



FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA

cuarta edición

BRAJA M. DAS

Fundamentos de ingeniería geotécnica

Cuarta edición

BRAJA M. DAS

Fundamentos de ingeniería geotécnica

Cuarta edición

BRAJA M. DAS

Traducción:

Javier León Cárdenas

Profesor de Ciencias Básicas

*Escuela Superior de Ingeniería Química e Industrias Extractivas
Instituto Politécnico Nacional*

Revisión técnica:

Ing. Leticia García Maraver

*Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura
Instituto Politécnico Nacional*



Fundamentos de ingeniería geotécnica**Cuarta edición**

Braja M. Das.

Presidente de Cengage Learning Latinoamérica:

Fernando Valenzuela Migoya

Director Editorial, de Producción y de Plataformas Digitales para Latinoamérica:

Ricardo H. Rodríguez

Editora de Adquisiciones para Latinoamérica:

Claudia C. Garay Castro

Gerente de Manufactura para Latinoamérica:

Raúl D. Zendejas Espejel

Gerente Editorial de Contenidos en Español:

Pilar Hernández Santamarina

Gerente de Proyectos Especiales:

Luciana Rabuffetti

Coordinador de Manufactura:

Rafael Pérez González

Editor:

Sergio R. Cervantes González

Diseño de portada:

Anneli Daniela Torres Arroyo

Imágenes de portada:

© Cornelius/Dreamstime

© Anriphoto/Dreamstime

Composición tipográfica:

Ediciones OVA

© D.R. 2015 por Cengage Learning Editores, S.A. de C.V., una Compañía de Cengage Learning, Inc. Corporativo Santa Fe
Av. Santa Fe núm. 505, piso 12
Col. Cruz Manca, Santa Fe
C.P. 05349, México, D.F.
Cengage Learning® es una marca registrada usada bajo permiso.

DERECHOS RESERVADOS. Ninguna parte de este trabajo amparado por la Ley Federal del Derecho de Autor, podrá ser reproducida, transmitida, almacenada o utilizada en cualquier forma o por cualquier medio, ya sea gráfico, electrónico o mecánico, incluyendo, pero sin limitarse a lo siguiente: fotocopiado, reproducción, escaneo, digitalización, grabación en audio, distribución en Internet, distribución en redes de información o almacenamiento y recopilación en sistemas de información a excepción de lo permitido en el Capítulo III, Artículo 27 de la Ley Federal del Derecho de Autor, sin el consentimiento por escrito de la Editorial.

Traducido del libro

*Fundamentals of Geotechnical Engineering,
4th Edition*

Braja M. Das

Publicado en inglés por Cengage Learning © 2013

ISBN: 978-1-11-57675-2

Datos para catalogación bibliográfica:

Das, Braja M.

*Fundamentos de ingeniería geotécnica
Cuarta edición*

ISBN: 978-607-519-373-1

Visite nuestro sitio en:

<http://latinoamerica.cengage.com>

Para nuestra nieta, Elizabeth Madison

Contenido

1 Ingeniería geotécnica: desde el principio 1

- 1.1 Introducción 1
- 1.2 La ingeniería geotécnica antes del siglo XVIII 1
- 1.3 Periodo Preclásico de la mecánica de suelos (1700-1776) 5
- 1.4 Mecánica de suelos Clásica-Fase I (1776-1856) 5
- 1.5 Mecánica de suelos Clásica-Fase II (1856-1910) 6
- 1.6 Mecánica de suelos moderna (1910-1927) 7
- 1.7 La ingeniería geotécnica después de 1927 7
- 1.8 Fin de una era 12
- Referencias 14

2 Origen de los depósitos del suelo, tamaño de grano y forma 16

- 2.1 Introducción 16
- 2.2 Ciclo de las rocas y origen del suelo 16
- 2.3 Depósitos de suelo en general 22
- 2.4 Suelos residuales 22
- 2.5 Depósitos transportados por gravedad 23
- 2.6 Depósitos aluviales 23
- 2.7 Depósitos lacustres 25
- 2.8 Depósitos glaciares 25
- 2.9 Depósitos de suelo eólicos 26
- 2.10 Suelo orgánico 27
- 2.11 Tamaño de partícula de suelo 28
- 2.12 Minerales de arcilla 29

viii **Contenido**

2.13	Gravedad específica (G_e)	33
2.14	Análisis mecánico de suelo	33
2.15	Tamaño efectivo, coeficiente de uniformidad y coeficiente de gradación	40
2.16	Forma de la partícula	45
2.17	Resumen	46
	Problemas	46
	Referencias	48

3 Relaciones peso-volumen y plasticidad 49

3.1	Introducción	49
3.2	Relaciones peso-volumen	49
3.3	Relaciones entre peso unitario, relación de vacíos, contenido de humedad y gravedad específica	52
3.4	Relaciones entre peso unitario, porosidad y contenido de humedad	55
3.5	Densidad relativa	62
3.6	Consistencia del suelo	64
3.7	Actividad	71
3.8	Índice de liquidez	73
3.9	Carta de plasticidad	73
3.10	Resumen	74
	Problemas	74
	Referencias	76

4 Clasificación de suelos 78

4.1	Introducción	78
4.2	Sistema de clasificación AASHTO	78
4.3	Sistema unificado de clasificación de suelo	82
4.4	Resumen	89
	Problemas	90
	Referencias	90

5 Compactación de suelos 91

5.1	Introducción	91
5.2	Principios generales de compactación	91
5.3	Prueba Proctor estándar	92
5.4	Factores que afectan la compactación	96

5.5	Prueba Proctor modificada	98
5.6	Relaciones empíricas	102
5.7	Compactación en campo	105
5.8	Especificaciones para la compactación en campo	107
5.9	Determinación del peso unitario de campo después de la compactación	108
5.10	Efecto de la compactación en las propiedades cohesivas del suelo	111
5.11	Resumen	113
	Problemas	114
	Referencias	116

