Eng. Exp. Sta. Circ. No. 60*, 142 págs.

Cummings, A. E., G. O. Kerkhoff, and R. B. Peck (1950), "Effect of Driving Piles into Soft Clay," *Trans. ASCE, 115*, 275–285. Discussions by Avery and Wilson, págs. 322–331; Rutledge, págs. 301–304; Zeevaert, págs. 286–292.

D'Appolonia, D. J. (1971), "Effects of Foundation Construction on Nearby Structures," *Proc. 4 Panamerican Conf. Soil Mech.*, Puerto Rico, *1*, 189–236.

D'Appolonia, D. J., E. D'Appolonia, and R. F. Brissette (1968), "Settlement of Spread Footings on Sand," *ASCE J. Soil Mech., 94*, SM3, 735–760. Discussions in Vol. 95, No. SM3, págs. 900–916, and Vol. 96, No. SM2, págs. 754–762

D'Appolonia, D. J., and T. W. Lambe (1971), "Floating Foundations for Control of Settlement," *ASCE J. Soil Mech., 97*, SM6, 899–915.

D'Appolonia, E., C. E. Miller, Jr., and T. M. Ware (1953), "Sand Compaction by Vibroflotation," *Proc. ASCE, 79*, Separate No. 200, 23 pp.

D'Appolonia, D. J., R. V. Whitman, and E. D'Appolonia (1969), "Sand Compaction with Vibratory Rollers," *ASCE J. Soil Mech., 95*, SM1, 263–284.

Davisson, M. T. (1970*a*), "Static Measurements of Pile Behavior," *Proc. Conf. on Design and Installation of Pile Foundations and Cellular Structures*, Lehigh Univ., Envo Publ. Co., págs. 159–164.

Davisson, M. T. (1970*b*), "Design Pile Capacity," *Proc. Conf. on Design and Installation of Pile Foundations and Cellular Structures*, Lehigh Univ., Envo Publ. Co., págs. 75–85.

Davisson, M. T. (1970*c*), "Lateral Load Capacity of Piles," *Hwy. Res. Rec., 333*, 104–112.

Davisson, M. T. (1973), "High Capacity Piles," in *Innovations in Foundation Construction*, Soil Mech. Div., III Sect., ASCE, Chicago, págs. 81-112.

Dawson, R. F. (1959), "Modern Practices Used in the Design of Foundations for Structures on Expansive Soils," *Colo. School of Mines Quarterly, 54*, 4, 67–87.

Deere, D. U. (1957), "Seepage and Stability Problems in Deep Cuts in Residual Soils, Charlotte, N. C.," *Proc. AREA, 58*, 738–745.

Deere, D. U. (1963), "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes," *Felsmechanik und Ingenieurgeologie, 1*, 1, 16–22.

Deere, D. U. (1968), "Geological Considerations," *Chap. 1* in K. G. Stagg and O. C. Zienkiewicz, *Rock Mechanics in Engineering Practice*, Nueva Wiley, págs. 1–20.

DeSimone, S. V., and J. P. Gould (1972), "Performance of Two Mat Foundations on Boston Blue Clay," *Proc. ASCE Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, Purdue, *1*, Part 2, 953–980.

Dudley, J. H. (1970), "Review of Collapsing Soils," *ASCE J. Soil Mech., 96*, SM3, 925–947.

Eades, J. L., and R. E. Grim (1966), "A Quick Test to Determine Lime Requirements for Lime Stabilization," *Hwy. Res. Rec., 139*, 61–72.

Eggestad, A. (1963), "Deformation Measurements Below a Model Footing on the Surface of Dry Sand," *Proc. European Conf. Soil Mech.*, Wiesbaden, *1*, 233–239. Reprinted in *NGI Publ. 58*, págs. 29–35

Endo, M., A. Minou, T. Kawasaki, and T. Shibata (1969), "Negative Skin Friction Acting on Steel Pipe Pile in Clay," *Proc. 7 Int. Conf. Soil Mech.*, México, *2*, 85–92.

Feda, J. (1961), "Research on the Bearing Capacity of Loose Soil," *Proc. 5 Int. Conf. Soil Mech.*, París, *1*, 635–642.

Feld, J. (1965), "Tolerance of Structures to Settlement," *ASCE J. Soil Mech. 91*, SM3, 63–77.

Feld, J. (1968), *Construction Failure*, Nueva York, Wiley, 399 págs.

Fellenius, B. H., and B. B. Broms (1969), "Negative Skin Friction for Long Piles Driven in Clay," *Proc. 7 Int. Conf. Soil Mech.*, Mexico, *2*, 93–98.

Fenneman, N. M. (1931), *Physiography of Western United States*, Nueva York, McGraw-Hill, 534 págs.

Fenneman, N. M. (1938), *Physiography of Eastern United States*, Nueva York, McGraw-Hill, 714 págs.

Ferguson, P. M. (1973), *Reinforced Concrete Fundamentals*, Nueva York, Wiley, 3nd ed., 750 pp.

Fisk, H. N. (1947), "Fine-Grained Alluvial Deposits and Their Effects on Mississippi River Activity," *2*, Waterways Exp. Sta., 74 plates.

Fletcher, G. F. A. (1965), "Standard Penetration Test: Its Uses and Abuses," *ASCE J. Soil Mech.*, *91*, SM4, 67–75.

Flint, R. F. chm. (1945), "Glacial Map of North America," Geol. Soc. Am., Nueva York.

Flint, R. F. (1971), *Glacial and Quaternary Geology*, Nueva York, Wiley, 893 págs.

Gammon, K. M. and G. F. Pedgrift (1962), "The Selection and Investigation of Potential Nuclear Power Station Sites in Suffolk," *Proc. Inst. Civil Engrs.*, Londres, *21*, 139–160.

Gauntt, G. C. (1962), "Marina City—Foundations," *Civ. Eng. ASCE*, *32*, December, 61–63.

Gerber, E. (1929), *Untersuchen über die Druckverteilung im örtlich Belasteten Sand*, Dissertation, Technische Hochschule, Zurich.

Gerwick, B. C. Jr., (1970), "Current Construction Practices in the Installation of High-Capacity Piling," *Hwy. Res. Rec.*, *333*, 113–122.

Gibbs, H. J., and W. G. Holtz (1957), "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing," *Proc. 4 Int. Conf. Soil Mech.*, Londres *1*, 35–39.

Gill, G. W. (1959), "Waterproofing Buildings Below Grade," *Civ. Eng., ASCE, 29*, 1, 3–5.

Glossop, R. (1960), "The Invention and Development of Injection Processes, Part I: 1802–1850," *Géotechnique*, *10*, 3, 91–100; and "Part II: 1850–1960," *Géotechnique*, *11*, 4 (1961), 255–279.

Gray, R. E., and J. F. Meyers (1970), "Mine Subsidence and Support Methods in Pittsburgh Area." *ASCE J. Soil Mech.*, *96*, SM4, 1267–1287.

Grim, R. E. (1959), "Physico-Chemical Properties of Soils: Clay Minerals," *ASCE J. Soil Mech.*, *85*, SM2, 1–17.

Grim, R. E. (1962), *Applied Clay Mineralogy*. Nueva York, McGraw-Hill, 422 págs.

Hagerty, D. J., and R. B. Peck (1971), "Heave and Lateral Movements Due to Pile Driving," *ASCE J. Soil Mech.*, *97*, SM 11, 1513–1532.

Hallenbeck, J. J., Jr., and R. E. Johnston (1967), "Pile Foundation for Oakland Coliseum," *Civ. Eng. ASCE*, *37*, 1, 57-61.

Hammer, M. J., and O. B. Thompson (1966), "Foundation Clay Shrinkage Caused by Large Trees," *ASCE J. Soil Mech.*, *92*, SM6, 1–17.

Hanna, T. H., and G. A. Matallana (1970), "The Behavior of Tied-Back Retaining Walls," *Canadian Geot. Jour.*, *7*, 4, 372–396.

Hanrahan, E. T. (1954), "An Investigation of Some Physical Properties of Peat," *Géotechnique*, *4*, 3, 108–123.

Hedefine, A., and L. G. Silano (1968), "Newport Bridge Foundations," *Civ. Eng. ASCE*, *38*, 10, 37–43.

Heiland, C. A. (1940), *Geophysical Exploration*, Englewood Cliffs, N. J., Prentice-Hall, 1013 págs.

Hendron, A. J. (1963), *The Behavior of Sand in One-Dimensional Compression*. Ph.D. thesis, Univ. of Illinois, Urbana, 283 págs.

Hetenyi, M. (1946), *Beams on Elastic Foundation*, Ann Arbor, University of Michigan Press, 255 págs.

HRB (1965), "Geophysical Methods and Statistical Soil Surveys in Highway Engineering—6 Reports," *Hwy. Res. Rec.*, *81*, 60 págs.

HRB (1968), "Conference on Loess: Design and Construction," *Hwy. Res. Rec.*, *212*, 38 págs.

Hirsch, T. J., L. L. Lowery, H. M. Coyle, and C. H. Samson, Jr. (1970), "Pile-Driving Analysis by One-Dimensional Wave Theory: State of the Art," *Hwy. Res. Rec.*, *333*, 33–54.

Holtz, W. G., and H. J. Gibbs (1951), "Consolidation and Related Properties of Loessial Soils," *ASTM Spec. Tech. Publ. 126*, 9–26.

Holtz, W. G., and C. A. Lowitz (1965), "Effects of Driving Displacement Piles in Lean Clay," *ASCE J. Soil Mech.*, *91*, SM5, 1–13.

Hubbard, P. G. (1955), "Field Measurement of Bridge-Pier Scour," *Proc. Hwy. Res. Bd.*, *34*, 184–188.

Hunter, J. W. (1948), "Site Exploration for Foundations at Portsmouth," *Proc. 2 Int. Conf. Soil Mech.*, Rotterdam, *2*, 159–162.

Hunter, A. H., and M. T. Davisson (1969), "Measurement of Pile Load Transfer," *ASTM Spec. Tech. Publ. 444*, págs. 106–117.

Huntington, W. C. (1957), *Earth Pressures and Retaning Walls*, Nueva York, Wiley, 534 págs.

Huntington, W. C. (1963), Building Construction, 3rd ed., Nueva York, Wiley, 734 págs.

Hvorslev, M. J. (1937), *Über die Festigkeitseigenschaften Gestörter Bindiger Böden* (On the Strength Properties of Remolded Cohesive Soils), *Danmarks Naturvidenskabelige Samfund*, *Ingenirvidenskadige Skrifter*, Series A, No. 45, Copenhagen, 159 págs.

Hvorslev, M. J. (1948), *Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes*. Waterways Exp. Sta., Vicksburg, Miss., 465 págs.

Hvorslev, M. J. (1960), "Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays," *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, págs. 169–273.

Ireland, H. O. (1957), "Pulling Tests on Piles in Sand," *Proc. 4 Int. Conf. Soil Mech.*, London, *2*, 43–45.

Ireland, H. O., O. Moretto, and M. Vargas (1970), "The Dynamic Penetration Test: A Standard That is not Standardized," *Géotechnique*, *20*, 2, 185–192.

ISSMFE (1969), "Engineering Properties of Lateritic Soils," *Proc. Specialty Session 1, 7 Int. Conf. Soil Mech.*, Asian Inst. Tech., Bangkok, *1*, 207 págs.; Vol. 2 (1970), 203 págs.

Jennings, J. E. (1953), "The Heaving of Buildings on Desiccated Clay," *Proc. 3 Int. Conf. Soil Mech.*, *1*, Zurich, 390–396.

Jennings, J. E., and Henkel, D. J. (1949), "The Use of Underreamed Pile Foundations on Expansive Clay Soils in South Africa." *Nat'l Bldg. Research Institute, South African CSIR, Bull. No. 3*, 9–15.

Jennings, J. E., and K. Knight (1957), "The Additional Settlement of

Foundations Due to a Collapse of Structure of Sandy Subsoils on Wetting," *Proc. 4 Int. Conf. Soil Mech., Londres 1*, 316–319.

Johannessen, I. J., and L. Bjerrum (1965), "Measurement of the Compression of a Steel Pile to Rock Due to Settlement of the Surrounding Clay," *Proc. 6 Int. Conf. Soil Mech.*, Montreal, *2*, 261–264.

Johnson, S. J. (1970*a*), "Precompression for Improving Foundation Soils," *ASCE J. Soil Mech., 96*, SM1, 111–144.

Johnson, S. J. (1970*b*), "Foundation Precompression with Vertical Sand Drains," *ASCE J. Soil Mech., 96*, SM1, 145–175.

Kallstenius, T. (1963), "Studies on Clay Samples Taken with Standard Piston Sampler," *Proc. Swedish Geot. Inst.*, 21, Stockholm, 210 págs.

Kaplar, C. W. (1970), "Phenomenon and Mechanism of Frost Heaving," *Hwy. Res. Rec., 304*, 1–13.

Kézdi, A. (1965), "Deep Foundations," *Proc. 6 Int. Conf. Soil Mech.*, Montreal, *3*, 256–264.

Klohn, E. J. (1963), "Pile Heave and Redriving," *Trans. ASCE, 128*, Part I, 557–577. Discussion by Olko, págs. 578–587

Kolb, C. R., and W. G. Shockley (1959), "Engineering Geology of the Mississippi Valley," *Trans. ASCE, 124*, 633–656.

Kotzias, P. C., and A. C. Stamatopoulos (1969), "Preloading for Heavy Industrial Installations," *ASCE J. Soil Mech., 95*, SM6, 1335–1355.

Krinitzsky, E. L., and W. J. Turnbull (1967), "Loess Deposits of Mississippi," *Geol. Soc. Amer. Spec. Paper 94*, 64 págs.

Lambe, T. W. (1951), *Soil Testing for Engineers.* Nueva York Wiley, 165 págs.

Lambe, T. W. (1959), "Physico-Chemical Properties of Soils: Role of Soil Technology," *ASCE J. Soil Mech., 85*, SM2, 55–70.

Lambe, T. W., and H. M. Horn (1965), "The Influence on an Adjacent Building of Pile Driving for the M.I.T. Materials Center," *Proc. 6 Int. Conf. Soil Mech.*, Montreal, *2*, 280–284.

Lambe, T. W. (1951), *Soil Testing for Engineers.* Nueva York, Wiley, 165 págs.

Larsen, E. S., and H. Berman (1934), "The Microscopic Determination of the Nonopaque Minerals," 2nd ed. *U.S. Dept. of Interior Bull, 848*, 266 págs.

Laursen, E. M. (1955), "Model-Prototype Comparison of Bridge Pier Scour," *Proc. Hwy. Res. Bd., 34*, 188–193.

Leet, L. D., and S. Judson (1971), "*Physical Geology*," 4th ed., Englewood Cliffs, N. J., Prentice-Hall, 687 págs.

Legget, R. F., ed. (1961), *Soils in Canada*, Royal Soc. Canada, *Spec. Publ. 3*, Univ. of Toronto Press, 229 págs.

Legget, R. F. (1962), *Geology and Engineering,* 2nd ed., Nueva York, McGraw-Hill, 884 págs.

Lennertz, R. (1972), "Settlement of Footings on a Non-Uniform Foundation." *Proc. ASCE Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, Purdue, *1*, Part 2, 929–938.

Le Roy, L.W., and H.M. Crain, eds. 1949), "Subsurface Geologic Methods, a Symposium," *Colorado School of Mines Quarterly, 44*, 3, Golden, 826 págs.

Linell, K. A., F. B. Hennion, and E. F. Lobacz (1963), "Corps of Engineers' Pavement Design in Areas of Seasonal Frost," *Hwy. Res. Rec., 33*, 76–136.

Lockwood, M. G. (1954), "Ground Subsides in Houston Area," *Civ. Eng. ASCE, 24*, 6, 48–50.

Lumb, P. (1962), "The Properties of Decomposed Granite," *Géotechnique, 12*, 3, 226–243.

Lynch, T. J. (1960), "Pile Driving Experiences at Port Everglades," *ASCE J. Soil Mech., 86*, SM2, 41–62.

MacDonald, D. H., J. deRuiter, and T. C. Kenney (1961), "The Geo-

technical Properties of Impervious Fill Materials in Some Canadian Dams," *Proc. 5 Int. Conf. Soil Mech.*, Paris, *2*, 657–662.