6 Conductividad hidráulica 117

6.1	Introducción	117
6.2	Ecuación de Bernoulli	117
6.3	Ley de Darcy	120
6.4	Conductividad hidráulica	121
6.5	Determinación de la conductividad hidráulica en laboratorio	123
6.6	Relaciones empíricas para la conductividad hidráulica	128
6.7	Conductividad hidráulica equivalente en suelos estratificados	133
6.8	Pruebas de permeabilidad en campo por bombeo de pozos	135
6.9	Resumen	138
	Problemas	138
	Referencias	141

7 Filtración 142

7.1	Introducción	142
7.2	Ecuación de continuidad de Laplace	142
7.3	Redes de flujo	144
7.4	Cálculo de la filtración a partir de una red de flujo	146
7.5	Redes de flujo en un suelo anisotrópico	150
7.6	Resumen	153
	Problemas	153

8 Esfuerzos en una masa de suelo 155

8.1	Introducción	155
	<i>Concepto de esfuerzo efectivo</i>	155

x **Contenido**

8.2	Esfuerzos en suelos saturados sin filtración	155
8.3	Esfuerzos en suelos saturados con filtración	159
8.4	Fuerza de filtración	164
8.5	Oscilaciones en suelos debidas al flujo en torno a pilotes	166
	<i>Aumento vertical del esfuerzo debido a distintos tipos de carga</i>	168
8.6	Esfuerzo causado por una carga puntual	168
8.7	Esfuerzo vertical causado por una carga lineal	170
8.8	Esfuerzo vertical bajo un área circular uniformemente cargada	171
8.9	Esfuerzo vertical causado por un área rectangular cargada	173
8.10	Resumen	178
	Problemas	178
	Referencias	182

9 Consolidación 183

9.1	Introducción	183
9.2	Principios de consolidación	183
9.3	Prueba de consolidación de laboratorio unidimensional	187
9.4	Índice de vacíos-puntos de presión	189
9.5	Arcillas normalmente consolidadas y sobreconsolidadas	191
9.6	Efecto de las perturbaciones en la relación índice de vacíos-presión	193
9.7	Cálculo de asentamiento a partir de una consolidación primaria en una dimensión	194
9.8	Índice de compresión (C_c) e índice de abultamiento (C_s)	196
9.9	Asentamiento a partir de la consolidación secundaria	201
9.10	Tasa de consolidación	204
9.11	Coefficiente de consolidación	209
9.12	Cálculo de la consolidación primaria de un asentamiento bajo una cimentación	215
9.13	Modificación Skempton-Bjerrum para asentamientos de consolidación	218
9.14	Resumen	222
	Problemas	223
	Referencias	226

10 Resistencia cortante del suelo 228

10.1	Introducción	228
10.2	Criterio de falla de Mohr-Coulomb	228
10.3	Inclinación del plano de falla causado por cortante	231
	<i>Determinación en laboratorio de los parámetros de resistencia cortante</i>	232
10.4	Prueba de corte directo	233

10.5	Prueba triaxial de corte	239
10.6	Prueba consolidada-drenada	241
10.7	Prueba consolidada-no drenada	249
10.8	Prueba no consolidada-no drenada	254
10.9	Prueba de compresión no confinada en arcilla saturada	256
10.10	Sensitividad y tixotropía de las arcillas	259
10.11	Anisotropía en el esfuerzo cortante no drenado	260
10.12	Resumen	262
	Problemas	262
	Referencias	265

11 Mejoramiento del suelo 266

11.1	Introducción	266
	<i>Estabilización química</i>	267
11.2	Estabilización con cal	267
11.3	Estabilización con cemento	269
11.4	Estabilización con ceniza volante	270
	<i>Estabilización mecánica</i>	270
11.5	Vibroflotación	270
11.6	Compactación dinámica	274
11.7	Blasting	274
11.8	Pre-compresión	274
11.9	Drenes de arena	279
11.10	Resumen	285
	Problemas	285
	Referencias	286

12 Exploración del subsuelo 287

12.1	Introducción	287
12.2	Programa de exploración del subsuelo	288
12.3	Perforaciones exploratorias en campo	290
12.4	Procedimientos para muestrear el suelo	293
12.5	Muestreo con tubo muestreador de media caña	293
12.6	Muestreo con tubo de pared delgada	299
12.7	Observación de los niveles de agua	300
12.8	Prueba de corte con veleta	300
12.9	Prueba de penetración de cono	306

12.10	Prueba del presurímetro (PMT)	312
12.11	Prueba del dilatómetro	314
12.12	Extracción de núcleos de roca	316
12.13	Preparación de los registros de perforación	318
12.14	Exploración geofísica	318
12.15	Informe de la exploración del suelo	326
12.16	Resumen	327
	Problemas	328
	Referencias	331

13 Estabilidad de taludes 334

13.1	Introducción	334
13.2	Factor de seguridad	335
13.3	Estabilidad de taludes infinitos	336
13.4	Taludes finitos	340
13.5	Análisis de un talud finito con una superficie cilíndrica de falla general	344
13.6	Procedimiento de masa del análisis de estabilidad (superficie circular de falla cilíndrica)	345
13.7	Método de las dovelas o rebanadas	362
13.8	Método de dovelas simplificado de Bishop	365
13.9	Análisis de taludes simples con filtración estacionaria	369
13.10	Procedimiento de masa de estabilidad de taludes arcillosos con fuerzas sísmicas (suelo $c'-\phi'$)	373
13.11	Resumen	373
	Problemas	375
	Referencias	378

14 Presión lateral de tierra 379

14.1	Introducción	379
14.2	Presión de tierra en reposo	379
14.3	Teoría de Rankine de las presiones activa y pasiva de la tierra	383
14.4	Diagramas para la distribución de la presión lateral de tierra en función de los muros de contención	390
14.5	Presión activa Rankine con relleno granular inclinado	403
14.6	Teoría de Coulomb de la presión de tierra sobre muros de contención con fricción	405
14.7	Presión pasiva suponiendo una superficie curva de falla en suelos	412
14.8	Resumen	414

Problemas	415
Referencias	417

15 Muros de contención y cortes apuntalados 418

15.1 Introducción 418

Muros de contención 418

15.2 Muros de contención en general 418

15.3 Dosificación de los muros de contención 420

15.4 Aplicación de las teorías de presión lateral de tierra al diseño 421

15.5 Comprobación de vuelco 423

15.6 Comprobación de deslizamiento a lo largo de la base 426

15.7 Comprobación de la falla de capacidad de carga 428

Muros de contención de tierra mecánicamente estabilizados 436

15.8 Tierra mecánicamente estabilizada 436

15.9 Consideraciones generales de diseño 437

15.10 Muros de contención reforzados con varilla 437

15.11 Procedimiento de diseño paso a paso utilizando tiras metálicas de refuerzo 440

15.12 Muros de contención con refuerzo geotextil 445

15.13 Muros de contención reforzados con geomalla 451

Cortes apuntalados 455

15.14 Cortes apuntalados en general 455

15.15 Presión lateral de tierra sobre cortes apuntalados 460

15.16 Parámetros del suelo para cortes en suelos estratificados 462

15.17 Diseño de varios componentes de un corte apuntalado 469

15.18 Levantamiento del fondo de un corte en arcilla 469

15.19 Flexibilidad lateral de los pilotes y asentamiento del terreno 471

15.20 Resumen 473

Problemas 473

Referencias 477

16 Cimentaciones poco profundas: capacidad de carga 478

16.1 Introducción 478

16.2 Capacidad última de carga de cimentaciones poco profundas: conceptos generales 479

16.3 Teoría de Terzaghi de la capacidad última de carga 481

16.4 Modificación de la ecuación de capacidad de carga de Terzaghi 482

16.5 Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga para el nivel freático 486

16.6	El factor de seguridad	487
16.7	Cimentaciones cargadas excéntricamente	490
16.8	Método del factor de reducción de la excentricidad de carga sobre cimentaciones continuas en un suelo granular	493
16.9	Cimentaciones con excentricidad bidireccional	495
16.10	Losas de cimentación: tipos comunes	503
16.11	Capacidad de carga de una malla de cimentación	504
16.12	Cimentaciones compensadas	506
16.13	Resumen	508
	Problemas	509
	Referencias	510

17 Asentamiento de cimentaciones poco profundas 512

17.1	Introducción	512
17.2	Asentamiento elástico de cimentaciones en suelo de arcilla saturada ($\mu_s = 0.5$)	512
17.3	Asentamiento elástico basado en la teoría de la elasticidad	515
17.4	Rango de parámetros de los materiales para el cálculo del asentamiento elástico	522
17.5	Asentamiento de suelo arenoso: uso del factor de influencia de la deformación unitaria	523
17.6	Carga admisible para zapatas continuas en arena considerando el asentamiento	528
17.7	Presión de carga admisible de una losa de cimentación en arena	529
17.8	Resumen	530
	Problemas	530
	Referencias	532

18 Pilotes de cimentación 533

18.1	Introducción	533
18.2	Necesidad de los pilotes de cimentación	533
18.3	Tipos de pilotes y sus características estructurales	535
18.4	Estimación de la longitud de un pilote	542
18.5	Instalación de pilotes	544
18.6	Mecanismo de transferencia de carga	546
18.7	Ecuaciones para la estimación de la capacidad del pilote	547
18.8	Método de Meyerhof para el cálculo de q_p	549
18.9	Resistencia a la fricción, Q_s	551
18.10	Capacidad admisible del pilote	556
18.11	Capacidad de carga de la punta de un pilote apoyado sobre roca	557
18.12	Asentamiento elástico de pilotes	566

18.13 Pruebas de carga de pilote	569
18.14 Fórmulas para la colocación de pilotes	572
18.15 Fricción superficial negativa	576
18.16 Pilotes agrupados: eficiencia	578
18.17 Asentamiento elástico de un grupo de pilotes	582
18.18 Asentamiento de consolidación de un grupo de pilotes	583
18.19 Resumen	586
Problemas	587
Referencias	591

19 Pozos perforados 592

19.1 Introducción	592
19.2 Tipos de pozos perforados	593
19.3 Procedimientos de construcción	593
19.4 Estimación de la capacidad de soporte de carga	596
19.5 Pozos perforados en arena: carga última neta	599
19.6 Pozos perforados en arcilla: carga última neta	603
19.7 Asentamiento de pozos perforados	607
19.8 Capacidad de soporte de carga basada en el asentamiento	607
19.9 Resumen	615
Problemas	615
Referencias	617

Apéndice: Geosintéticos 619

Respuestas a problemas seleccionados 624

Índice 630

Prefacio

Fundamentos de ingeniería de cimentaciones y *Fundamentos de ingeniería geotécnica* se publicaron originalmente en 1984 y 1985, respectivamente. Estos textos fueron bien recibidos por los instructores, estudiantes y profesionales por igual. Dependiendo de las necesidades de los usuarios, los textos fueron revisados y se encuentran actualmente en su séptima edición. Estos textos han sido traducidos a varios idiomas.

Hacia finales de 1998 hubo varias peticiones para preparar un solo volumen que fuera de la naturaleza concisa pero que combinara los componentes esenciales de los *Fundamentos de ingeniería en cimentaciones* y los *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. En respuesta a esas peticiones, la primera edición de *Fundamentos de ingeniería geotécnica* se publicó en 2000, seguida por la segunda y tercera ediciones de 2005 y 2008, respectivamente. Estas ediciones incluyen los conceptos fundamentales de la mecánica de suelos, así como técnicas de cimentación, incluida la capacidad de carga y asentamiento de cimentaciones superficiales (zapatas y mallas extendidas), muros de contención, cortes apuntalados, pilotes y pozos perforados.