Mansur, C. I., and R. I. Kaufman (1960), "Dewatering the Port Allen Lock Excavation." *ASCE J. Soil Mech.*, *86*, SM6, 35–55.

Mansur, C. I., and R. I. Kaufman (1962), "Dewatering," Chap. 3 in *Foundation Engineering*, G. A. Leonards, ed., Nueva York, McGraw-Hill, págs. 241–350.

Mesri, G. (1973), "Coefficient of Secondary Compression," *ASCE J. Soil Mech.*, *99*, SMI, 123–137.

Meyerhof, G. G. (1951), "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations," *Géotechnique*, *2*, 4, 301–332.

Meyerhof, G. G. (1953), "The Bearing Capacity of Foundations Under Eccentric and Inclined Loads," *Proc. 3 Int. Conf. Soil Mech.*, Zurich, *1*, 440–445.

Meyerhof, G. G. (1955), "Influence of Roughness of Base and Ground-Water Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations," *Géotechnique*, *5*, 3, 227–242.

Meyerhof, G. G. (1963). "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations," *Canadian Geot. Jour.*, *1*, 1, 16–26.

Meyerhof, G. G. (1970), "Safety Factors in Soil Mechanics," *Canadian Geot. Jour.*, *7*, 4, 349–355.

Meyerhof, G. G., and G. Y. Sebastyan (1970), "Settlement Studies on Air Terminal Building and Apron, Vancouver International Airport, British Columbia." *Canadian Geot. Jour.* 7, 4, 433–456.

Miller, R. P. (1965), "Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock," Ph.D. thesis, Univ. of Illinois, Urbana, 333 págs.

Mitchell, J. K. (1970), "In-Place Treatment of Foundation Soils."*ASCE J. Soil Mech.*, *96*, SM1, 73–110.

Mohr, H. A. (1943), *Exploration of Soil Conditions and Sampling Operations*, Soil Mechanics Series No. 21, 3rd ed., Graduate School of Engineering, Harvard University, 63 págs.

Mohr, E.C.J., and F.A. van Baren (1954), *Tropical Soils*, Nueva York Interscience Publ., 498 págs.

Moore, R. W. (1961), "Observations on Subsurface Exploration Using Direct Procedures and Geophysical Techniques," *Proc. 12th Annual Symp. on Geology as Applied to Highway Engineering, U. of Tenn. Eng. Exp. Sta. Bull. 24*, págs. 63-87

Moorhouse, D. C., and G. L. Baker (1969), "Sand Densification by Heavy Vibratory Compactor," *ASCE J. Soil Mech.*, *95*, SM4, 985–994.

Moran, Proctor, Mueser, and Rutledge (1958), *Study of Deep Soil Stabilization by Vertical Sand Drains*, U. S. Dept. of Commerce, Office Tech. Serv., Wash., D. C., 192 págs.

Morgenstern, N. R., and V. E. Price (1965), "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces," *Géotechnique*, *15*, 1, 79–93.

Newmark, N. M. (1942), "Influence Charts for Computation of Stresses in Elastic Foundations," *Univ. of Illinois Eng. Exp. Sta. Bull. 338*, 28 pp.

Nordlund, R. L. (1963), "Bearing Capacity of Piles in Cohesionless Soils,' *ASCE J. Soil Mech.*, *89*, SM3, 1–35.

Nordlund, R. L., and D. U. Deere (1970),"Collapse of Fargo Grain Elevator," *ASCE J. Soil Mech.*, *96*, SM2, 585–607.

Olson, R. E., and G. Mesri (1970), "Mechanisms Controlling the Compressibility of Clays," *ASCE J. Soil Mech.*, *96*, SM6, 1863–1878.

O'Neill, M. W., and L. C. Reese (1970), "Behavior of Axially Loaded Drilled Shafts in Beaumont Clay, Part One—State of the Art," Research Rep. 89–8, Center for Hwy. Res., U. of Texas, Austin, 147 págs.

Orrje, O., and B. Broms (1967), "Effects of Pile Driving on Soil Properties," *ASCE J. Soil Mech., 93*, SM5, 59–73.

Osterberg, J. O. (1952), "New Piston Type Soil Sampler," *Eng. News-Rec., 148*, 77–78.

Paige, S., chm. (1950), *Application of Geology to Engineering Practice*, Berkey Volume, Geol. Soc. Amer., 327 págs.

Parcher, J. V., and R. E. Means (1968), *Soil Mechanics and Foundations*, Columbus, Merrill, 573 págs.

Parola, J. F. (1970), "Mechanics of Impact Pile Driving," Ph.D. Thesis, Univ. of Ill. Urbana, 236 págs.

Parsons, J. D. (1959), "Foundation Installation Requiring Recharging of Ground Water," *ASCE J. Constr. Div., 85*, CO2, 1–21.

Parsons, J. D. (1966), "Piling Difficulties in the Nueva York Area," *ASCE J. Soil Mech., 92*, SM1, 43-64

Peck, O. K., and R. B. Peck (1948), "Settlement of Foundation Due to Saturation of Loess Subsoil," *Proc. 2 Int. Conf. Soil Mech.*, Rotterdam, *4*, 4–5.

Peck, R. B. (1948), "History of Building Foundations in Chicago," *Univ. of Ill. Eng. Exp. Sta. Bull. 373*, 64 págs.

Peck, R. B. (1953), "Foundation Exploration—Denver Coliseum," *Proc. ASCE, 79*, Separate No. 326, 14 págs.

Peck, R. B. (1958), "A Study of the Comparative Behavior of Friction Piles," *Hwy. Res. Bd. Special Report 36*, 72 págs.

Peck, R. B. (1960), "Major Power Station Foundation in Broken Limestone: Discussion," *ASCE J. Soil Mech., 86*, SM1, 95–98.

Peck, R. B. (1969*a*), "Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics," *Géotechnique, 19*, 2, 171–187.

Peck, R. B. (1969*b*), "Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground," *Proc. 7 Int. Conf. Soil Mech.*, Mexico. State-of-the-art volume, págs. 225–290.

Peck, R. B., and F. G. Bryant (1953), "The Bearing-Capacity Failure of the Transcona Elevator," *Géotechnique, 3*, 5, 201–208.

Peck, R. B., and H. O. Ireland (1957), "Backfill Guide," *ASCE J. Struct. Div., 83*, ST4, 10 págs.

Peck, R. B., H. O. Ireland, and C. Y. Teng (1948), "A Study of Retaining Wall Failures," *Proc. 2 Int. Conf. Soil Mech.*, Rotterdam, *3*, 296–299.

Peck, R. B., and W. C. Reed (1954), "Engineering Properties of Chicago Subsoils," *Univ. of Ill. Eng. Exp. Sta. Bull. 423*, 62 págs.

Pettijohn, F. J. (1957), *Sedimentary Rocks*, 2nd ed., Nueva York, Harper, 718 págs.

Poulos, H. G. (1968), "Analysis of the Settlement of Pile Groups," *Géotechnique, 18*, 4, 449–471.

Proctor, R. R. (1933), "Four Articles on the Design and Construction of Rolled-Earth Dams," *Eng. News-Record, 111*, 245–248, 286–289, 348–351, 372–376.

Rankine, W. J. M. (1857), "On the Stability of Loose Earth," *Phil. Trans. Roy. Soc.*, London, *147*, Part 1, 9–27.

Reddy, A. S. (1967), "Bearing Capacity of Footings on Layered Clays," *ASCE J. Soil Mech. 93*, SM2, 83–99.

Reiche, P. (1950), *A Survey of Weathering Processes and Products*, Univ. of Nuevo México Press, 95 págs.

Riggs, L. W. (1966), "Tagus River Bridge — Tower Piers," *Civ. Eng. ASCE, 36*, 2, 41–45.

Rosenqvist, I. Th. (1959), "Physico-Chemical Properties of Soils: Soil-Water Systems," *ASCE J. Soil Mech., 85*, SM2, 31–53.

Rowe, P. W. (1952), "Anchored Sheet Pile Walls." *Proc. Inst. Civ. Eng.*, Londres

Rutledge, P. C. (1944), "Relation of Undisturbed Sampling to Laboratory Testing," *Trans. ASCE, 109*, 1155–1183.

Salley, J. R., and R. B. Peck (1969), "Tolerable Settlements of Steam Turbine-Generators," *ASCE J. Power Div., 95*, PO2, 227–252.

Sanger, F. J. (1968), "Ground Freezing in Construction," *ASCE J. Soil Mech., 94*, SM1, 131–158.

Sanglerat, G. (1972), *The Penetrometer and Soil Exploration*, Amsterdam, Elsevier, 464 págs.

Scheidig, A. (1931), *Versuche über die Formänderung von Sand und ihre Anwendung auf die Setzungsanalyse von Bauwerken* (Tests on the deformation of sand and their application to the settlement analysis of buildings), M.S. thesis, Vienna.

Schmertmann, J. H. (1955), "The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay," *Trans. ASCE, 120*, 1201–1227.

Schmertmann, J. H. (1970), "Static Cone to Compute Static Settlement Over Sand," *ASCE J. Soil Mech., 96*, SM3, 1011–1043.

Schousboe, I. (1972), "Suggested Design and Construction Procedures for Pier Foundations," *ACI Jour., 69*, 8, 461–480.

Scott, E. W., Jr. (1948), "Philadelphia Conducts Extensive Subsurface Exploration Prior to Airport Expansion." *Civ. Eng. ASCE, 18*, 2, 44–46.

Seed, H. B., J. K. Mitchell, and C. K. Chan (1960), "The Strength of Compacted Cohesive Soils," *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, págs. 877-964.

Seed, H. B., R. J. Woodward, and R. Lundgren (1962), "Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays," *ASCE J. Soil Mech., 88*, SM3, 53–87.

Shannon, W. L., and R. J. Strazer (1970), "Tied-Back Excavation Wall for Seattle First National Bank," *Civ. Eng. ASCE, 40*, 3, 62–64.

Shannon, W. L., S. D. Wilson, and R. H. Meese (1962), "Field Problems: Field Measurements," in *Foundation Engineering*, G. A. Leonards, ed., New York, McGraw-Hill, págs. 1025-1080.

Skempton, A. W. (1942), "An Investigation of the Bearing Capacity of a Soft Clay Soil," *J. Inst. Civil Engr.*, London, *18*, 307-321; discusiones, pags. 567-576.

Skempton, A. W. (1944), "Notes on the Compressibility of Clays," *Quart. J. Geol. Soc.*, Londres, *C*, págs. 119–135.

Skempton, A. W. (1948), "Vane Tests in the Alluvial Plain of the River Forth Near Grangemouth," *Géotechnique, 1*, 2, 111–124.

Skempton, A. W. (1951), "The Bearing Capacity of Clays," *Proc. British Bldg. Research Congress, 1*, 180–189.

Skempton, A. W. (1953), "Discussion on Piles and Pile Foundations," *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech.*, Zurich, *3*, 172.

Skempton, A. W. (1959), "Cast-*in-situ* Bored Piles in London Clay," *Géotechnique, 9*, 4, 153–173.

Skempton, A. W. (1960), "Terzaghi's Discovery of Effective Stress," in *From Theory to Practice in Soil Mechanics*, Nueva York, Wiley, 42–53.

Skempton, A. W. (1961), "Effective Stress in Soils, Concrete and Rocks," *Pore Pressure and Suction in Soils*, Londres, Butterworths, págs. 4–16.

Skempton, A. W. (1971), "The Albion Mill Foundations," *Géotechnique, 21*, 3, 203–210.

Skempton, A. W., and D. H. MacDonald (1956), "The Allowable Settlement of Buildings," *Proc. Inst. Civ. Eng.*, Londres, *5*, 3, Part 3, 727–784.

Skempton, A. W., R. B. Peck, and D. H. MacDonald (1955), "Settlement Analyses of Six Structures in Chicago and Londres," *Proc. Ins. C.E.* Londres, *4*, Part I, July, 525–544.

Smith, G. D. (1942), "Illinois Loess," *Univ. of Ill. Agr. Exp. Sta. Bull. 490*, 45 pp.

Sokolovski, V. V. (1960), *Statics of Soil Media.* Translated from Russian by D.H. Jones and A.N. Schofield. Londres, Butterworths, 237 págs.

Sowers, G. F. (1954), "Soil Problems in the Southern Piedmont Region," *Proc. ASCE, 80*, Separate 416, 18 pp.

Sowers, G. F. (1969), "The Safety Factor in Excavations and Foundations," *Hwy. Res. Rec., 269*, 23–34.

Sowers, G. F., C. B. Martin, L. L. Wilson, and M. Fausold, Jr. (1961), "The Bearing Capacity of Friction Pile Groups in Homogeneous Clay from Model Studies," *Proc. 5 Int. Conf. Soil Mech.*, Paris *2*, 155–159.

Sowers, G. B., and G. F. Sowers (1967), "Failures of Bulkhead and Excavation Bracing," *ASCE Civ. Eng., 37*, 1, 72–77.

Spangler, M. G. (1938), "Horizontal Pressures on Retaining Walls Due to Concentrated Surface Loads," *Iowa Eng. Exp. Sta. Bull. 140*, 79 pp.

Spock, L.E. (1962), *Guide to the Study of Rocks,* 2nd ed., Nueva York, Harper, 298 pp.

Squier, L. R. (1970), "Mat Foundation Spans Rubble Channel," *Civ. Eng. ASCE, 40*, 8, 61–62.

Stagg, K. G., and O. C. Zienkiewicz, eds. (1968), *Rock Mechanics in Engineering Practice*, Nueva York, Wiley, 442 pp.

Steinman, D. B. (1945), *The Builders of the Bridge,* Nueva York, Harcourt, 457 págs.

Stermac, A. G., K. G. Selby, and M. Devata (1969), "Behavior of Various Types of Piles in a Stiff Clay," *Proc. 7 Int. Conf. Soil Mech.*, México *2*, 239–245.

Swiger, W. F. (1960), "Control of Ground Water in Excavations," *ASCE J. Constr. Div., 86*, CO1, 41–53.

Swiger, W. F., and H. M. Estes (1959), "Major Power Station Foundation in Broken Limestone," *ASCE J. Soil Mech., 85*, SM5, 77–86.

Taylor, A. W. (1959), "Physico-Chemical Properties of Soils: Ion Exchange Phenomena," *ASCE J. Soil Mech., 85*, SM2, 19–30.

Taylor, D. W. (1937), "Stability of Earth Slopes," *J. Boston Soc. Civil Engrs., 24*, 197–246.

Taylor, D. W. (1948), *Fundamentals of Soil Mechanics.* Nueva York, Wiley, 700 págs.

Teng, C. Y. (1949), "Determination of the Contact Pressure Against a Large Raft Foundation," *Géotechnique, 1*, 4, 222–228.

Terzaghi, K. (1920), "Old Earth-Pressure Theories and New Test Results," *Eng. News-Record, 85*, 14, 632–637.

Terzaghi, K. (1922), *Der Grundbruch an Stauwerken und Seine Verhütung*" (The failure of dams by piping and its prevention), *Die Wasserkraft, 17*, 445-449. Reprinted in *From Theory to Practice in Soil Mechanics,* Nueva York Wiley, 1960, págs. 114–118.

Terzaghi, K. (1923), *Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der Hydrodynamischen Spannungserscheinungen*, Akademie der Wissenschaften in Wien; Sitzungsberichte. Mathematisch-naturwissenschaftliche Klasse. Part IIa, *132*, 3/4 125–138. Reprinted in *From Theory to Practice in Soil Mechanics*, Nueva York, Wiley, 1960, págs. 133–146.

Terzaghi, K. (1925), *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*, Vienna, Deuticke, 399 págs.

Terzaghi, K. (1929), "Soil Studies for the Granville Dam at Westfield, Mass." *J. New Engl. Water Works Assoc., 43*, 2, 191–223.

Terzaghi, K. (1934), "Large Retaining-Wall Tests. I," *Eng. News-Record, 112*, 5, 136–140.

Terzaghi, K. (1936), "Relation Between Soil Mechanics and Foundation Engineering; Presidential Address," *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass., *3*, 13–18. Reprinted in *From Theory to Practice in Soil Mechanics*, Nueva York, Wiley, 1960, págs. 62–67.

Terzaghi, K. (1941), "General Wedge Theory of Earth Pressure." *Trans. ASCE*, *106*, 68–97.

Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, Nueva York, Wiley, 510 págs.

Terzaghi, K. (1951), "The Influence of Modern Soil Studies on the Design and Construction of Foundations," Bldg. Research Congr., Londres, 1951, Div. 1, Part III, pp. 139–145. Reprinted in *From Theory to Practice in Soil Mechanics*, Nueva York, Wiley, 1960, págs. 68-74.

Terzaghi, K. (1953), "Origin and Functions of Soil Mechanics," *Trans. ASCE, CT*, 666–696.

Terzaghi, K. (1954), "Anchored Bulkheads," *Trans. ASCE*, *119*, 1243–1324.

Terzaghi, K. (1955*a*), "Influence of Geological Factors on the Engineering Properties of Sediments," in *Economic Geology*. Fiftieth Anniversary Volume, págs. 557–618.

Terzaghi, K. (1955*b*), "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction," *Géotechnique*, *5*, 4, 297–326.

Terzaghi, K. (1957), "Address at Opening Session of Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering," *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech.*, London, *3*, 55–58. Reprinted in *From Theory to Practice in Soil Mechanics*, Nueva York, Wiley, págs. 75–78

Terzaghi, K. (1960), "Landforms and Subsurface Drainage in the Gačka Region in Yugoslavia," in *From Theory to Practice in Soil Mechanics*, Nueva York, Wiley, págs. 81-105.

Thompson, M. R. (1968), "Lime-Treated Soils for Pavement Construction," *ASCE J. Highway Div.*, *94*, HW2, 191–217.

Thon, J. G., and R. C. Harlan (1971), "Slurry Walls for BART Civic Center Subway Station," *ASCE J. Soil Mech.*, *97*, SM9, 1317–1334.

Thornburn, T. H. (1969), "Geology and Pedology in Highway Soil Engineering," *Reviews in Engineering Geology*, II, D. J. Varnes and G. Kiersch, eds., Geological Society of America, Boulder, Colo., págs. 17–57.

Thornburn, T. H., D. J. Hagerty, and T. K. Liu (1970), "Engineering Soil Report, Will County, Illinois," *Univ. of Ill. Eng. Exp. Sta. Bull. 501*, 195 págs.

Thornbury, W. D. (1954), *Principles of Geomorphology*, Nueva York, Wiley 618 págs.

Thornbury, W. D. (1965), *Regional Geomorphology of the United States*, Nueva York, Wiley, 609 págs.

Thornley, J. H. (1959), *Foundation Design and Practice*, Nueva York, Columbia Univ. Press, 298 págs.

Tomlinson, M. J. (1957), "The Adhesion of Piles Driven in Clay Soils," *Proc. 4 Int. Conf. Soil Mech.*, Londres *2*, 66–71.

Trask, P.D., ed. (1950), *Applied Sedimentation*, Nueva York, Wiley, 707 págs.

Tschebotarioff, G. F. (1949), "Large Scale Earth Pressure Tests with Model Flexible Bulkheads," Final report to Bureau of Yards and Docks, U. S. Navy, Princeton Univ., 272 págs.

Tschebotarioff, G., and E. R. Ward (1957), "Measurements with Wiegmann Inclinometer on Five Sheet Pile Bulkheads," *Proc. 4 Int. Conf. Soil Mech.*, Londres, *2*, 248–255.

Turnbull, W. J., and C. R. Foster (1958), "Stabilization of Materials by Compaction," *Trans. ASCE*, *123*, 1–15.

U. S. Bureau of Reclamation (1947), "Laboratory Tests on Protective

Filters for Hydraulic and Static Structures," *Earth Materials Laboratory Rept. EM–132*, Denver, 28 págs.

U. S. Bureau of Reclamation (1963), *Earth Manual*, 1st ed. revised, Wash., D. C., 783 págs.

USDA (1938), *Soils and Men*, U. S. Dept. Agriculture Yearbook, Wash., D. C., G.P.O., 1232 págs.

USDA (1951), *Soil Survey Manual*, Handbook No. 18, U. S. Dept. Agriculture, Wash., D. C., G.P.O., 503 págs.

USDA (1960), *Soil Classification, a Comprehensive System*, U. S. Dept. Agriculture, Wash., D. C., G.P.O., 265 págs.

Van der Veen, C. (1953), "The Bearing Capacity of a Pile," *Proc. 3 Int. Conf. Soil Mech.*, Zurich, *2*, 84–90.

Van der Veen, C., and L. Boersma (1957), "The Bearing Capacity of a Pile Pre-Determined by a Cone Penetration Test," *Proc. 4 Int. Conf. Soil Mech.*, Londres , *2*, 72–75.

Vesič, A. (1963), "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand," *Hwy. Res. Rec.*, *39*, 112–153.

Vesič, A. (1969), "Experience with Instrumented Pile Groups in Sand, *ASTM Spec. Tech. Publ. No. 444*, págs. 177—222

Ward, W. H. (1953), "Soil Movement and Weather," *Proc. 3 Int. Conf. Soil Mech.*, Zurich, *1*, 477–482.

WES (1950), "Undisturbed Sand Sampling Below the Water Table," Corps of Engrs., *Waterways Exp. Sta. Bull. 35*, 19 págs.

WES (1953), "Unified Soil Classification System," Corps of Engrs., *Waterways Exp. Sta. Tech. Mem. 3–357*, 30 págs.

Werblin, D. A. (1960), "Installation and Operation of Dewatering Systems," *ASCE J. Soil Mech.*, *86*, SM1, 47–66.

Wheeless, L. D., and G. F. Sowers (1972), "Mat Foundation and Preload Fill, VA Hospital, Tampa." *Proc. ASCE Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, Purdue, *1*, Part 2, 939–951.

Whitaker, T. (1957), "Experiments with Model Piles in Groups," *Géotechnique*, *7*, 4, 147–167.

Whitaker, T., and R. W. Cooke (1965), "Bored Piles with Enlarged Bases in London Clay," *Proc. 6 Int. Conf. Soil Mech.*, Montreal, *2*, 342–346.

White, E. E. (1962), "Underpinning," Chap. 9 in *Foundation Engineering*, G. A. Leonards, ed., Nueva York, McGraw-Hill, págs. 826—893

White, L. S. (1953), "Transcona Elevator Failure: Eye-Witness Account," *Géotechnique*, *3*, 5, 209–214.

White, R. E. (1943), "Heavy Foundations Drilled into Rock," *Civ. Eng. ASCE*, *13*, 1, 19–22.

White, R. E. (1962), "Caissons and Cofferdams," Chap. 10 in *Foundation Engineering*, G. A. Leonards, ed., Nueva York, McGraw-Hill, pp. 894–964.

Willis, E. A. (1946), "Discussion: A Study of Lateritic Soils," *Proc. Hwy. Res. Board*, *26*, 589–591.

Winter, G., and A. H. Nilson (1973), *Design of Concrete Structures*, 8th ed., Nueva York, McGraw-Hill, 615 págs.

Woods, K. B., R. D. Miles, and C. W. Lovell, Jr. (1962), "Origin, Formation, and Distribution of Soils in North America," Chap. 1 in *Foundation Engineering*, G. A. Leonards, ed., Nueva York, McGraw-Hill, págs. 1—65

Woodward, R. J., R. Lundgren, and J. D. Boitano (1961), "Pile Loading Tests in Stiff Clays," *Proc. 5 Int. Conf. Soil Mech.*, París, *2*, 177–184.

Woodward, R. J., W. S. Gardner, and D. M. Greer (1970), *Drilled Pier Foundations*, Nueva York, McGraw-Hill, 288 págs.

Woolf, D. O. (1950), *The Identification of Rock Types*, U. S. Dept. Commerce, Bur. Public Roads, Wash., D. C., 11 págs.

Wosser, T. D., and R. Darragh (1970), "Tiebacks for Bank of America Building Excavation Wall," *Civ. Eng. ASCE, 40*, 3, 65–67.

Yong, R. N., and B. P. Warkentin (1966), *Introduction to Soil Behavior*, Nueva York, MacMillan, 451 págs.

Zeevaert, L. (1949), "An Investigation of the Engineering Characteristics of the Volcanic Lacustrine Clay Deposit Beneath México City." Ph.D. thesis, U. of Ill., Urbana, 234 págs.

Zeevaert, L. (1957*a*), "Consolidation of México City Volcanic Clay," *ASTM Spec. Tech. Publ. 232*, págs. 28–32.

Zeevaert, L. (1957*b*), "Foundation Design and Behaviour of Tower Latino Americana in México City," *Géotechnique, 7*, 3, 115–133.

Zeevaert, L. (1957*c*), "Compensated Friction-Pile Foundation to Reduce the Settlement of Buildings on the Highly Compressible Volcanic Clay of México City," *Proc. 4 Int. Conf. Soil Mech.*, Londres, *2*, 81–86.

Aas, G., 156
Adams, J. I.,
AASHO, 41,
AREA, 444,
ASCE, 523
ASP, 523
ASTM, 31,
146, 147,
Atterberg, A.
Avery, S. B.,

Bagnold, R.
Baker, B., 49
Baker, C. N.,
Baker, G. L.,
Barden, L., 4
Barkan, D. D
Basore, C. E.
Baumann, F.
Belcher, D. J
Berkey, C. P.
Berman, H.,
Bishop, A. W
Bjerrum, L.,
409, 519
Boersma, L.,
Boitano, J. D
Boussinesq,
Brinch Hans
Brink, A. B.,
Brinkhorst,
Brissette, R.
Broms, B., 3
Bryant, F. G
Brzezinski, I
Burmister, D
Button, S. J.,

Cadling, L.,
Carlson, E. D
Carson, A. B
Casagrande,
103,
347, 524
Casagrande,

Indice de autores

Aas, G., 156, 523
Adams, J. I., 110, 523
AASHO, 41, 43, 53, 55, 57, 63, 444 523
AREA, 444, 523
ASCE, 523
ASP, 523
ASTM, 31, 34, 35, 40, 42, 43, 52, 54, 56, 64, 70, 146, 147, 157, 252, 523
Atterberg, A., 48, 77, 523
Avery, S. B., Jr., 526

Bagnold, R. A., 196, 574
Baker, B., 490, 491, 524
Baker, C. N., Jr., 282, 346, 524
Baker, G. L., 373, 530
Barden, L., 459, 524
Barkan, D. D., 300, 524
Basore, C. E., 373, 524
Baumann, F., 220
Belcher, D. J., 158, 524
Berkey, C. P., 195
Berman, H., 39, 529
Bishop, A. W., 129, 145, 156, 347, 403, 524
Bjerrum, L., 110, 126, 129, 196, 308, 346, 372, 409, 519, 524, 528
Boersma, L., 365, 535
Boitano, J. D., 373, 524, 535
Boussinesq, J., 329
Brinch Hansen, J., 468, 524
Brink, A. B. A., 389, 524
Brinkhorst, W. H., 298, 524
Brissette, R. F., 372, 526
Broms, B., 346, 527, 531
Bryant, F. G., 345, 531
Brzezinski, L. S., 347, 524
Burmister, D. M., 64, 524
Button, S. J., 403, 525

Cadling, L., 156, 525
Carlson, E. D., 404, 525
Carson, A. B., 210, 525
Casagrande, A., 28, 50, 54, 64, 71, 84, 91, 94, 103, 109, 110, 127, 128, 129, 154, 196, 345, 347, 524, 525
Casagrande, L., 218, 347, 525
Cedergren, H. R., 85, 525
Chan, C. K., 532
Chellis, R. D., 265, 525
Clevenger, W. A., 389, 525
Condron, T. L., 202, 526
Cooke, R. W., 346, 535
Corps of Engineers, 54
Coulomb, C. A., 459, 468
Coyle, H. M., 265, 528
Crain, H. M., 156, 529
Crawford, C. B., 110, 347, 526
Cummings, A. E., 238, 265, 297, 346, 526
Curtis, L., 268

D'Appolonia, E., 237, 372, 373, 526
D'Appolonia, D. J., 237, 300, 347, 372, 373, 526
Darcy, H., 67, 68, 82
Darragh, R., 521, 536
Davisson, M. T., 252, 259, 262, 265, 268, 526, 528
Dawson, R. F., 110, 389, 526
Deere, D. U., 58, 59, 64, 147, 193, 345, 526, 530
de Ruiter, J., 529
DeSimone, S. V., 460, 526
Devata, M., 346, 533
Dudley, J. H., 389, 526
Duncan, J. M., 519, 524
duPont, E. I., de Nemours, 526

Eades, J. L., 235, 526
Eggestad, A., 372, 524, 527
Eide, O., 305, 524
Endo, M., 305, 527
Estes, H. M., 417, 533

Fadum, R. E., 71, 85, 103, 345, 525
Fausold, M., Jr., 346, 533
Feda, J., 372, 527
Feld, J., 300, 306, 527
Fellenius, B. H., 198, 346
Fellenius, W., 198
Fenneman, N. M., 195, 527
Ferguson, P. M., 429, 527
Fisk, H. N., 527
Fletcher, G. F. A., 156, 527
Flint, R. F., 527

Foster, C. R., 237, 534
Fricano, S. P., 404, 525
Frimann Clausen, C. J., 519, 524

Gammon, K. M., 202, 527
Gardner, W. S., 282, 535
Gauntt, G. C., 346, 527
Gerber, E., 472, 527
Gerwick, B. C., Jr., 265, 527
Gibbs, H. J., 96, 156, 527, 528
Gill, G. W., 226, 527
Glossop, R., 218, 527
Goodell, W. G., 420
Gould, J. P., 460, 526
Gray, R. E., 300, 527
Greer, D. M., 282, 535
Gregg, L. E., 158, 535
Grimm, R. E., 64, 235, 526, 527

Hagerty, D. J., 195, 346, 527, 534
Hallenbeck, J. J. Jr., 404, 527
Hammer, M. J., 390, 527
Hanna, T. H., 521, 528
Hanrahan, E. T., 110, 528
Harlan, R. C., 532, 534
Hazen, A., 66, 68, 76
Hedefine, A., 282, 528
Heiland, C. A., 157, 528
Hendron, A., J., 128, 528
Henkel, D. J., 135, 383, 524, 528
Hennion, F. B., 86, 529
Hetenyi, M., 459, 528
Highway Research Board, 53, 157, 528
Hirsch, T. J., 265, 528
Hirschfeld, R. C., 127, 525
Holtz, W. G., 96, 156, 346, 527, 528
Horn, H. M., 346, 529
Hubbard, P. G., 373, 528
Hunter, A. H., 372, 528
Hunter, J. W., 202, 528
Huntington, W. C., 226, 472, 491, 528
Hvorslev, M. J., 129, 135, 136, 141, 156, 173, 528,

Ireland, H. O., 156, 288, 343, 348, 368, 389, 424, 531
ISSMFE, 528

Jenkins, D. S., 158, 524
Jennings, J. E., 376, 383, 389, 528
Johannessen, I. J., 346, 524, 529
Johnson, S. J., 218, 236, 347, 404, 529
Johnston, R. E., 404, 527
Judson, S., 195, 529

Kallstenius, T., 156, 529
Kantey, B. A., 389, 524
Kaplar, C. W., 85, 529
Kaufman, R. I., 218, 330, 530
Kawasaki, T., 372, 527
Kenney, T. C., 529
Kerkhoff, G. O., 346, 526
Kézdi, A., 372, 529
Khan, F., 282, 346, 524
Kiersch, G., 157
Klohn, E. J., 346, 529
Knight, K., 389, 528
Kolb, C. R., 196, 529
Kotzias, P. C., 236, 529
Krinitzky, E. L., 196, 529