Esta cuarta edición se ha revisado y elaborado con base en los comentarios recibidos de varios revisores y usuarios sin necesidad de cambiar la filosofía en la que el texto se redactó originalmente. Al igual que en las ediciones anteriores, las unidades SI se utilizan en todo el texto. Esta edición consiste de 19 capítulos y un apéndice. Entre los principales cambios respecto a la tercera edición se incluyen los siguientes:

- En el capítulo 2 sobre “Origen de los depósitos del suelo, tamaño de grano y forma”, se ha añadido el proceso de la formación de diversos tipos de rocas (es decir, el ciclo de las rocas).
- “Relaciones peso-volumen y plasticidad” es ahora el capítulo 3. “Clasificación de suelos” se presenta por separado en el capítulo 4.
- En el Capítulo 5 sobre “Compactación de suelos” se han añadido varias relaciones empíricas desarrolladas recientemente para estimar el peso específico seco máximo y el contenido óptimo de humedad.
- “Conductividad hidráulica” y “Filtración” se presentan ahora en dos capítulos separados (capítulos 6 y 7). La construcción neta de flujo anisotrópico en suelos es un tema añadido en el capítulo 7 sobre “Filtración”.
- El capítulo 11 sobre “Mejoramiento del suelo” es un capítulo nuevo y brevemente trata temas relacionados con estabilizaciones químicas y mecánicas. Los temas cubiertos por la estabilización mecánica como vibroflotación, compactación dinámica, voladura,

precompresión y drenes de arena han sido recopilados de capítulos sobre la compactación y consolidación que aparecieron en las ediciones anteriores.

- “Exploración del subsuelo” (capítulo 12) se ha colocado antes del capítulo sobre “Estabilidad de taludes” (capítulo 13). Se ha añadido una sección sobre exploración geofísica al capítulo 12.
- El capítulo 15 sobre “Muros de contención y cortes apuntalados” se presenta ahora antes del capítulo sobre “Cimentaciones poco profundas: capacidad de carga” (capítulo 16).
- El capítulo de cimentaciones poco profundas presentadas en el capítulo 12 de la tercera edición ya ha sido tratado en sendos capítulos: “Capacidad de carga”, en el capítulo 16, y “Asentamiento” en el capítulo 17. El capítulo 17 sobre “Asentamiento de cimentaciones poco profundas” se ha dedicado a la estimación del asentamiento elástico sólo a partir del asentamiento de consolidación discutido en el capítulo 9.
- “Pilotes de cimentación” y “Pozos perforados” se presentan ahora en dos capítulos separados (capítulos 18 y 19).
- Se ha añadido un nuevo apéndice sobre “Geosintéticos”, introduciendo en primer lugar a los lectores al geotextil y la geomalla en su relación con la construcción de muros de contención de tierra estabilizada mecánicamente (MSE).
- La mayoría de los problemas de ejemplo y problemas de tarea son nuevos.
- Se ha añadido una serie de nuevas fotografías.

En el aula es importante hacer hincapié en la diferencia entre la mecánica de suelos y las cimentaciones. La mecánica de suelos es la rama de la ingeniería que implica el estudio de las propiedades de los suelos y su comportamiento bajo esfuerzos y las deformaciones en condiciones idealizadas. La cimentación aplica los principios de la mecánica de suelos y la geología en la planeación, el diseño y construcción de cimentaciones de edificios, carreteras, presas, etc. A partir de las condiciones idealizadas de la mecánica de suelos se hacen necesarias aproximaciones y deducciones para el diseño adecuado de cimientos, ya que, en la mayoría de los casos, los depósitos naturales del suelo no son homogéneos. Sin embargo, para que una estructura funcione correctamente, estas aproximaciones pueden ser realizadas sólo por un ingeniero que tenga una buena formación en mecánica de suelos. Este libro proporciona ese respaldo.

Fundamentos de ingeniería geotécnica está abundantemente ilustrado para ayudar a los estudiantes a entender el material. En cada capítulo se incluyen varios ejemplos. Al final de cada uno de los capítulos se proporcionan problemas para la asignación de tarea y todos ellos están en unidades del SI.

Materiales y recursos para el instructor (en inglés)

Un Manual de soluciones del instructor y diapositivas de PowerPoint detalladas de figuras y tablas, así como ecuaciones y ejemplos del libro, están disponibles para los instructores a través de un sitio web protegido por contraseña.

Materiales y recursos para el estudiante (en inglés)

Preguntas de autoevaluación de opción múltiple con respuestas para cada capítulo están disponibles para los estudiantes en el sitio web del libro. Los estudiantes también pueden beneficiarse de estas preguntas como una herramienta práctica en la preparación para exámenes de licencias profesionales de ingeniería.

Para acceder a los materiales adicionales del curso, visite por favor www.cengagebrain.com. En la página de inicio de [cengagebrain.com](http://www.cengagebrain.com) busque el ISBN del título en inglés, utilizando el cuadro de búsqueda en la parte superior de la página. Esto le llevará a la página del producto en

donde se pueden encontrar estos recursos. Si necesita una contraseña, vaya a www.cengage.com/engineering y siga las indicaciones para los Recursos del instructor.

Deseo reconocer a las siguientes personas por sus útiles revisiones y comentarios sobre el manuscrito:

Fred Boadu, Duke University
Antonio Carraro, Colorado State University
Ashraf S. Elsayed, Arkansas State University
David Elton, Auburn University
Syed Waqar Haider, Michigan State University
Andrew Heydinger, University of Toledo
Jonathan Istok, Oregon State University
Sanjay K. Shukla, Edith Cowan University, Australia

Mi esposa, Janice, ha sido una fuente constante de inspiración y ayuda en la realización del proyecto. También me gustaría agradecer a Christopher Shortt, Editor; Randall Adams, Editor Senior de Adquisiciones; Hilda Gowans, Editor Senior de Desarrollo; Lauren Betsos, Gerente de Marketing, todos de Cengage Learning, y a Rose Keman, de Servicios Editoriales RPK, por su interés y paciencia durante la revisión y elaboración del manuscrito.