Lambe, T. W., 64, 85, 346, 347, 526, 529
Larsen, E. S., 39, 529
Laursen, E. M., 373, 529
Leet, L. D., 195, 529
Legget, R. F., 196, 529
Lennertz, R., 404, 529
Leonards, G. A., 157, 195, 218
LeRoy, L. W., 156, 529
Linell, K. A., 86, 529
Liu, T. K., 195, 534
Lobacz, E. F., 86, 529
Lockwood, M. G., 300, 529
Lovell, C. W., Jr., 195, 535
Lowery, L. L., 265, 528
Lowitz, C. A., 346, 528
Lumb, P., 196, 529
Lundgren, R., 389, 532, 535
Lynch, T. J.., 373, 529

MacDonald, D. H., 165, 306, 347, 529, 532
Mansur, C. I., 218, 372, 530
Martin, C. B., 346, 533
Matallana, G. A., 521, 528
Math, E. R., 202, 526
Means, R. E., 382, 389, 531
Meese, R. H., 157, 532
Mesri, G., 39, 105, 530
Meyerhof, G. G., 110, 306, 347, 352, 356, 372, 513, 530
Meyers, J. F., 300, 527
Miles, R. D., 195, 535
Miller, R. P., 59, 134, 373, 526, 530
Minou, A., 346, 527
Mitchell, J. K., 236, 530, 532
Mohr, H. A., 138, 156, 530
Mohr, E. C. J., 196, 530
Moore, R. W., 154, 530
Moorhouse, D. C., 373, 530
Moran, D. E., 218, 266, 530
Moretto, O., 156, 528
Morgenstern, N. R., 402, 530
Mueser, W. H., 218, 266, 530

Newmark, N. M., 329, 330, 393, 530
Nilson, A. H., 429, 535
Nordlund, R. L., 345, 372, 530

Odenstad, S., 156, 525
Olson, R. E., 39, 530
O'Neill, M. W., 277, 282, 530
Orrje, O., 345, 531
Osterberg, J. O., 156, 531

Paige, S., 195, 531
Parcher, J. V., 382, 389, 531
Parola, J. F., 258, 531
Parsons, J. D., 372, 531
Peck, O. K., 389, 531
Peck, R. B., 167, 196, 202, 226, 288, 300, 306, 323, 343, 345, 347, 350, 389, 418, 520, 524, 526, 527, 531, 532
Pedgrift, G. F., 202, 527
Pettijohn, F. J., 196, 531
Poulos, H. G., 347, 531

Poulos, S., 218, 525
Prandtl, L., 311
Price, V. E., 402, 530
Proctor, C. S., 218, 530
Proctor, R. R., 41, 64, 531

Rankine, W. J. M., 468, 531
Reddy, A. S., 403, 531
Reed, W. C., 167, 196, 531
Reese, L. C., 277, 282, 530, 531
Reiche, P., 195, 531
Résal, J., 469
Richart, F. E., 421
Riggs, L. W., 282, 531
Root, J. W., 221
Rosenqvist, I. Th., 64, 531
Rowe, P. W., 501, 520, 531
Rutledge, P. C., 110, 218, 526, 530, 532

Salley, J. R., 306, 532
Samson, C. H., Jr., 265, 528
Sanger, F. J., 218, 532
Sanglerat, G., 150, 156, 532
Scheidig, A., 119, 532
Schmertmann, J. H., 92, 110, 156, 532
Schousboe, I., 282, 532
Scott, E. W., Jr., 202, 532
Sebastyan, G. Y., 110, 347, 530
Seed. H. B., 127, 389, 532
Selby, K. G., 346, 533
Shannon, W. L., 157, 521, 532
Shibata, T., 346, 527
Shockley, W. G., 196, 529
Silaño, L. G., 282, 528
Simons, N. E., 126, 524
Skempton, A. W., 72, 85, 92, 112, 125, 126, 131, 196, 226, 306, 311, 318, 345, 347, 372, 524, 532
Smith, G. D., 196, 533
Sokolovski, V. V., 468, 533
SooySmith, W., 268, 302
Sowers, G. B., 519. 532
Sowers, G. F., 196, 306, 346, 404, 519, 533, 535
Spangler, M. G., 472, 533
Spock, L. E., 195, 533
Squier, L. R., 418, 533
Stagg, K. G., 64, 417, 533
Stamatopoulos, A. C., 236, 529
Steinman, D. B., 282, 533
Stermac, A. C., 346, 533
Stevenson, R., 212
Strazer, R. J., 521, 532
Sutherland, J. G., 347, 526
Swiger, W. F., 218, 417, 533

Talbot, A. N., 420, 421
Taylor, A. W., 64, 533
Taylor, D. W., 102, 340, 341, 533
Teng, C. Y., 288, 343, 460, 531, 533
Terzaghi, K., 72, 77, 85, 89, 101, 109, 113, 169, 184, 194, 196, 306, 340, 350, 352, 459, 465, 467, 491, 503, 520, 533, 534
Thompson, M. R., 237, 390, 534
Thompson, O. B., 390, 527
Thon, J. G., 521, 534
Thornburn, T. H., 157, 195, 534
Thornbury, W. D., 195, 534
Thornley, J. H., 265, 534
Tomlinson, M. J., 323, 346, 534
Trask, P. D., 195, 534
Tschebotarioff, G., 501, 520, 534
Turnbull, W. J., 196, 237, 529, 534

USBR, 54, 64, 77, 534, 535
USDA, 52, 57, 64, 163, 171, 179, 195, 535

Van Baren, F. A., 196, 530
Van der Veen, C., 365, 535
Vargas, M., 156, 528
Varnes, D. J., 157
Vesić, A., 372. 535
Vitrivius, 240

Ward, E. R., 520, 534
Ward, W. H., 390, 535
Ware, T. M., 373, 526
Warkentin, B. P., 63, 85, 536
WES, 64, 535
Werblin, D. A., 218, 535
Wheeless, L. D., 404, 535
Whitaker, T., 345, 535
White, E. E., 292, 535
White, Lazarus, 290
White, L. S., 345, 534
White, R. E., 281, 290, 418, 535
White, W. A., 49
Whitman, R. V., 63, 237, 373, 526, 529
Willis, E. A., 193, 535
Wilson, L. L., 346, 533
Wilson, S. D., 129, 157, 494, 525, 526, 532
Winter, G., 429, 535
Woods, K. B., 158, 195, 524, 535
Woodward, R. J., 282, 319, 389, 532, 535
Woolf, D. O., 64, 535
Wosser, T. O., 521, 536

Yong, R. N., 63, 85, 536

Zeevaert, L., 175, 196, 294, 347, 392, 526, 536
Zienkiewicz, O. C., 59, 64, 417, 533

Indice alfabético

A

Abanicos aluviales, 182
Abundamiento, 77, 234
Acero, deterioro en el suelo, 182
Acido carbónico, 161
Acuñamiento para romper piedras, 417
Ademe, 138, 274 y sigs.
  dimensiones, 146
  pilas coladas sin, 279 y sigs.
Adherencia entre los pilotes y el suelo, 251
Africa del sur, 389
Agente dispersor, 35
Agotamiento, zona de, 161
  agregado, consistencia, 46
  estructura, 46
Agua de deshielo, 163, 180
Agua en las pilas coladas sin ademe, 279
Agua freática, 70, 75, 152, 155, 205, 349, 350, 354, 355
  efecto en el proyecto en arena, 359
  factor de corrección para las cimentaciones en arena, 355
  fluctuación, 297
Agua magmática, 161
Agua subterránea, 187, 188, 274
  observaciones, 152
Aire comprimido, 272, 296
  cajones, 282, 369
  construcción de pilas, 268
Albion Mill, 226
Alero, 485, 486. 487
Alteración, 95, 130, 142, 332
Alteración de la estructura de la arcilla, 332
Alteración hidrotérmica, 58
Alteración química, 96
Altura crítica de talud, 340
Altura de ascensión capilar, 77 y sigs.
Amortiguador de aluminio y micarta para pilotes, 257, 262
Amortiguador de asbesto para pilote, 257
Amortiguador de chapa de madera de pino, 258
Amortiguador, del martillo, 246
Análisis dinámico del hincado, 255 y sigs.
Análisis, de esfuerzos efectivos, 135
  de esfuerzos totales, 135
Análisis de la difracción de los rayos X, 36
Análisis de onda en pilotes, 253, 261 y sigs.
Análisis mecánico, 34, 141
Analogía de la losa plana, 453
Ancla, 208
  de pilotes, 251, 496
  de placa, 496
  inyectadas, 517
  muro de, 496
  preesforzada, 517
  prueba de, 517
  tirante, 504
  viga de, 496
Ancho de la base de un muro de contención, 463
Anclaje, de marco en A, 500
  de tirante, 515
  tablestaca, 496, 500
Ancla sujeta con lechada, 517
Andesita, 59
Angulo de contacto, 76
  de fricción con el muro, 472
  de fricción interna, 121
Angulo de fricción, 121
  de arena, resistencia drenada, 120 y sigs.
  de limo, 120 y sigs
Angulo de fricción en los muros, 472
Angulo de fricción interna en prueba drenada, 121
Anión, 48
Antracita, 59
  bituminosa, 59
Aparato para medir la resistencia al corte, la veleta, 150
Aplita, 59
Apoyo flexible, presión de tierra contra, 495
Apoyo lateral, 250, 265
Apuntalamiento, 291
Apuntalamiento a través de toda la excavación, 512
Apuntalamiento inclinado, 208, 512

Apuntalamiento provisional, 291
Arboles, que producen contracción, 386, 390
Arcilla, 31, 200, 233, 287
asentamiento, 305, 327 y sigs.
blanda, 123, 281
capacidad de carga, 310 y sigs., 345
capacidad de carga máxima, 310 y sigs.
capacidad de los pilotes apoyados por fricción, 324
características esfuerzo-deformación 123
cimentaciones sobre, 327 y sigs.
consistencia de la, 47
consolidación de arcillas sensibles, 95
corte entibado en, 510 y sigs.
de alta plasticidad, 129
de Chicago, 220
desalojamiento lateral debido a carga vertical, 341 y sigs.
dura, 230
efecto que tiene el descenso del nivel del agua freática, 297
en corte abierto, 509 y sigs.
errática, 33
estabilidad de taludes de, 131, 206, 339 y sigs., 341, 347
excavación en, 296, 339 y sigs.
expansión, 98, 231, 235
expansiva, 110
factor de reducción, de la resistencia no drenada, 129
falla de fondo de un corte de, 510
fisurada, 131, 313, 339
fricción lateral sobre pilas, 322
grasa, 50
inalterada, 198
inorgánica, 50, 55
juntas, 339
lacustre, 110, 392
Leda, 173
losas en, 317 y sigs.
magra, 49
moldeada, 59
montmorillonítica, 376
movediza, 48, 173
movimiento lateral progresivo, 342
normalmente consolidada, 91, 97, 104, 123, 331, 333
orgánica, 33, 50, 55
Paulding, 172
permeabilidad, 71
planos de resbalamiento, 339
precargada, 91, 93, 98, 105, 126, 132, 331, 333
presión admisible en el suelo, 313, 316
presión de contacto, 317
presión neta admisible en el suelo, 312
presión neta máxima para pilas, 318
presión total en el suelo, 317
proyecto de pilas sobre, 317 y sigs.
pruebas de penetración, 150
reblandecimiento, 206
residual, 190
resistencia, 127, 130, 136
resistencia a la penetración, 147
resistencia al esfuerzo cortante, 131, 136
resistencia al flujo plástico de la, 128
resistencia de cono, 150
resistividad de la, 155
sensibles, 48, 331
sobreconsolidada, 91, 93, 98, 105, 126, 132, 331, 333
supersensible, 48, 95, 97
talud crítico de la, 298
varvadas, 173
zapatas sobre, 310, 332
Arcilla de Chicago, 220
Arcilla de Leda, 173
Arcilla dura, 48, 294
costra, 394, 395
costra sobre arcilla blanda, 396
talud, 131, 340 y sigs.
Arcilla expansiva, 98, 231, 235
pilas sobre, 386
Arcilla fisurada, 131
Arcilla inalterada, 198
Arcilla inorgánica, 50, 55
Arcilla limosa, resistencia, 127
Arcilla muy sensible, 48, 96, 97
Arcilla normalmente consolidada, 91, 97, 123, 331, 333
Arcilla de Paulding, 172, 173
Arcilla consolidada, 91, 93, 98, 104, 331, 333
Arcilla preconsolidada, 91, 123, 126, 132
Arcilla residual, 190
Arcilla sensible, 48, 331
características de consolidación, 95
pruebas de penetración, 149
Arcosa, 59
Arena, 31, 55, 128, 180, 188, 206, 213, 214, 287
asentamiento, 304, 350
debido a vibración, 369 y sigs.
bien graduada, 97
capacidad de carga, 349 y sigs., 361
características de consolidación, 97
carga de puntales, en cortes abiertos, 508, y sigs.
comentada, 274
cohesión en la, 297
compacta, 97, 121
compactación, 237
por vibración, 369
con rodillo vibratorio, 373
cortes apuntalados en, 505
de granulometría discontinua, 151
depósitos, características importantes, 349
depósitos erráticos, 356
derrumbes, 281
determinación del ángulo de fricción, 120
efecto de descenso del nivel del agua freática, 297
de las vibraciones, 369 y sigs.
eólica, 175 y sigs.
excavación, 295, 368 y sigs.
gráfica de carga-asentamiento,153
gráfica para el diseño de zapatas, 352 y sigs.
médano, 171 y sigs.
movediza, 369
muestras inalteradas, 143
permeabilidad, 71
pilas sobre, 363 y sigs.
pilotes en, 365 y sigs.
proyecto de losa de cimentación, 360 y sigs.

relaciones esfuerzo-deformación, 116
resistencia, 130, 133
resistencia a la penetración, 148, 181
resistencia al esfuerzo cortante, 119, 130
resistencia determinada por el cono, 149
resistividad, 155
sin cohesión, 212, 233
suelta, 97, 120, 251, 349
taludes en, 206, 368
uniforme, 97
velocidad sísmica, 155
zapata sobre, 349 y sigs.
Arena cementada, 274, 375
Arena compacta, 97, 120, 367
Arena de médano, 175, 178
Arena en en el estado mas suelto, 40
Arena movediza, 74, 506
Arena sin cohesión, 212, 213
Arena suelta, 97, 120, 251, 349, 367
cementada por sal, 375
Arenisca, 59, 134
velocidad sísmica, 155
Arlington, Ore., 134
Arrastre del pilote, 264, 325
Arrastre glacial, 163
Asentamiento, 88, 89, 92, 98, 202, 209, 223, 231, 292, 296, 299, 304, 309, 310, 325, 349, 377, 378, 395, 396
adyacente a los cortes abiertos, 512
cálculo, 92, 330
debido a los efectos en la roca, 407
descenso en el nivel freático, 297
excavación. 295
vibración, 297, 390 y sigs.
de las varillas de anclaje, 503
en arcilla, 332
en arena, 350
de losas, 332, 334
de pilas en arcilla, 333
de pilas en arena, 364
de pilotes, 253, 264, 333
de pilas en arena, 364
de pilotes, 253, 264, 333
de pilotes de fricción en arcilla, 332 y sigs.
diferencial, 224, 229, 294, 361
en arcilla, 305
en los depósitos erráticos, 334 y sigs.
pilotes en arcilla, 336
predicción, confiabilidad, 331
de las cimentaciones, 331 y sigs.
sobre arcilla, 327 y sigs.
profundo, 230 y sigs., 236
sobre arena, 305
velocidad, 98 y sigs., 113, 231
Ascención capilar, 76, 77
Asentamientos diferenciales, 224, 229, 294, 305, 314, 327, 361, 362
Asentamientos permisibles, 306
Aspersión de asfalto, 409
Ataguía, 83, 268 y sigs., 271, 281
celular, 271
de tablestacados dobles, 270
de un solo tablestacado, 284
fugas, 271
tablestacadas sencillas, 271
Ataguía celular, 271
Ataguías de acero, 207, 208
Ataguía de doble pared de tablestacas, 270
Ataguía de una sola pared, 271, 287
Auditorio, 223

B

Banco de América, 521
Banco excavado a mano, 268
Baraboo, Wis., 134
Barbacana, 287
Barrena, 137, 269, 276, 277
de cangilón, 138, 151
de propulsión mécanica, 151, 268
de vástago hueco, 138, 149
helicoidal, 138
Iwan, 138
para extraer muestras, 141
para pilotes, 242
perforación con, 137
posteadora, 138
Barrena Acker, 156
Barreno ademado, 267
Barrenación, 136 y sigs.
Barrena de cubeta, 138, 151
Barrenas, dimensiones, 146
Barrenación de percusión, 140
Barrena helicoidal, 138
Barrenación para exploración, 137 y sigs.
barrena de vástago hueco, 139
con equipo rotatorio, 140
en roca, 145 y sigs.
número de barrenos, 200
por lavado, 138
Barrenación para recortar, 416
Barrenación previa, 249, 378
Barrena mecánica, 151, 268
Barrena de vástago hueco, 149, 138, 139
Barre, Vt., 134
Barril muestreador, 145, 146, 200
de municiones, 151
de tubo doble, 145
de tubo sencillo, 145
de tubo triple, 146
Barril muestreador partido, 142, 200
Barril muestreador de tubo doble, 145
Barril muestreador de tubo sencillo, 145
Barril muestreador de tubo triple, 146
Basalto, 59, 134
Basílica de Guadalupe, 88
Bart, 521
Baton Rouge, La., 182
Bedford Ind, 134
Bélgica, 338
Berma, 272
Bentonita, 140, 276
Bióxido de carbono, 160
Bordo, natural, 180
Boleo, 30, 273
prueba de penetración en, 149
residual, 188
Boleo residual, 188
Bomba aspirante, 214
Bomba sumergible, 216
Bomba sumergible de pozo profundo, 216
Bombeo, 95
pozo, 70
prueba, 70, 200, 369

Boston, 110, 247, 460
Boulder, Colo., 135
Bloque de apoyo, 512
Brecha, 51
Broca de corazones, 145
Broca de trépano, 138
  para perforar, 140
Brocas para barrenación, 140
Bufamiento, 392
Bufamiento de las excavaciones, 508
Burbuja de aire, 69
Buzamiento, 186

C

Caballete de pilotes, 263 y sigs., 288
Caballete de puente, 264 y sigs.
Cabezotes, 246
Cal hidratada, 235, 237
Carbón de piedra bituminoso, 59
Carbonatación, 160
Carbonato de calcio, 182, 188
Características de consolidación de los suelos colapsables, 96 y sigs.
  de la arcilla sensible, 95 y sigs.
  de la arena, 97
  de los suelos residuales, 96
Características de la relación esfuerzo-deformación en el suelo, 89 y sigs., 113
  en la arena seca y en la grava, 116
Características de la transmisión de esfuerzo en los pilotes, 257
Carga concentrada, presión de la tierra debida a, 472
Carga de seguridad, en los pilotes de fricción, 332 y sigs.
  en grupos de pilotes, 326, 327
  en pilotes en arcilla de dureza que aumenta con la profundidad, 326 y sigs.
  en pilotes de punta, 325, 364 y sigs.
Carga de preconsolidación, *véase* Presión de consolidación
Carga de posición, 67
Carga de trabajo en los pilotes, 244
Carga hidráulica, 67, 75
  de posición, 67
  de velocidad, 73
  piezométrica, 67, 75
Caída equipotencial, 82
Cajón abierto, 271 y sigs.
  dragado, 282
  isla de arena para, 273
Cajón neumático, 274, 302
California, 181, 403
Caliza, 59, 60, 134, 184, 188, 189, 190, 194, 409
  cavidades, 413
  de Bedford, 134
  de Solenhofen, 134
Cámara, 151
Cámara de rebote, 248
Cámara de trabajo, 272
Cámaras para barrenos, 151
Cambio de volumen, 116, 127, 375
Cambios fisicoquímicos, 173
Camden, N. J., 266
Camisa, 142
  en pilas coladas en el lugar, 280
Canadá, 36, 158, 160, 165, 166, 171, 196, 212, 379
Canal enterrado, 165, 174
Canastilla para corazones, 143
Cantos, 188, 273
Caolinita, 36, 49
Capacidad de carga, 202, 304, 349, 353, 356
  de la arcilla, 310, 345 y sigs.
  de la arena, 349, 372 y sigs.
  de las pilas apoyadas en arena, 365
  de grupos de pilotes, 324
  factor, 311, 318, 352, 512
  fallas por exceder la, 296, 305, 309, 311, 350, 361, 394
  última, neta, 311
Capacidad de carga de pilotes en arena compacta, 365 y sigs.
Capacidad de expansión, 379
Capacidad de los pilotes, 251, 256, 263
  en arena, 365
  para resistir cargas laterales, 265
Cargas compactas o duras sobre depósitos blandos, 394
Capilaridad, 76, 215
Cargas admisibles en los pilotes, 427
Carga admisible, 427
Carga horizontal, 263, 479
Cargas en los puntales, en cortes abiertos, 508
  en arcilla, 510
  en arena, 507 y sigs.
Cargas laterales en pilotes, 250, 263 y sigs., 265, 366
Cargas permisibles en las rocas, 408, 415
Cargas producidas por choque, 130
Cargas repetidas, 128
Carolina del Norte, 192, 193
Carta para la corrección de los valores de N, 354, 355
  de plasticidad, 50
  para las presiones sobre los muros de contención, 472, 473
  triangular, 52, 162
Cartas de influencia de la presión vertical, 329 y sigs.
Castle Rock, Colo., 36
Catalizador, 217
Cauce, 80
Cauce enterrado, 165
Caverna, 60, 187
Cavidad, 133
  en las calizas, 413
  por disolución, 72
Cedar rapids, Iowa, 181
Cedar River, Iowa, 180, 181
Cementación, 194, 206
Central Valley, CAL., 181
Cepa apuntalada, 208
  llena de lodo, 208
Cepas, 213
Cepa entibada, 208
Cero huecos llenos de aire, 39, 45
Chicago, 110, 163, 165, 167, 196, 220, 223, 226, 268, 282, 302, 346, 347, 412, 446
Chicago Bridge and Iron Co., 430
Chicopee, Mass., 181, 184
Chiflonaje, en pilotes, 249

Cilindros y cajones, 268, 281, 296, 322, 369, 409, y sigs.
abiertos, 282
flotantes, 273
neumáticos, 271, 282, 302, 369
Cimentación compensada, 332
carga, 330
cimentación corrida, 221 y sigs., 224, 446 y sigs.
emparrillado, 221, 222
pilas, 224, 267 y sigs.
pilotes, 224, 239 y sigs., 322
profundidad, 310
sobre arcilla, 309 y sigs., 327 y sigs.
sobre limo no plástico, 349 y sigs.
sobre relleno compactado, 229 y sigs.
sobre suelo colapsable, 377 y sigs.
sobre suelo heterogéneo, 393 y sigs.
zapata, 221 y sigs.
Cimentaciones a base de zapatas, 221 y sigs.
Cimentación de emparrillado, 221, 223
de madera, 221
de rieles, 221
Cimiento de emparrillado de vigas en I, 221
Cimiento de emparrillado de vigas de acero en I, 221, 223
Cimentación compensada, 221, 317, 332, 398
Cimentación corrida, 221
Cimentación sobre limo no plástico, 349 y sigs.
Cimentación totalmente compensada, 317
Cíirculo crítico, 340, 402
Círculo de Mohr, 115, 465
Círculo de falla, 118 y sigs., 124, 466, 467
Ciudad de Marina, 346
Cohesión, 31, 39, 213, 273
aparente, 77, 132, 152
de la arena, 297
de loes, 177
coeficiente de, 101, 336
Coeficiente de consolidación secundaria, 104
Coeficiente de curvatura, 35, 55
Coeficiente de permeabilidad, de los depósitos estratificados, 71
con carga constante, 69
con carga variable, 69
de las morrenas de fondo, 71
Prueba de permeabilidad, 69, 85
Coeficientes de reducción, en arcilla, 319
pilotes en arcilla, 322, 324, 327
Coeficientes para la presión activa de la tierra, 467
de compresibilidad, 104
de compresibilidad volumétrica, 101, 103
Cuchara, muestreadora, 142
Cuchara para achicar, 140, 276
Colapsables, 96, 200, 376 y sigs.
Color, 33, 162
Clasificación, de la AASHO, 52, 55, 163
de la roca, 58
de las texturas, 53, 56
de los suelos, 58, 60
diagrama triangular, 52
MIT, 52, 57
para aeropuertos, 54
para ingeniería, 163
sistema unificado, 52, 54, 64, 163 y sigs.
visual, 141
Clasificación de la AASHO, 52, 55, 163
prueba de compactación, 42, 234
Clasificación de las texturas, 53, 56
Clasificación geológica de las rocas, 58
Clasificación visual, 141
Clima, 161
Clima semiárido, 96, 376
Comisión Geotécnica Sueca, 198
Compactación con pisón de mano, 234
Compactador de placa vibratoria, 234
Compactación, por inundación, 234
AASHO modificada, 43
control de la, 234 y sigs.
de terraplén, 231
estándar ASSHO, 43
grado de, 42, 43, 45
por medio de pilotes, 236, 366 y sigs.
por vibración, 369, 373
prueba, 41, 64
Compacidad del suelo, 31, 39, 40, 147, 152, 234, 349, 350
Compacidad relativa, 37, 40, 41, 152, 153, 235, 349, 350, 353, 367, 369
medida correcta, 147 y sigs.
Compactadora neumática de, 234
Composición, mineralógica, 35, 48
Componentes, peso específico relativo, 39
Compresibilidad, 229, 310
coeficiente de, 104
de la roca, 186
evaluación en la práctica, 97
Compresibilidad volumétrica, 101
coeficiente de, 104
Concreto colado neumáticamente, 409, 416
Concreación, 46, 194
Concreto dental, 412
coloado con aire comprimido, 409, 415
deterioro, 182
para pilotes de acero ahogados en , 244
proyecto del, 429
revenimiento, 250, 278, 280
trompa de elefante, (Tremie), 279
tubo de guía para, 279
vibración, 278
Condado de Jackson, I11., 174
Condiciones de frontera, en la red de flujo, 80
Condición no drenada, 125, 129, 509
Condiciones para la deformación, teoría de Rankine, 466
cortes abiertos en arena, 507
Congelamiento, 160, 188
estabilización por, 218
Congelamiento de pilotes, 244, 261, 323, 365, 367
Conglomerado, 51
Conjunto de la cabeza, 256
Consistencia, 47, 155
Consolidación, 88, 98 y sigs., 124, 129, 131, 216, 218, 228, 264, 323
Consolidación primaria, 104
Consolidación secundaria, 104, 223
coeficiente, 104
velocidad, 104, 337
Contracción, 194, 226, 287, 379, 386
del acero, 436
esfuerzo de, 94, 436
grieta, 286
límite de, 48, 51
Contracción durante el corte, 160
Contratrabe, 239, 240, 383

Control de compactación, 234 y sigs.
Contraventeo, 205
inclinado, 208, 512
preesforzado, 512
travesaños, 512
Cohesión aparente, 77, 110, 152, 206
Corazón, 201, 249
Corte abierto, 209, 213, 505 y sigs.
asentamiento, 512
cargas en los puntales, 507, 511
en arcilla, 510 y sigs.
falla de base de arcilla, 510
hincado de pilotes, 511
movimiento lateral, 512
proyecto del forro de la entibación, 512
sistema de tirantes y anclajes, 513 y sigs.
Cortante, sección crítica (proyecto de concreto), 422
masa granular, 114 y sigs.
presión insterticial durante, 122
prueba, directa, 115
zona de, 58, 99, 184, 186, 412, 417
Corte apuntalado, 299, 494, 505
en arcilla, 509 y sigs.
falla de fondo en arcilla, 510
proyecto de los, 512, 513
torcedura de los largueros en los, 505, 509
Cordillera de la Costa del Pacífico, 181
Cordillera divagante entrelazada, 181
depósito de cauce, 179
Corriente entrelazada, 179 y sigs.
Corrosión de los pilotes de acero, 244
Coulomb, teoría de la presión de la tierra, 468
ecuación de, 119, 465
Culpeper, Va., 134
Crucero, vertical, 177
Curva e-log p., 90, 91, 375
Curva de asentamiento-tiempo, 102
Curva de rebote, 90
Curva de recompresión, 90
Curva de tiempo-asentamiento, 102

D

Dacita, 59
Dakota del Sur, 374
Daños a los servicios públicos debido a suelos expansivos, 382
Daños debido a construcciones vecinas, 294 y sigs.
a las puntas de los pilotes, 224 y sigs.
debido a construcciones futuras, 300
debido a variaciones de volumen, 374, 382, 383
Defectos en las pilas, 280
Deformación de la roca, 132
De fricción, 249 y sigs., 332
asentamiento en arcilla, 332 y sigs.
aumento de la capacidad con el tiempo, 324
prueba de carga, 252
Delantal, 216
Delft, 149
Denver, Colo., 36, 150, 169, 170, 176, 196
Depósito (cont.)
de cauces, 179
de litoral, 172
de pantanos, 169, 182
de río, 179 y sigs.
de valle, 180
eólicos, 175 y sigs.
finamente laminados, 171
laminados, 171
orgánicos, 169, 170, 182
permeabilidad de los estratificados, 70
Depósito de llanura de inundación, 180, 182
Depósito de playa, 159, 182, 185
Depósito de río, 179 y sigs.
Depósito eólico, 175 y sigs.
Depósito errático, 182, 200
asentamiento en los, 334 y sigs.
de arcilla, 331
de arena, 356
Depósito estratificado, 171
Depósito estratificado, excavación en, 296
permeabilidad en, 70
Depósito irregular, 398 y sigs.
Depósito lacustre, 110, 160, 171, 173, 180, 392
Depósito laminado, 180
Depósito lenticular, 398
Depósitos aluviales, 180
compresibles, 224
continentales, 179, 181
costeros, 182, 185
de delta, 180, 184
de llanura de inundación, 180, 182
de meandro, 182
de playa, 147
erráticos, 182, 200
glaciales, 160, 167, 184
Depósitos de costa, 172, 173
Depósitos continentales, 179, 181
Depósitos de delta, 180, 184
Depósitos de litoral, 172
Depósitos de playa compuestos, 185
Derrame, 163, 164
llanura de, 169
Derrumbe, 271
Desagüe, 275, 372, 413, 506
Desalojamiento lateral, 367
Descenso del nivel de agua freática, 95, 296
Deslizamiento de los muros de contención, 474
Deslizamiento de tierra, 205, 384
Desperdicio de barrenación, 140, 145
Desplazamientos laterales, en arcilla, 341 y sigs.
en pilas in situ, 384
en pilotes, 367
Deterioro de los pilotes en concreto, 243
Diabasa, 59, 134
Diagrama de resistencia del pilote, 261, 326
Diagrama de falta, 118 y sigs.
Diámetro efectivo, 35, 76
Diorita, 59
Dique, 188 y sigs.
Dolerita, 59
Dolomita, 59, 134, 187 y sigs.
Dragado, 296
de cilindros y cajones, 369 y sigs.
Drenaje, 67, 205, 212, 213, 224, 288
métodos de, 217 y sigs.
permanente, 213
por bombeo, 392
por consolidación, 78
por desecación, 78
por gravedad, 77
por métodos eléctricos, 49
pozos de, 216

superficial, 163
tiempo de bombeo necesario, 369
Drenaje superficial, 163 y sigs.
Dren continuo en respaldo de un muro de contención, 287
Drenes de tubo de barro, 225
Dren de tubo perforado, 214, 225
Dren para piso, 224 y sigs.
Dren para zapata, 224 y sigs.