BRAJA M. DAS
Henderson, Nevada

Ingeniería geotécnica: desde el principio

1.1 Introducción

Para propósitos de ingeniería, el *suelo* se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) con líquido y gas en los espacios vacíos entre las partículas sólidas. El suelo se utiliza como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería civil y con cimientos estructurales. Por lo tanto, los ingenieros civiles deben estudiar las propiedades del suelo, tales como el origen, la distribución de tamaño de grano, la capacidad de drenar el agua, compresión, resistencia al corte y la capacidad de soporte de carga. La *mecánica de suelos* es la aplicación de la ciencia física que se ocupa del estudio de las propiedades físicas del suelo y el comportamiento de las masas de suelos sometidos a diferentes tipos de fuerzas. La *ingeniería de suelos* es la aplicación de los principios de la mecánica de suelos a problemas prácticos. La *ingeniería geotécnica* es la rama de la ingeniería civil que enfoca su estudio en las propiedades mecánicas e hidráulicas de suelos y rocas, tanto en superficie como en el subsuelo, incluyendo la aplicación de los principios de la mecánica de suelos y mecánica de rocas en el diseño de los cimientos, estructuras de contención y las estructuras de tierra.

1.2 La ingeniería geotécnica antes del siglo XVIII

El registro de la primera persona que utilizó el suelo como material de construcción se pierde en la antigüedad. En términos de ingeniería civil, la comprensión de la ingeniería geotécnica, como se conoce hoy en día, comenzó a principios del siglo XVIII (Skempton, 1985). Durante años, el arte de la ingeniería geotécnica se basó sólo en las experiencias del pasado a través de una sucesión de experimentos sin ningún carácter científico real. En base a estos experimentos, muchas estructuras fueron construidas, algunas de las cuales se han derrumbado, mientras otras se mantienen en pie.

La historia escrita nos dice que las civilizaciones antiguas florecieron a lo largo de las orillas de los ríos, como el Nilo (Egipto), el Tigris y el Éufrates (Mesopotamia), el Huang Ho (río Amarillo, China) y el Indo (India). Hay diques que datan de alrededor del año 2000 a.C. y fueron construidos en la cuenca del Indo para proteger la ciudad de Mohenjo Dara (que se convirtió en Pakistán después de 1947). Durante la dinastía Chan en China (1120 a.C. a 249 a.C.), muchos diques fueron construidos para el riego. No hay evidencia de que se hayan tomado medidas para estabilizar los cimientos o comprobar la erosión causada por las inundaciones

Tabla 1.1 Las pirámides más grandes de Egipto

Pirámide/Faraón	Localización	Reinado del faraón
Djoser	Saqqara	2630–2612 a.C.
Sneferu	Dashur (Norte)	2612–2589 a.C.
Sneferu	Dashur (Sur)	2612–2589 a.C.
Sneferu	Meidum	2612–2589 a.C.
Khufu	Giza	2589–2566 a.C.
Djedefre	Abu Rawash	2566–2558 a.C.
Khafre	Giza	2558–2532 a.C.
Menkaure	Giza	2532–2504 a.C.

(Kerisel, 1985). La antigua civilización griega utilizó zapatas aisladas y cimientos de madera para la construcción de estructuras. Alrededor del año 2700 a.C. se construyeron varias pirámides en Egipto, la mayoría de las cuales fueron construidas como tumbas para los faraones del país y sus consortes durante los periodos del Imperio Antiguo y Medio. La tabla 1.1 enumera algunas de las principales pirámides identificadas por el faraón que ordenó su construcción. A partir de 2008 se han descubierto un total de 138 pirámides en Egipto. La figura 1.1 muestra una vista de las pirámides de Giza. La construcción de las pirámides plantea desafíos formidables sobre cimentaciones, estabilidad de taludes y la construcción de cámaras subterráneas. Con la llegada del budismo a China durante la dinastía Han del Este en el 68 d.C. se construyeron miles de pagodas. Muchas de estas estructuras fueron construidas con limo y blandas capas de arcilla. En algunos casos la presión de base excede la capacidad de soporte de carga del suelo y con ello causó grandes daños estructurales.

Uno de los ejemplos más famosos de los problemas relacionados con la capacidad de soporte del suelo en la construcción de estructuras anteriores al siglo XVIII es la Torre de Pisa

**Figura 1.1** Vista de las pirámides de Giza (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)



Figura 1.2 Torre inclinada de Pisa, Italia (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

en Italia (figura 1.2). La construcción de la torre comenzó en 1173 d.C., cuando la República de Pisa era próspera, y continuó en varias etapas durante más de 200 años. La estructura pesa alrededor de 15 700 toneladas métricas y está soportada por una base circular que tiene un diámetro de 20 m. La torre se ha inclinado en el pasado hacia el este, norte, oeste y, por último, hacia el sur. Investigaciones recientes mostraron que existe una capa de arcilla débil a una profundidad de aproximadamente 11 m, la compresión ha provocado que la torre se incline. Se ha desviado más de 5 m de la alineación con la altura de 54 m. La torre fue cerrada en 1990 porque se temía que iba a caer o colapsar. Recientemente se ha estabilizado mediante la excavación del suelo de la parte norte de la torre. Se retiraron alrededor de 70 toneladas métricas de tierra en 41 extracciones por separado que extendieron el ancho de la torre. A medida que el suelo se asentó gradualmente para llenar el espacio resultante, la inclinación de la torre disminuyó. La torre ahora está inclinada 5 grados. El cambio en medio grado no es perceptible, pero hace a la estructura considerablemente más estable. La figura 1.3 es un ejemplo de un problema similar. Las torres mostradas en la figura 1.3 se encuentran en Bolonia, Italia, y fueron construidas en el



Figura 1.3 Inclinación de la Torre de Garisenda (izquierda) y la Torre Asinelli, en Bolonia, Italia (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

siglo XII. La torre de la izquierda es la Torre Garisenda. Tiene 48 m de altura y pesa alrededor de 4210 toneladas métricas. Se ha inclinado aproximadamente 4 grados. La torre de la derecha es la torre Asinelli, que es de 97 m de altura y pesa 7300 toneladas. Se ha inclinado aproximadamente 1.3 grados.