E

Ebullición, 74, 368
Ebullición de arenas, 74, 83, 249, 368
Ecología, 163
Ecuación de la eficiencia, 333
Ecuación de onda para hincado, 238, 244, 259, 323 y sigs, 365 y sigs.
Ecuación diferencial de la consolidación, 101
Edificio John Hancock, Chic., 412
Efecto de la congelación, 79, 287, 473
Efecto de la sequía en la contracción, 386
Efecto que tiene mojar el loes, 177
Eficiencia de un martinete, 246, 256
Electrólito, 46
Electroosmosis, 218, 236
Elevación, 416
Elevador de granos, 377
Elevador Fargo, 345
Elevador Transcona, 345
Elizabeth, N. J., 228
Embudo con tubo largo, 208, 272, 278, 281
Emparrillado de madera, 117, 118, 223
Emparrillado de rieles, 117, 118, 223
Empleo de arietes para hincar pilotes, 249
Envolvente de la presión aparente para cargas en puntales, 508
Epoca glacial, 159
Erosión, 163
Error en el valor de N, 149 y sigs., 356
Escandinavia, 95, 173, 376
Esclusa de Port Allen, 372
Esfuerzo, círculo de, 114 y sigs., 466
a la tensión, 114
de contracción, 94
efectivo, 72, 85, 121
en las varillas de los anclajes, 504
lateral, 131
neutro, 72
principal, 114
principio de esfuerzo efectivo, 72
total, 72, 125, 131
Esfuerzo efectivo, 72, 85, 121
análisis del, 135
principio del, 72, 98
Esfuerzo neutro, 72
Esfuerzo principal, 116
Esfuerzo total, 72, 124, 131
Esfuerzo de hincado en los pilotes precolados, 242
Esfuerzo de trabajo, en los pilotes de concreto, 249
en los pilotes de acero, 250
Estabilidad de los cortes en arcilla, 339 y sigs.
a largo plazo, 131
de las excavaciones, 213
de los muros de sostenimiento, 464, 473
de taludes, 339, 347, 399 y sigs., 402
número de, 340
Estabilidad de taludes, 339, 368
en arcilla, 341
en el suelo heterogéneo, 402
Estabilidad de taludes a largo plazo, 131
Estabilización, 213, 379
con cal, 235, 237
con cemento portland, 235
por congelación, 218
química, 49, 385
Estabilización con polímeros, 217
Estabilización química, 49, 385
Estabilización térmica, 237
Estado activo de Rankine, 466 y sigs., 508
Estado de compacidad máxima, 40
Estrechos de Mackinac, 302
Estribo, 267, 287, 431
cargas, 487
de caballete de pilotes, 288
de gravedad, 288
en U, 288
juntas, 487
losa de base, 487
proyecto, 485
tipos, 288
voladizo, 489
Estribo de gravedad, 288
Estribo, en U, 288
Estribo en voladizo, 489
Estribos sin aleros, 288
Estructura apoyada en relleno, 229 y sigs.
Estructura en la roca, 58, 60
Estructura de las raíces, 177
Estructura de retención flexible, 495 y sigs.
Estructura, dispersa, 46, 48
apoyada en relleno, 230
de raíces, 177
en malla, 36
floculada, 46
primaria, 46
secundaria, 46, 150
simple, 46
Estructura en bloques, 382
Estructura foculada, 46
Estructura primaria, 46
Estructura reticular, 36
Estructura secundaria, 46, 150, 310
Excavación, 205, 208, 209, 213, 230
abiertas, 205 y sigs.
apuntalamiento, 206 y sigs.
bufamiento del fondo, 507
disipación, 130
durante el corte, 123
en arcilla, 296, 339 y sigs.
en depósitos estratificados, 296
en roca, 415
exceso, 130, 231, 309
movimientos por, 208 y sigs.
negativa, 121, 129, 368
para pilas, 275 y sigs.
Presión en el agua en los vacíos, 72, 98, 101, 127
exceso, 82
Presión de poro, *véase* Presión intersticial
Excavación ademada, 267
Excavación de prueba, 126
Excavaciones poco profundas, 205
Expansión, 90, 93, 125, 132, 160, 194, 221, 287
comportamiento incorrecto debido a, 382

los daños por, 383
prevención, por humedecimiento, 384
Expansión diferencial, 160
Expansión por congelamiento, 85
Exploración del subsuelo, 137 y sigs., 157 y sigs., 274
programa, 199 y sigs.
Exploración de suelos, 137
Exploración detallada, 200
de suelos, 137 y sigs., 163, 199 y sigs., 274
geofísica, 157, 188
preliminar, 199
programa de, 199 y sigs.
resistividad, 153
sísmica, 153
Extracción del ademe, en pilas, 279 y sigs.
Exploración preliminar, 199

F

Factor de capacidad de carga, 311, 352
de capacidad (para el diseño de concreto), 421, 424
de carga (para el diseño de concreto), 421, 425
de seguridad, 305, 311, 317, 342, 377
Factor de capacidad (proyecto del concreto), 421-424
Factor de polvo, 416
Factor de reducción, resistencia no drenada, 129
Factor de tiempo (consolidación), 102
Falla, 57, 133, 159, 184, 186, 413, 416
pedacería de la, 186, 412
Falla, por capacidad de carga, 296, 305, 309, 311, 350, 361, 395
de cuña, 468
de tablestacas, 496
de talud, 263
plana, 117
por socavación, 367
tipos de (proyecto de concreto), 422
Faro de Wagoshance, 302
Felsita, 59
Fénomenos capilares, 76 y sigs.
Ferrocarriles estatales de Suecia, 198
Filadelfia, Pa., 266
Filita, 59
Filtro, 77, 213, 214, 287
obturación, 69, 217
relación, 77
requisitos granulométricos, 78
Filtro graduado, 78
First National Bank de Seattle, 521
Fisiografía, 195
Flambeo de los pilotes, 250
de los puntales, 504, 509
Flexión, sección crítica (proyecto de concreto), 422
refuerzo mínimo en, 426
Floculación, 35, 48, 172
Flujo de agua, 79 y sigs., 274
fuerza de filtración, 213
línea de, 75, 83
presión de, 67, 74, 77, 79, 213, 216, 218, 499
Flujo de suelo, 173
Flujo superficial, 384
Fórmula de Engineering News, 254, 366
Fórmula para pilotes, 238
Fórmulas dinámicas para pilotes, 265, 323
Forro, 207 y sigs., 268, 519
diseño, para tablestacadas, 500
en corte abierto, 511
profundidad de hincado, 500
Fósil, 184
Fotografía aérea, 163, 164, 170, 171, 174, 177, 179
interpretación de la, 164
patron de, 164, 171, 174, 177, 179
Fricción interna, 121
Fricción lateral, 253, 318, 325, 332, 333
Fricción, muro, 472
Fricción negativa, 264, 325, 346, 365, 378, 511
Fuerza de tensión en las pilas, 383
Fusión (descongelamiento), 188
Fuste de pila, 267, 284 y sigs.

G

Gabro, 59
Gases explosivos, en las perforaciones, 280
Geología, 56, 155, 157, 161, 163, 195
Georgia, 188, 189
Glaciación, 160, 163 y sigs.
Glacial, 160, 163
Glaciar alpino, 163
Glaciar continental, 163
Glacio-fluviales, 163, 169 y sigs.
Gneis, 59, 60, 134, 161
Gradiente hidráulico, 68, 73, 76, 99, 216
Gradiente hidráulico crítico, 73
Gradiente hidráulico de presión, 68
Grado de alteración, 142
Grado de compactación, 42, 43, 45, 234
Grado de consolidación, 99, 102 y sigs., 103
Grado de saturación, 38, 44, 45, 76
Graduación, 31, 36
Gráfica triangular de clasificación, 52, 162
Granada, 36
Grandes lagos, 171, 174
Grandes llanuras, 181
Granito, 51, 60, 134, 161, 192, 193
Granos, trituración de los, 93, 114
Granulometría, 34, 353
distribución, 34, 35, 53
efectivo, 35, 57, 76
requerido para los filtros, 77
Granulometrías discontinuas, 31, 35, 97
Grauvaca, 59
Grava, 30, 35, 55, 82, 233, 287
de río, 178
permeabilidad, 71
relaciones esfuerzo-deformación, 116
resistencia al corte, 119, 130, 132
resistividad, 155
velocidad sísmica, 155
Grava de río, 176
Gravilla, 35
Grietas en los suelos, 47, 58, 126, 194, 213
Grietas por desecación, 339
Grupo de pilotes, 256
Grupos, 252 y sigs.
carga de seguridad, 326
momento de inercia, 439
Guías, 245

H

H, 208
puntas de acero, 409
Hawaii, 160, 190, 191, 193, 194
Hennepin, Ill., 348, 430
Hidratación, 160
Hielo glacial, 94
Hierro, 194
Hincado de pilotes, 231 y sigs., 245, 297, 346
Hincado de tablestacas, 500, 511
de pilotes verticales, 511
Hincado difícil, 243
Hincado excesivo de pilotes, 409
Holanda, 298, 338, 365
Horizonte, de suelo, 161
Hornfelds, 59
Hotel Empress, 347
Houston, 300
Humedad, 38, 44, 96, 235
natural, 50
óptima, 42, 45, 232, 234
Humedad capilar, 132, 152, 226
Humedad de contacto, 77
Humedad de equilibrio, 380
Humedad óptima, 42, 45, 232, 234
Humedad natural, 50
Humedecimiento previo por inundación, 385

I

Idao, 134
Illinois, 36, 164, 165, 169, 174, 176, 177, 196, 348, 430
Illita, 36, 49
Impedancia, 256 y sigs.
Impedancia de pilote, 256 y sigs., 262
Importancia legal de las observaciones de campo, 298
Impermeabilización con membranas, 224 y sigs.
Indiana, 134, 171, 177, 178
Indice de compresión, 92
compacidad relativa, 40, 44, 45, 97, 235
de grupo, 54
de liquidez, 50
de plasticidad, 48, 54, 132
Informe, técnico, 201
Inspección de una pila, 280
Instalación, 245 y sigs.
Instalación de pilotes, 245 y sigs.
Instituto Geotécnico de Noruega, 208
Intercambio catiónico, 48
capacidad de intercambio de los minerales de la arcilla, 49
Intercambio iónico, 48, 68
Intervalo plástico, 48
Inundación, compactación por, 234
de los suelos de cimentación, 378
Investigación geofísica, 153 y sigs., 157, 188
Inyecciones de arcilla, 217
Inyecciones químicas, 217
Ion, adsorbido, 49
Iowa, 178, 180, 181, 389
Isla de arena para cajones, 271

J

Junta, 46, 48, 58, 72, 132, 133, 184, 187, 188, 213, 407, 417
columnares, 60
en arcilla, 339
en estribos, con los aleros, 487
en roca, 407, 408, 411
reliz, 190
rellenas de arcilla, 186
Junta original, 190
Juntas llenas de arcilla, 186

K

Kansas, 377

L

Lago Agassia, 171, 173
Lago Bonneville, 173
Lago Chicot, 180, 183
Lago glacial, 173
Lago Michigan, 182, 183
LAgo Oxbow, 180
Lago Salado, Utah, 173
Laterita, 194
Laterización, 194 y sigs.
Lavado, 161, 173, 192
Lechada, 412
de cemento, 217
de relleno, 412
química, 218
Lechada de cemento, 217
Lechadas químicas, 218
Lentes de hielo, 79
Levantamiento, 248, 346
Levantamiento de comprobación, 199
Levantamiento, de detalles, 200
de resistividad, 153
de suelos, 163, 200
geofísico, 153 y sigs.
geológico, 200
sísmico, 153 y sigs.
Levantamientos de resistividad, 153
Levantamiento sísmico, 153
Levantamiento topográfico, 163, 200
Ley de Darcy, 67, 79
Ley de Stokes, 34
Licuación, 130, 173, 231
Límite de Atterberg, 48 y sigs., 64, 127, 141 310
de contracción, 48, 51
efecto del secado, 194
líquido, 48, 53, 55
plástico, 48, 94
Límite líquido (ver Límite de Atterberg)
Limnoria, 241
Limo, 31, 180, 200, 216, 233, 281, 287
ángulo de fricción en prueba drenada, 119
características de la relación esfuerzo-deformación, 123
cimentaciones en limo no plástico, 349 y sigs.
cimentaciones en limo plástico, 309 y sigs.
depósitos, características importantes, 349
eólicos, 177 y sigs.
fricción en pilas, 323

orgánico, 33, 50, 55, 228, 298
permeabilidad, 71
plástico, 31, 331
resistencia a la penetración, 181
resistencia al esfuerzo cortante, 130
resistividad, 155
sin cohesión, 349
pilotes en, 367 y sigs.
velocidad sísmica, 155
Limo compacto, 367
Limo inorgánico, 31, 50, 55
permeabilidad del, 71
Limo plástico, 31, 331
Limo sin cohesión, 349
Limolita, 59, 134
Línea de falla, 466
Línea de flujo, 75, 80 y sigs., 83
Línea de lodo, 496
Línea equipotencial, 80
Línea virgen de consolidación, 90
Líquido para barrenación, 140, 145
Litología, 58
Llanura de arrastres, 165
Llanura morrénica, 165, 168
Llanuras aluviales, 180
Lodo, 208, 217, 276, 277, 296
Lodo de arcilla, 217, 369
Lodo para perforación, 140, 141, 208, 274, 276, 369
Loes, 97, 176, 177, 196, 200, 375, 376, 389
Londres, 212, 347
Longyear Co., 156
Losa de acceso, 488
Losa de presión admisible en el suelo, 362
analogía con las losa planas, 453
cargas, 224
compensada, 224
en arena, 360 y sigs.
en la arcilla, 317 y sigs.
flexible, 459
subpresión hidrostática, 362
Losa reforzada en voladizo, 224
Louisiana, 182
Lutita de Bearpaw, 374
Lutitas, 59, 172, 409, 415
deterioro, 409
expansión, 98
velocidad sísmica, 155
Lutitas de Pierre, 374
Lutitas expansivas, 98

M

Manera de designar la calidad de las rocas, 146
Martinete de caída libre, 245
Martinete Delmag, 246
Martinete de vapor, 245, 256
Martinete de vapor de doble acción, 246
Material granular cohesivo, 233
Mecánica de rocas, 64
Meteorización esferoidal, 190, 194
Método de Chicago, 278
Métodos de construcción, 203, 295
de pilas, 284, 369
Método del cono de arena, 43
Métodos eléctricos de drenaje, 49
Microscopio electrónico, 36
Minerales de arcilla, 36, 64, 161, 192
capacidad de intercambio catiónico, 48
Módulo de elasticidad, 113
Módulo de la subrasante, 455, 460
Molla, 34
Montañas Rocosas, 181
Mortero de concreto, 412
Movilidad cíclica, 128
Movimientos progresivos en la arcilla, 341
en las pilas de los puentes, 343
en los pilotes, 343
Muerto, 496, 500
Muestra, 136
continua, 200
de barrena, 141
de cuchara, 142
de tubo, 182, 200
inalterada, 141, 143, 199, 200
labrada a mano, 151, 155
representativa, 141, 143, 199
Muestra continua, 200
Muestra representativa, 141, 143, 199
Muestreador de pistón, 143, 156
de barril partido (media caña), 142, 200
de pared delgada, 143
Muestreo, 140 y sigs., 157
bloque para, 147
cuchara para, 142, 156
Muro de contención, 285 y sigs., 431, 462
análisis de estabilidad, 464, 473
ancho de la base, 463
apoyados en pilotes, 476
apoyados en roca, 474
apoyados en suelos, 474
barbacana, 287
celulares, 286 y sigs.
contrafuerte, 286
daños debido al exceso de compactación, 234
de gravedad, 286, 463
de semigravedad, 286, 463
diagramas de presión de tierra, 472, 473
drenaje continuo en el respaldo, 287
en voladizo, 285, 287, 463, 476
monolíticos, 286
presión contra la base, 474
relleno, 287
resistencia al deslizamiento, 474
Muro de contención de contrafuertes, 286
Muro de contención de semigravedad, 286, 287, 463
Muro de contención en voladizo, 285, 463, 476
Muro de lodos, 360, 521
Muro de sótano, 208
Muros celulares, 286

N

Nevada, 134
New Hampshire, 166
New Jersey, 134, 228, 406
Nivel de dragado, 496
Nivel de agua, 216
Nivel piezométrico, 67, 75, 80, 210
Nivel recarga, freático, 75, 224, 372
descenso del, 95
Noruega, 55, 196
Núcleo, 433

Nueva York, 134, 186, 208, 372, 412, 413
camino de acceso limitado, 186

O

Oahu, 190, 191
Oakland, Cal., 404
Observaciones de control, 232
Observaciones en el campo, 210, 298 y sigs., 494
Octaedro alumínico, 36
Ohio, 166, 173
Oklahoma, 379
Olor, 33
Onda de lodo, 228 502
Onda de tensión de pilotes, 256
Ontario, 36
Oregón, 134
Oslo, 409
Oxidación, 160
Oxido de hierro hidratado, 194