Después de encontrarse con varios problemas relacionados con la cimentación durante la construcción en los siglos pasados, los ingenieros y científicos comenzaron a estudiar las propiedades y el comportamiento de los suelos de una manera más metódica comenzando en la primera parte del siglo XVIII. Basado en el énfasis y la naturaleza del estudio en el área de la ingeniería geotécnica, el lapso de tiempo que se extiende desde 1700 hasta 1927 se puede dividir en cuatro periodos principales (Skempton, 1985):

1. Periodo Preclásico (1700 a 1776)
2. Mecánica de suelos: periodo Clásico-Fase I (1776 a 1856)

3. Mecánica de suelos: periodo Clásico-Fase II (1856 a 1910)
4. Mecánica de suelos moderna (1910 a 1927)

A continuación se analizan descripciones breves de algunos desarrollos importantes durante cada uno de estos periodos.

1.3 Periodo Preclásico de la mecánica de suelos (1700-1776)

Este periodo se concentró en los estudios relativos a la pendiente natural y pesos unitarios de diversos tipos de suelos, así como las teorías de empuje semiempíricas. En 1717, un ingeniero real francés, Henri Gautier (1660-1737), estudió la pendiente natural de los suelos cuando se inclinó sobre una pila para formular los procedimientos de diseño de muros de contención. La *pendiente natural* es lo que hoy conocemos como el *ángulo de reposo*. Según este estudio, la pendiente natural de la *arena seca limpia* y la *tierra común* fueron de 31° y 45° , respectivamente. Además, los pesos unitarios de la arena seca limpia y la tierra común fueron recomendados para ser 18.1 kN/m^3 y 13.4 kN/m^3 , respectivamente. No se informó de los resultados de pruebas en arcilla. En 1729, Bernard Forest de Belidor (1694-1761) publicó un libro de texto para los ingenieros militares y civiles en Francia. En el libro propuso una teoría para la presión lateral de la tierra sobre los muros de contención que fue un seguimiento al estudio original de Gautier (1717). También especifica un sistema de clasificación de suelos de la manera mostrada en la siguiente tabla.

Clasificación	Peso unitario
	kN/m^3
Roca	—
Arena firme o dura	16.7 a
Arena compresible	18.4
Tierra común (como la que se encuentra en lugares secos)	13.4
Tierra suave (limo primario)	16.0
Arcilla	18.9
Turba	—

Los primeros resultados de las pruebas de un modelo de laboratorio sobre un muro de contención de 76 mm de altura construido con relleno de arena fueron reportados en 1746 por un ingeniero francés, Francois Gadroy (1705-1759), quien observó la existencia de planos de deslizamiento en el suelo como una falla. El estudio de Gadroy fue resumido más tarde por J. J. Mayniel en 1808. Otra contribución notable durante este periodo fue la del ingeniero francés Jean Rodolphe Perronet (1708-1794), quien estudió la estabilidad de taludes alrededor del año 1769 y distinguió entre la tierra intacta y saturada.

1.4 Mecánica de suelos Clásica-Fase I (1776-1856)

Durante este periodo, la mayor parte de los desarrollos en el área de la ingeniería geotécnica vino de ingenieros y científicos en Francia. En el periodo Preclásico prácticamente todas las consideraciones teóricas utilizadas en el cálculo de la presión lateral de la tierra sobre los muros de contención se basaban en una superficie de falla apoyada arbitrariamente en el suelo. En su

famoso trabajo presentado en 1776, el científico francés Charles Augustin de Coulomb (1736-1806) utilizó los principios de cálculo de máximos y mínimos para determinar la verdadera posición de la superficie de deslizamiento en el suelo detrás de un muro de contención. En este análisis Coulomb utiliza las leyes de la fricción y la cohesión de los cuerpos sólidos. En 1790, el distinguido ingeniero civil francés Gaspard Marie Claire Riche de Brony (1755-1839) incluye la teoría de Coulomb en su libro de texto más importante, *Nouvelle Architecture Hydraulique* (vol. 1). En 1820, los casos especiales de trabajo de Coulomb fueron estudiados por el ingeniero francés Jacques Frederic Francais (1775-1833) y por el profesor de mecánica aplicada francés Claude Louis Marie Henri Navier (1785-1836); estos casos especiales relacionados con rellenos y rellenos de apoyo con recargo inclinados. En 1840, Jean Victor Poncelet (1788-1867), un ingeniero del ejército y profesor de mecánica, extendió la teoría de Coulomb, proporcionando un método gráfico para determinar la magnitud de la presión lateral de la tierra en las paredes de retención verticales e inclinadas con superficies poligonales de tierra arbitrariamente rotas. Poncelet fue también el primero en utilizar el símbolo ϕ para el ángulo de fricción del suelo. Él también proporcionó la primera teoría sobre cojinetes de capacidad extrema en cimentaciones superficiales. En 1846, el ingeniero Alexandre Collin (1808-1890) proporcionó los detalles de deslizamientos profundos en las laderas de arcilla, cortes y terraplenes. Collin teorizaba que, en todos los casos, la falla se lleva a cabo cuando la cohesión movilizada excede la cohesión existente del suelo. También observó que las superficies reales de fallo pueden ser aproximadas como arcos de cicloides.

El final de la primera fase del periodo Clásico de la mecánica de suelos está generalmente marcada por el año (1857) de la primera publicación de William John Macquorn Rankine (1820-1872), profesor de ingeniería civil en la Universidad de Glasgow. Este estudio proporciona una teoría notable sobre el empuje y el equilibrio de las masas de tierra. La teoría de Rankine es una simplificación de la teoría de Coulomb.

1.5 Mecánica de suelos Clásica-Fase II (1856-1910)

Varios resultados experimentales de las pruebas de laboratorio en la arena aparecieron en la literatura en esta fase. Una de las publicaciones iniciales y más importante es la del ingeniero francés Henri Philibert Gaspard Darcy (1803-1858). En 1856 publicó un estudio sobre la permeabilidad de los filtros de arena. En base a dichas pruebas Darcy define el término de *coeficiente de permeabilidad* (o conductividad hidráulica) del suelo, un parámetro muy útil en la ingeniería geotécnica hasta hoy día.