P

Países Bajos, 149
Paral, 206, 207, 209, 269, 415
proyecto, 511
rigideces, 511
rotura, 505
Partícula angular, 97
distribución granulométrica, 34, 52
para filtro, 78
en forma de placa, 97
forma, 31
redondeada, 97
tamaño, 34 (*véase* también Granulometría)
trituración de las, 114
Partícula coloidal, 36
Partículas angulares, 97
Partículas laminares, 97
Partículas redondeadas, 97
Patrones de barrenación, 416
Pedología, 56, 155, 157, 161, 194, 195
Pegmatita, 59
Permeabilidad, 67 y sigs., 131, 181, 184, 216, 217
coeficiente de, 68, 70, 102, 213
de arena, 71
de grava, 71
de la arcilla, 71
de limo, 71
de limo inorgánico, 71
de limo orgánico, 71
de los depósitos de llanuras de inundación, 180
de los depósitos de delta, 181
de los mantos de roca, 184
de morrena glacial, 70
de roca, 70, 186
Permeámetro de carga constante, 69
Permeámetro de carga variable, 69
Penetración de la congelación, 226
Penetrómetro, 147, 156, 199
de punta cónica, 148
estático, 149
holandés de cono, 148, 149
Penetrómetro cónico holandés, 148, 149
Penetrómetro estático, 156
Peoria, 36
Pérdida de suelo en la construcción de pilas sin ademe, 281
Perfil, del suelo, 160, 161, 162
de deposición, 160
de meteorización, 161, 188
pedológico, 161
Perforación con percusión, 140, 145
Perforación en línea, 416
Perforación, herramienta de cable, 140
con herramientas neumáticas, 183
con percusión, 140
rotatoria, 140 y sigs.
Perforación neumática, 188
Perforación por lavado, 138
Perforación rotatoria, 140 y sigs., 249
Perforadora, 138, 268
Perforadora montada en camión, 138
Peso específico relativo, 40
de los componentes sólidos, 39
Peso vulumétrico, 39, 40
de suelo saturado, 38, 39, 44, 46
de suelo seco, 38, 41, 45
de suelo sumergido, 73
con cero huecos llenos de aire, 39
de los sólidos, 39
Peso volumétrico saturado, 39, 44
Peso volumétrico seco, 38, 41, 45
Peso vulumétrico sumergido, 73
Pila, 239, 267, 281, 297, 378, 414
abajo del nivel freático, 369
asentamiento, 303
carga admisible, 322
carga muerta, 384
con campana, 276 y sigs.
construcción, 267 y sigs., 284, 302
de diámetro grande, 269
defectuosa, 280
de fuste doble, 285
en la arcilla, 318 y sigs.
fuerzas de tensión en, 383
puente, 284 y sigs., 326, 441
sobre arcilla expansiva, 386
sobre arena, 363
sobre roca, 409
Pierre, S. D., 374
Piezometro, 67 y sigs., 153, 154, 231, 232
Pila con campana, 208, 268, 274, 276 y sigs., 320
Pila de concreto, 278
Pila de doble fuste, 285
Pila de puente, 367, 431, 441
movimiento progresivo en arcilla, 341
socavación, 373
Pilas coladas in situ, 268, 273 y sigs., 282, 383, 414, 415
ademe, 280
colado, 280
con campana, 276 y sigs.
condiciones para que tengan éxito, 281
desalojamiento lateral, 384
dispositivos indicadores para el colado, 280
en arcilla dura, 333
excavación, 275
extracción del ademe, 280 y sigs.
inspección, 280
limpieza del fondo de la excavación, 280
peligro de gas, 280
recubrimiento, 280
verticalidad, 280
Pilote, 239, 378, 414
adherencia, 251

amortiguador para, 246, 256 y sigs.
análisis dinámico, 261 y sigs., 365
apoyados en arena compacta, 365 y sigs.
Armco, 242
arrastre hacia bajo, 264, 325
barrena para, 241
bloque amortiguador, 257
capacidad, 252, 256, 263, 323, 365
cimentación, 224, 239 y sigs., 253, 327
colados en el lugar, 241, 246, 250
compactación por medio de, 236, 366 y sigs.
comportamiento, 249 y sigs.
compuesto, 245
con ademe, 241
congelamiento de los, 243 y sigs., 261, 365, 367
creosotados, 241
daño a la punta, 244
de anclaje, 251, 258
de concreto, 241 y sigs., 250, 256
de punta, prueba de carga, 252
de tubo cilíndrico, 261
elección de tipo, 263
en arcilla, 322 y sigs.
factor de reducción por adherencia, 327
movimiento progresivo, 344
resistencia a la extracción, 327
extractor, 249
fórmula, 238, 254, 265, 323
defectos, 254
Engineering News, 254
grupos, 252 y sigs., 324, 332, 372
inclinados, 239, 240, 263, 264, 343, 477, 480 y sigs.
piloteadora, 245 y sigs.
pudrición, 241
resistencia a la flexión, 343
sección crítica, 250
tipo Bruns, 243
torsión, 250
zapata sobre, 426
momento en, 438 y sigs.
Pilote a tensión, 441, 500
Pilote Cobi, 242
Pilote compuesto, 245
Pilote con pedestal, 241
Pilote cónico, 250, 251, 366, 372
Pilote cónico escalonado de Raymond, 244
Pilote estriado, 270
Pilote de acero, 243 y sigs., 256
Pilote de concreto, 241 y sigs., 256
barrena para, 241
carga de trabajo, 244
coloado en el lugar, 241
con ademe de Franki, 242
cónico estriado de la Unión de Metal, 242
de Bruns en tramos pre colados, 243
de Cobi, 242
de Franki, 241, 242
de Fuentes, 243
de pedestal, 241
de Reymond, cónico escalonado, 242
de tubo Armco, 242
deterioro, 243
esfuerzos de trabajo, 250
precolado, 241 y sigs.
precolado en tramos, 241, 242
preesforzado, 242
sin ademe de Franki, 242
Pilote de concreto precolado, 241 y sigs., *véase* también Pilote de concreto
puntas, 250
refuerzo para manejarlo, 242
Pilote de concreto sin ademe, 241
Franki, 242
Pilote de Fricción, 249 y sigs., 322, 346
en arcilla, asentamiento, 332 y sigs.
grupo en arcilla, 325
prueba de carga, 252
Pilote de madera, 239, 257, 409 y sigs.
amortiguador, 257
carga de trabajo, 244
resistencia al hincado, 248
tablestacas, 269
Pilote de sección, en Z, 284
Pilote de tubo, 242 y sigs.
Pilote de tubo Armco, 242
Pilote Franki, 242, 366
Pilote Fuentes, 243
Pilote H, 207, 208
daños a los, 243
esfuerzos en los, 242
refuerzo en la punta, 245
Pilote inclinado, 239, 263, 343, 477, 480, 482, 496
revenimiento del concreto para, 250
Pilote monotubo, cargas de trabajo, 244
Pilote presforzado, 243
Pilote vertical de sostén, 208
proyecto, 512
Piloteadora, 245 y sigs., 256, 257
clasificación de los fabricantes, 247
de caída libre, 245
de impacto, 246, 247
de vapor de doble efecto, 246
de vapor de efecto simple, 245
Delmag, 247
Diesel, 247
Diesel de extremo abierto, 246
Diesel de extremo cerrado, 246
eficiencia, 246
Kobe, 247
Link Belt, 247
MKT, 247
Raymond, 247
rebote, 248
Vulcan, 247
Piloteadora Raymond, 247
Piloteadora resonante, 248
Piloteadora vibratoria, 245, 248
Pilotes colados con molde, 242
Franki, 242
Pilotes de concreto colados en el lugar, 241 y sigs.
efecto del revenimiento, 250
Pilotes de concreto precolado en tramos, 243
Pilotes de madera creosotada, 240
Pilotes de tubo cilíndricos, 261
Pilotes de tubos cerrados en un extremo, 244
Pilotes difíciles de hincar, 243
Pilote H, 243
de tubo, 244, 261
Pináculos de caliza, 188, 189
Piso, apoyado en el suelo, 235

Pisón nuemático, 233
Pittsburgh, Pa., 300
Placa, asentamiento, 232
vibratoria, 233
Placa de asentamiento, 231, 232
Pliegue, 159, 187
Plano de estratificación, 58, 72, 132, 184, 417
Plomo hincado de pilotes, 245
Polvo de roca, 31, 35, 188
Pómez, 59
Port Alberni, 169
Port Everglades, 373
Porosidad, 37, 40, 44
Portsmouth, 202
Portugal, 271
Posteadora, 138
Potencial de expansión, 235, 379, 386, 389
Pozo a cielo abierto, 151
Pozo de drenaje, 216
de bombeo, 70
de dragado, 271
de observación, 70
Pozo de inspección, 150
Pozo de inyección, 392
Pozo de observación, 70, 274
Pozo punta, 83, 214 y sigs., 368
de vacío, 215
en varias etapas, 215, 348
Pozos punta en dos niveles, 348
Precompresión, 236
Preconsolidación, 90, 236, 380
relación, 90, 126
Predrenaje, 368
Preesforzado, 290, 292
anclajes para, 516
apuntalamiento, 512
de puntales, 210
pilotes, 242
Presión activa de tierra, 431, 467 y sigs.
Presión admisible en el suelo, 222 y sigs.
de confinamiento, 117
de consolidación inicial, 99
de la tierra, 462, 465
en el aire de los poros, 127
en el exceso de agua intersticial, 82, 130, 231
en la base de los muros de contención, 474
exceso, 82, 99, 130, 231
envolvente para las cargas de los puntales, 508
hidrostática, 206
hidrostática en exceso, 68
preconsolidación, *véase* presión de preconsolidación total, 73
Presión crítica, 337
Presión de confinamiento, 117
Presión de contacto, 395
Presión de contacto permisible, 407
en roca fisurada, 408
Presión de consolidación inicial, 99
Presión de preconsolidación, 90, 109
procedimiento gráfico, 91
Presión de seguridad en el suelo, 311, 317
Presión de tierra, 462, 465 y sigs.
activa, 430, 467
contra apoyos flexibles, 495
debida a una carga concentrada, 472
debida a una carga viva, 472
dirección, 472
distribución, 471
en reposo, 465
gráficas para muros de contención, 473 y sigs.
lugar geométrico, 471
método de la cuña, 470
pasiva, 467
punto de aplicación, 471
teoría de Coulomb, 468
teoría de la cuña, 470 y sigs.
teoría de Rankine, 465 y sigs.
Presión de sobrecarga, corrección del valor N, 149, 354
Presión en el aire de los poros, 127
Presión en el suelo, admisible, 222 y sigs.
admisible, 312
de seguridad, 311
distribución debajo de la zapata, 441
en las losas en arenas, 360 y sigs.
neta, 424
Presión hidrostática, 206
exceso de, 68
Presión inicial de la consolidación, 99
Presión intersticial negativa, 121, 129, 367
Presión intersticial (presión de poro), 120, 153 255, 367
Presión neta del suelo, 318
admisible, 312, 363
máxima, 311, 318, 352
Presión permisible en los suelos, 222 y sigs.
en arcilla, 313, 317
en losas en arena, 361
Presión total, 73
Presión total sobre arcilla, 318
sobre arena, 352, 362
Presión vertical, cálculo de la, 328 y sigs.
gráfica de la influencia, 329 y sigs.
Primacord (mecha instántanea), 416
Procecimientos de construcción que influyen en el proyecto, 299
Procesos geológicos, 159
Profundidad de barrenación, 200
Profundidad de los sondeos, 200
de cimentación, 310
de hincado, de tablestacas, 500
de las zapatas (de desplante), 474
de sobrecarga, 310, 353
de socavación, 368
Programa de exploración, 137 y sigs., 199 y sigs.
Propiedades características de asentamiento, 99 y sigs., 113, 231
pilotes en arcilla, 336
Propiedades de agregados, 34
relaciones entre, 44
Propiedades de los granos, 34, 35
Propiedades fisicoquímicas del suelo, 64
Propiedades hidráulicas del suelo, 67 y sigs.
Propiedades índice, 30, 33, 48, 51, 199
de depósitos eólicos, 177
de depósitos de lago glacial, 172
de depósitos de morrena glacial, 171
de derrame glacial, 165
de roca, 58
Proyecto de gráficas para zapatas en arenas, 353 y sigs.
de cimentaciones en suelos expansivos, 383 y sigs.

de zapatas de cimentación, 421 y sigs.
en arcilla, 313 y sigs.
en arena, 355 y sigs.
Prueba con penetrómetro cónico, 148, 149, 169, 170
Prueba de carga, 126, 151, 310, 323, 325, 396
en arcilla fisurada, 313
en pilotes, 251, 252 y sigs., 261, 265, 333, 336 y sigs.
en roca, 413
Prueba de carga, pilotes de punta, 252
Prueba de compactación AASHO modificada, 42
con el endómetro, 89
con el torcómetro, 125, 151
consolidada rápida (con consolidación y sin drenaje), 121
de agitado, 32
de anclajes, 517
de carga, 126, 151, 323
en pilotes, 333, 365
en roca, 414
de carga en los pilotes, 251 y sigs., 261, 323 325
de rehincado, 326 y sigs.
extracción, 323
de clasificación, 30, 33
de compactación, 41, 42, 64
de compresión confinada, 89
de consolidación, 89
de corte directo, 115
de dispersión, 33
de expansión, 380 y sigs.
de expansión libre, 380
de límite líquido, 43
de límite plástico, 50
de penetración, 156
de penetración estática, 147
de peso volumétrico en el campo, 43
de veleta, 125, 129, 201, 310
dinámica de penetración, 147
doble de consolidación, 375 y sigs.
drenada, 120, 130, 135
estándar de carga, 152, 178, 200, 235
estática de cono, 156
lenta, 120, 130
modificada para determinar la presión de expansión , 385
no drenada, 135
para determinar la presión de expansión, 380
rápida consolidada, 121, 124, 130
Prueba de compresión confinada, 89 y sigs., *véase* también Prueba de consolidación
simple, 46 sigs., 125
triaxial, 115 y sigs.
Prueba de compresión simple, 46, 125
Prueba de compresión triaxial, 115 y sigs., 121, 135
Prueba de consolidación, 89
doble, 380
Prueba de consolidación sin drenar, 121
Prueba de corte directo, 115
Prueba de dispersión, 33
Prueba de expansión, 380 y sigs.
libre, 380
modificada, 386
Prueba de penetración, 147 y sigs., 156
con el cono, 147, 149, 169, 170
correcciones, 149, 354
dinámica, 147, 156, 170, 200
errores, 149 y sigs., 356
estándar, 130, 142, 147 y sigs., 156, 169, 170, 176, 177, 182, 185, 200, 235, 310, 350, 353 y sigs.
estática, 147
Prueba de penetración dinámica, 147, 156, 169, 170
cono, 200
Prueba de presión de expansión, 380, 385
Prueba de sacudimiento, 32
Prueba doble, 375 y sigs.
Prueba doble de consolidación, 376
Prueba drenada, 120, 130, 135
Prueba estándar de carga, 152, 178, 200, 235
Prueba estática en el cono, 156
Prueba estática de penetración, 147, 149
Prueba lenta (con consolidación y con drenaje), 120 y 130
Prueba Proctor, 41, 42, 127, 385
estándar, 42, 45, 235
Prueba rápida-consolidada (con consolidación y sin drenaje), 121, 123, 130
Prueba rápida (sin consolidación y sin drenaje), 125 y sigs.
Pruebas de penetrómetro cónico holandés, 148, 149, 235, 365
Pruebas de clasificación, 30, 33
Pruebas de campo para medir el peso volumétrico, 43
Puente Amabassador, 266
Puente sobre el Río Tagus, 271, 282
Puerto Rico, 160
Pullman, Wash., 134
Puntal, 206 y sigs., 231
distancia entre, 511
preesforzado, 209
torsión, 505, 509
Puntal para cepa, 206
Puntales inclinados, 206, 208, 209, 291, 511, 513
Puntas para pilote H, 409
Punto de aplicación de la presión de tierra, 471
Punto de inflexión en un mamparo de tablestaca, 501, 504
Punto de inflexión, mamparo de tablestacas, 501, 504