Sir George Howard Darwin (1845-1912), profesor de astronomía, llevó a cabo pruebas de laboratorio para determinar el momento de vuelco en una pared de arena con bisagras de retención en los estados suelto y denso de la compactación. Otra contribución notable, que fue publicada en 1885 por Joseph Valentin Boussinesq (1842-1929), fue el desarrollo de la teoría de la distribución de tensiones bajo las áreas de rodamientos cargados en un medio homogéneo, semiinfinito, elástico e isotrópico. En 1887, Osborne Reynolds (1842-1912) demostró el fenómeno de dilatancia en la arena. Otros estudios notables durante este periodo son aquellos hechos por John Clibborn (1847-1938) y John Stuart Beresford (1845-1925) en relación con el flujo de agua a través del lecho de arena y la presión de elevación. El estudio de Clibborn se publicó en el *Tratado de ingeniería civil, vol. 2: Trabajo de riego en la India*, Roorkee, 1901, y también en el *Documento Técnico núm. 97* del Gobierno de la India, 1902. El estudio de Beresford de 1898 sobre la elevación de la presión en el Narora Weir en el río Ganges se ha documentado en el *Documento Técnico núm. 97* del Gobierno de la India, 1902.

1.6 Mecánica de suelos moderna (1910-1927)

En este periodo, los resultados de la investigación llevada a cabo en arcillas se publicaron y se establecieron las propiedades y los parámetros fundamentales de la arcilla. Las publicaciones más relevantes se describen a continuación.

Alrededor de 1908, Albert Mauritz Atterberg (1846-1916), un químico y científico sueco del suelo, define las *fracciones de arcilla* de tamaño natural como el porcentaje en peso de partículas menores de 2 micras de tamaño. Se dio cuenta de la importancia del papel de las partículas de arcilla en un suelo y la plasticidad de los mismos. En 1911 explicó la consistencia de los suelos cohesivos mediante la definición de líquido, plástico y los límites de contracción. También definió el índice de plasticidad como la diferencia entre el límite líquido y límite plástico (ver Atterberg, 1911).

En octubre de 1909 la presa de tierra de 17 m de altura en Charmes, Francia, falló. Había sido construida entre 1902 y 1906. Un ingeniero francés, Jean Fontard (1884-1962), llevó a cabo investigaciones para determinar la causa del fallo. En ese contexto se realizaron pruebas de doble corte en muestras de arcilla sin ser drenadas (0.77 m² de superficie y 200 mm de espesor) bajo tensión vertical constante para determinar sus parámetros de resistencia al corte (ver Fontard, 1914). Los tiempos para la falla de estos especímenes fueron de entre 10 y 20 minutos.

Arthur Langley Bell (1874-1956), un ingeniero civil inglés, trabajó en el diseño y la construcción del dique exterior en el Rosyth Dockyard. Basándose en su trabajo desarrolló relaciones de presión lateral y resistencia en la arcilla, así como de capacidad de carga en cimentaciones superficiales en arcilla (ver Bell, 1915). También utilizó las pruebas de caja de cizalla para medir la resistencia al corte sin drenaje de las muestras de arcilla inalteradas.

Wolmar Fellenius (1876-1957), un ingeniero sueco, desarrolló el análisis de la estabilidad de las pistas de arcilla saturadas (es decir, condición $\phi = 0$) con el supuesto de que la superficie de deslizamiento crítico es el arco de una circunferencia. Éstos fueron elaborados sobre sus artículos publicados en 1918 y 1926. El artículo publicado en 1926 dio soluciones numéricas correctas para los *números de estabilidad* de las superficies de deslizamiento circulares que pasan por el pie del talud.

Karl Terzaghi (1883-1963), de Austria (figura 1.4), desarrolló la teoría de la consolidación de las arcillas como la conocemos hoy en día. La teoría fue desarrollada cuando Terzaghi fue profesor en el American Robert College de Estambul, Turquía. Su estudio abarcó un periodo de cinco años (1919-1924) y se utilizaron cinco diferentes suelos arcillosos. El límite líquido de los suelos osciló entre 36 y 67, y el índice de plasticidad estaba en el rango de 18 a 38. La teoría de la consolidación se publicó en el célebre libro *Erdbaumechanik Terzaghi* en 1925.

1.7 La ingeniería geotécnica después de 1927

La publicación de *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage* por Karl Terzaghi en 1925 dio luz a una nueva era en el desarrollo de la mecánica de suelos. Karl Terzaghi es conocido como el padre de la mecánica de suelos moderna. Terzaghi (figura 1.4) nació el 2 de octubre de 1883 en Praga, que era entonces la capital de la provincia austriaca de Bohemia. En 1904 se graduó en la Technische Hochschule de Graz, Austria, con una licenciatura en ingeniería mecánica. Después de su graduación trabajó un año en el ejército austriaco. Al concluir su servicio militar Terzaghi estudió un año más, concentrándose en temas geológicos. En enero de 1912 recibió



Figura 1.4 Karl Terzaghi (1883-1963) (SSPL, vía Getty Images)

el grado de Doctor en Ciencias Técnicas de su alma mater en Graz. En 1916 aceptó un puesto de profesor en la Escuela Imperial de Ingenieros en Estambul. Después de concluir la Primera Guerra Mundial impartió cátedra en el American Robert College de Estambul (1918-1925). Allí comenzó su trabajo de investigación sobre el comportamiento de los suelos y la compactación de las arcillas y la falla debidos a los ductos en la arena bajo las presas. La publicación *Erdbau-mechanik* es principalmente el resultado de esta investigación.

En 1925, Terzaghi aceptó una cátedra visitante en el Massachusetts Institute of Technology, donde trabajó hasta 1929. Durante ese tiempo fue reconocido como el líder de la nueva rama de la ingeniería civil denominada mecánica de suelos. En octubre de 1929 regresó a Europa para aceptar una cátedra en la Universidad Técnica de Viena, que pronto se convirtió en el núcleo de ingenieros civiles interesados en la mecánica de suelos. En 1939 regresó a Estados Unidos para convertirse en profesor de la Universidad de Harvard.