R

Rapidez, 104
Rebote de martinete, 246
Recarga del agua subterránea, 372
Recimentaciones, 88, 291, 292, 337
Recortador de campanas, 276
Recubrimiento de concreto, 244
Recubrimientos epóxicos, en los pilotes, 244
Recursos contra la humedad, 224 y sigs.
Red de flujo, 79 y sigs.
Refracción, sísmica. 153 y sigs.
Refuerzo, colocación, 423
separación, 423
Refuerzo de acero para la contracción, 437
Refuerzo de losas, 224
Refuerzo en la punta de un pilote H, 244
Refuerzo en poste, 512
Régimen de carga, 128
Registro de sondeos, 188

Registro de campo de las exploraciones, 155
Reglamento de construcción, 223, 252, 305, 407, 408
Reglamento de construcción del ACI, 421, 426, 437
Rehincado de los pilotes, 333
  prueba de, 263, 326 y sigs.
Relación carga-asentamiento, 152, 177, 322, 323, 349, 377, 421, 424
Relación de área, 142
  c/p, 126, 131
  de filtro, 77
  de Poisson, 113
  de recuperación, 146, 186
  de separación interior, 142
  de sobreconsolidación, 90, 126
Relación del peso al volumen, 37
Relación de Poisson, 113
Relación de recuperación, 146, 186
Relación de vacíos, 38, 40, 44, 45, 90
  crítica, 117
  en el estado más compacto, 40
  en el estado más suelto, 40
Relación de vacíos crítica, 117
Relaciones estadísticas, 98
Relaciones esfuerzo-deformación en la arcilla normalmente consolidada, 123 y sigs.
  en arcilla sobreconsolidada, 123
  en limo, 123
Relación fuerza-extracción, pilotes, 322
Relajación de pilotes, 261, 262, 367
Relleno, 234, 287, 341
  efecto en los pilotes en arcilla, 325
  compactación, 231 y sigs.
  compactado, 127, 234
  controlado, 229
Relleno de lechada, 217, 236, 276, 281, 412
  arcilla, 217, 218
  de cemento, 218
  química, 218
Relleno de tablestaca, 496
RQD, 146, 185, 186, 407, 417
Resistencia a la compresión, de roca intacta, 134
  no confinada, de la arcilla, 46
  triaxial de la arena, 116
Resistencia a la penetración, 148, 156, 169, 170, 181
Resistencia al cono, 150
  a la subpresión, 430
  al corte, 251
Resistencia al corte de suelo sin saturar, 128
Resistencia al esfuerzo cortante, 206, 251
  arena, 130
  arena seca y grava, 119
  de la arcilla, 130, 136
  de suelo no saturado, 127
  grava, 119, 130
  limo, 130
  medida directa, 150
  milonita, 187
  no drenada, 112, 309
Resistencia al hincado, 248
Resistencia de adherencia, 95
Resistencia de proyecto (en el concreto), 421
Resistencia de los parcialmente saturados, 132
Resistencia del pilote a la flexión, 343
Resistencia del suelo parcialmente saturado, 132
Resistencia del suelo seco, 31
Resistencia dinámica de los pilotes, 261, 366
Resistencia en la arcilla, 127, 131, 136
  a la compresión, 116
  al deslizamiento superficial, 129
  de la arena, 132
  de la arena fina, 123 y sigs.
  de la arena seca, 119
  de la grava, 119, 132
  de la roca, 132, 133
  de la roca sin confinar, 47
  de los suelos, 113 y sigs.
  de los suelos finos, 132
  del suelo seco, 31
  en los suelos de grano grueso, 132
  medida directa de la, 150
  no drenadas, 112, 150, 309
Resistencia no drenada, 112, 150, 309
Resonancia, 369
Resorte, 297
Retardador, 217
Revenimiento del concreto, 278
  para pilotes colados en el lugar, 250
Río Fraser, 110
Riolita, 59
Río San Lorenzo, 110, 173
Río Maskinonge, 173, 174
Robert College, 491
Roca, 3
  ancla, 406
  asentamientos en, 407
  calidad, 146, 185
  características de la disolución, 187
  características estructurales, 417
  características técnicas, 59
  cementada, 58
  cimentación en, 407 y sigs.
    sobre roca meteorizada, 414 y sigs.
  clasificación, 58
  compresibilidad, 186
    prueba de carga, 413
  defectos, 182
  tratamiento, 411 y sigs.
  deformación, 132
  excavación, 415 y sigs.
  fábrica, 59, 60
  ígnea, 59, 60, 415
  laminadas, 58
  laminares, 58
  metamórficas, 59, 60, 415
  meteorización, 414
  meteorizada, 188 y sigs.
  mineralogía, 60
  módulo tangente, 134
  muestreo, 157
  núcleo o corazón, 145 y sigs., 156
  permeabilidad, 72, 186
  pernos, 417
  pila, 409
  presión admisible, 402, 408
  recortes, 416
  resistencia, 132
    de la intacta, 58
  resistencia a la compresión sin confinar, 58
  resistividad, 155
  textura, 60
  velocidad sísmica, 155
  voladura, 416

Roca cementada, 58
Roca foliada, 58
Roca ígnea, 59, 60, 415
velocidad sísmica, 155
Roca laminada, 58
Roca metamórfica, 59, 60, 415
velocidad sísmica, 155
Roca meteorizada, 188 y sigs.
Roca salina, 59, 60, 188
Roca sedimentaria, 59, 60, 186, 414
Roca volcánica, 190, 191
Rodillo de compactación, neumático, 231, 233, 237
pata de cabra, 233, 237
vibratorios, 233, 237, 373
Rodillo pata de cabra, 233, 237
Rodillo vibratorio, 233, 237, 373

S

Sal, 188
San Antonio, 386
Saprolito, 188, 416
Secado al horno, 51
efecto en el límite líquido, 51
Secado, efecto en los límites, 194
Sección crítica (en el proyecto de miembros de concreto), 422
de los pilotes, 250
Sección crítica (proyecto de concreto), 422
Segregación, 69, 79
del concreto, 278
Seguidor, de pilotes, 245
Sensibilidad, 48, 173
Serpentina, 59, 186
Sienita, 59
Sierra-Cascades, 181
Silicoaluminato hidratado, 36
Sismo, 130, 231
Sistema de clasificación para aeropuertos, 54
Sobrecarga, 228, 231, 233
profundidad de la, 310
Socavación, 285
de pilas de puentes, 373
de profundidad, 367
uso de pilotes para evitarla, 325, 367
Solidificación del suelo, 217
Solubilidad de la roca, 58
Solución, 160, 188, 201
canal, 159
cavidad, 72
de roca, 187
de roca salina, 60
detalles, 184, 414
Sondeo, 136
Sondeos de exploración, 137 y sigs.
Subpresión en las losas, 362
Suelo, 29, 160, 161
eólico, 160
Suelo cohesivo, 235, 276
Suelo colapsable, 96, 200, 375 y sigs.
Suelo coluvial, 160
Suelo congelado permanentemente, 85
Suelo de grano grueso, 30, 36, 40, 55, 132, 169
Suelo de pantano, 55
Suelo expansivo, 110, 379, 389
cimentación sobre, 379 y sigs.
daños causados por, 382
identificación, 379
proyecto de cimentaciones sobre, 383 y sigs.
Suelo fino, 30, 55, 132
Suelo mal graduado, 31, 35, 55
Suelo marino, 160
Suelo negro para sembrar algodón, 194
Suelo orgánico, 33, 55, 110, 200, 231
arcilla, 33, 50
depósito, 169, 180, 182
limo, 333, 50, 55, 71, 215, 298, 365
Suelo remoldeado, 17, 50
Suelo residual, 188 y sigs., 375
características de consolidación, 96
colapsable, 378
Suelo sin cohesión, 234
Suelo transportado, 160
Suelos aluviales, 160, 163
Suelos bien graduados, 31, 35, 55, 97
Suelos eólicos, 160
Sumidero, 58, 60, 188, 213, 297, 369, 413
protegido con filtro, 214
Superficie de roca inclinada, 409
Superficie libre de agua, 75
Superficie de deslizamiento, 46, 47, 58, 126, 132, 187, 312, 339, 382, 383, 386
Superficie libre del agua, 75, 84, 213

T

Tablestaca, 208
alma plana, 207
anclada, 495 y sigs.
anclaje, 500
asentamientos de los tirantes de anclaje, 504
cargas, 497 y sigs.
de acero, tipos, 207
de alma arqueada, 207
de caja y espiga, 269
de madera, 269
dentellón, 79
dragada, 496
diseño de, 500
corte abierto, 511
en Z, 207
estriada, 269
falla, 497
momento en el mamparo, 503
proyecto de, 500, 504
relleno, 496
Wakefield, 269
Tablestacada anclada, *ver* Tablestaca
Tablestacas Wakefield, 269, 496
Talud, 163, 205
altura crítica en arcilla, 340
construcción, 205
en arcilla dura, 131, 340 y sigs.
en arcilla homogénea de blanda a media, 339 y sigs.
en arcillas, 206, 340
Taludes en suelos heterogéneos, 339 y sigs.
Tampa, Fla., 404
Tarraja para hacer ranuras (ranurador), 52
Tendón de cable, 417
Tensión diagonal, 422
Tensión diagonal (proyecto de concreto), 422
Tensión en los suelos, 114
Tensión superficial, 76, 78
Teoría, de la consolidación, 98 y sigs., 113

de la dinámica del hincado, 259
de la elasticidad, 329
Teoría de la cuña, para la presión de tierra, 465
Teoría de Rankine de presión de tierra, 465
Teredo, 241
Terminología geológica, 160
Terraplén compactado, 127, 229 y sigs., 234
cimentaciones sobre, 229 y sigs.
Tetraedro de la sílice, 36
Texas, 110, 379
Textura de la roca, 60
Tiempo de consolidación, 215
Tierra roja, 189
Tierra turbosa, 33, 182
Tirantes, 208
anclaje de los, 515
corte, 494
inclinación, 515
sistema de apoyo, 208, 406, 513 y sigs., 521
Tiros de inspección, 150
Tixotropía, 48, 323
Toba, 59, 134
Torcómetro, 125, 151
Torre Latino Americana, 347, 392
Trabazón (en roca) , 58
Transmisión del esfuerzo de hincado en el pilote, 255
Trépano, 138
Trinchera de lodos, 208
Trituración de los granos, 97, 114
Trópicos, 160
Trópicos húmedos, 160
Tubo colector, 214
Tubo muestreador, 143, 182, 200
Tubo piezométrico, 67
Tubo piezométrico poroso, 232
Túnel de erosión, 77
Turba, 55, 110, 166, 169, 171, 182, 200, 228, 298, 365
Turbera, 110, 182

V

Valor N, 147 y sigs., 235, 352, 353, 356
corrección por sobrecarga, 149
errores, 149 y sigs., 356
Válvula oscilante, 142
Valle de San Lorenzo, 376
Valle enterrado, 173 y sigs.
Velocidad de consolidación, 99 y sigs.
de carga, 128
de consolidación secundaria, 104, 337
Velocidad de descarga, 68
Vibración, debida al hincado de los pilotes, 366
de concreto, 278
efecto en el asentamiento, 279
en la arena, 370 y sigs.
Vibroflotación, 231, 236, 369
Victoria, B. C., 347
Vidrio, volcánico, 59, 191
Viga, de anclaje, 496
T-, 224
Virginia, 134, 347
Volador, 291, 296
Voladuras, 297, 415
Voladuras amortiguadas, 416
Voladura controlada, 416
Voladuras en las canteras, 415
Voladuras para cimentaciones, 415

W

Washington, 134, 177, 178
West Nyack, N. Y., 134
Winchester, Mass., 36
Wisconsin, 134, 166, 182, 185
Winnipeg, Man., 110
Will Country, Ill., 195
World Trade Center, 186, 208, 406, 412, 413

Y

Yeso, 59, 60, 188

Z

Zapata aislada, 221
Zapata combinada, 221 y sigs., 447 y sigs.
Zapata con carga excéntrica, 314, 356, 431 y sigs.
Zapata continua, 221
Zapata de cimentación, 414
aisladas, 221
asimétricas, 438
cargas de las columnas sobre las, 449
columna, 421 y sigs.
combinadas, 221 y sigs., 447 y sigs.
con cargas excéntricas, 314, 356, 431 y sigs.
continuas, 221
curvas de peraltes mínimos (para proyectarlas de concreto), 378
de concreto reforzado, 121, 122
de mampostería, 121
de muros, 221, 222, 421 y sigs.
de piedra sin labrar, 121
de vigas de acero de sección en I, 221
determinación de las dimensiones, 223
distribución de la presión del suelo debajo, 432
en voladizo, 221, 222, 448, 451
momento con relación a ambos ejes, 437
para columnas individuales, 221, 222
profundidad, 424
proyecto de, 421 y sigs.
refuerzo, 423
sobre arcilla, 310, 332
proyecto, 313 y sigs.
sobre arena, 349 y sigs.
asentamiento, 350 y sigs.
capacidad de carga, 351 y sigs.
determinación de las dimensiones, 350
encima de una capa de arcilla, 396
influencia del nivel del agua freática, 354
proyecto, 311 y sigs.
sobre pilotes, 426
sobre rellenos compactados, 236
sujeta a momento, 430 y sigs.
sujeta a momento, 430 y sigs.
trapecial, 447, 450
Zapata de columna, 221
Zapata de concreto reforzado, 221, 222
Zapata de mampostería, 221
Zapata de muro, 221, 222, 421 y sigs.
refuerzo, 423
Zapata en voladizo, 221 y sigs., 448, 451
Zapata trapecial, 447, 450
Zapatas de acero para pilotes, 240
Zapatas separadas, 221
Zona capilar, 152
Zona, de capilaridad, 152
de agotamiento, 161
de variaciones estacionales, 382

—ooo—

Impreso en Programas Educativos, S.A. de C.V. • 016138 800 01 98 530

EMPRESA CERTIFICADA POR EL INSTITUTO MEXICANO DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN, A.C.
BAJO LA NORMA ISO-9002: 1994 / NMX-CC-004: 1995 CON EL No. DE REGISTRO RSC-048

Obras afines:

DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS APLICADAS A INGENIERÍA SÍSMICA

Rafael Colindres Selva

La obra expone, de manera muy completa y con un lenguaje preciso, planteamientos para resolver problemas relacionados con la ingeniería sísmica. Incluye métodos numéricos y matriciales para una comprensión más exacta del tema, un análisis más claro de la teoría y una mayor facilidad y eficiencia en la práctica.

MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES
4a. edición

Carlos Crespo Villalaz

Serie de métodos que permite conocer la acción que efectúa la fuerza de los cuerpos sobre la masa de los suelos. De esta forma, el ingeniero civil diseñará estructuras que conjuguen tanto la seguridad como la economía.

MECÁNICA DE SUELOS
2a. edición

T. Williams Lambe, et al

Presenta los principios generales de la mecánica de suelos, como son las propiedades del suelo, el comportamiento del suelo seco y cómo se modifica esta conducta bajo el efecto del agua ya sea estática o en movimiento.

Esta obra presenta los aspectos prácticos de la construcción de cimentaciones. Es un estudio de los suelos y la construcción de cimentaciones.

En el libro se analizan algunos de los problemas que se pueden presentar en la construcción de cimentaciones, así como algunas posibles soluciones. Entre estos problemas se destacan: la importancia de obtener toda la información disponible sobre las características del subsuelo antes de iniciar las obras; las dificultades que se encuentran al instalar elementos especiales de cimentaciones, tales como pilotes, cajones y apuntalamientos o recalces; la necesidad de emplear medidas de seguridad en todas las construcciones provisionales; y la instalación de encofrados y reforzadores.

Ingeniería de Cimentaciones es una obra muy útil para quienes intervienen en obras de construcción, tales como contratistas, subcontratistas, ingenieros, inspectores de terrenos y superintendentes de obras.

ÁREA: ING. CIVIL
ISBN 968-18-1414-2
9 789681 814144