La primera conferencia de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones (ISSMFE) se celebró en la Universidad de Harvard en 1936, presidida por Karl Terzaghi. Dicha conferencia fue posible gracias a la convicción y el esfuerzo del profesor Arthur Casagrande, de la Universidad de Harvard. Alrededor de 200 personas de 21 países asistieron a esta conferencia. Fue a través de la inspiración y guía de Terzaghi durante el cuarto de siglo anterior, que los documentos fueron llevados a esa conferencia que cubre una amplia gama de temas, como:

- Esfuerzos efectivos
- Resistencia al corte
- Prueba con el penetrómetro de cono holandés
- Consolidación
- Pruebas de centrifugado
- Teoría elástica y distribución de los esfuerzos
- Precarga para el control de asentamiento
- Expansión de las arcillas
- Acción del hielo
- Terremoto y licuefacción del suelo
- Vibraciones de máquinas
- Teoría de arco de presión de tierras

Para el siguiente cuarto de siglo Terzaghi fue el espíritu que guió el desarrollo de la mecánica de suelos e ingeniería geotécnica en todo el mundo. A tal efecto, en 1985, Ralph Peck (figura 1.5) escribió que “algunas personas durante toda la vida de Terzaghi se han puesto de acuerdo en que no era sólo el espíritu rector de la mecánica de suelos, sino que era el centro de coordinación de la investigación y la aplicación en todo el mundo. En los próximos años se dedicará a proyectos en todos los continentes, principalmente en Australia y la Antártida.” Peck continuó: “Por lo tanto, aún hoy casi no se pueden mejorar sus evaluaciones actuales del estado de la mecánica de suelos, expresada en sus documentos de resumen y discursos presidenciales.” En 1939, Terzaghi dictó la conferencia James Forrestal en el Instituto de Ingenieros Civiles de Londres; su conferencia se tituló “Mecánica de suelos: Una nueva etapa en ciencias de la ingeniería”. En ella afirmaba que la mayoría de las fallas de cimentación que se produjeron no fueron “actos de Dios”.

A continuación se presentan algunos aspectos destacados en el desarrollo de la mecánica de suelos e ingeniería geotécnica que se desarrolló después de la primera conferencia de la ISSMFE en 1936:

- Publicación del libro teórico *Mecánica de suelos* de Karl Terzaghi en 1943 (Wiley, Nueva York);
- Publicación de *Mecánica de suelos en la práctica de ingeniería* de Karl Terzaghi y Peck Ralph en 1948 (Wiley, Nueva York);
- Publicación de *Fundamentos de mecánica de suelos*, de Donald W. Taylor, en 1948 (Wiley, Nueva York), e
- Inicio de la publicación en 1948 de *Geotechnique*, la revista internacional de la mecánica de suelos, en Inglaterra.

Después de una breve interrupción durante la Segunda Guerra Mundial, en 1948 se celebró la segunda conferencia de la ISSMFE en Rotterdam, Holanda. Asistieron cerca de 600 participantes y se publicaron siete volúmenes de actas. En esta conferencia, A. W. Skempton presentó el documento de referencia sobre concepto $\phi = 0$ para arcillas. Después de Rotterdam



Figura 1.5 Ralph B. Peck (Foto cortesía de Ralph P. Beck)

se han organizado conferencias de la ISSMFE cada cuatro años en diferentes partes del mundo. En consecuencia, las conferencias de Rotterdam incrementaron las conferencias regionales sobre el tema de la ingeniería geotécnica, destacando las siguientes:

- Conferencia Regional Europea de Estabilidad de Taludes, Estocolmo (1954)
- Primera Conferencia de Australia y Nueva Zelanda sobre las Características de Corte de Suelos (1952)
- Primera Conferencia Panamericana, Ciudad de México (1960)
- Conferencia de Investigación de Resistencia al Corte de los Suelos Cohesivos, Boulder, Colorado (1960)

Otros dos hitos importantes entre 1948 y 1960 son: (1) la publicación del artículo de A. W. Skempton sobre los coeficientes de presión para diversas obras de ingeniería y (2) la publica-

Tabla 1.2 Detalle de las conferencias de la ISSMFE (1936-1997) y la ISSMGE (1997-2013)

Conferencia	Lugar	Año
I	Harvard University, Boston, E.U.	1936
II	Rotterdam, Países bajos	1948
III	Zurich, Suiza	1953
IV	Londres, Inglaterra	1957
V	París, Francia	1961
VI	Montreal, Canadá	1965
VII	Ciudad de México, México	1969
VIII	Moscú, URSS	1973
IX	Tokyo, Japón	1977
X	Estocolmo, Suecia	1981
XI	San Francisco, E.U.	1985
XII	Rio de Janeiro, Brasil	1989
XIII	Nueva Delhi, India	1994
XIV	Hamburgo, Alemania	1997
XV	Estambul, Turquía	2001
XVI	Osaka, Japón	2005
XVII	Alexandria, Egipto	2009
XVIII	París, Francia	2013

ción del libro titulado *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Text*, por A. W. Bishop y B. J. Henkel (Arnold, Londres) en 1957.

A principios de la década de 1950, las soluciones a diferencias finitas y de elementos finitos con ayuda de computadoras se aplicaban a varios tipos de problemas de ingeniería geotécnica. Éstos siguen siendo una herramienta de cálculo importante y útil en nuestra profesión. Desde los primeros días la profesión de la ingeniería geotécnica ha recorrido un largo camino y ha madurado. Ahora es una rama establecida de la ingeniería civil y miles de ingenieros civiles declaran a la ingeniería geotécnica como su área preferida de especialidad.

En 1997 la ISSMFE fue cambiado a ISSMGE (Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica) para reflejar su verdadero alcance. Estas conferencias internacionales han sido fundamentales para el intercambio de información sobre nuevos desarrollos y actividades de investigación en curso en ingeniería geotécnica. La tabla 1.2 proporciona la ubicación y el año en que se realizó cada conferencia de la ISSMFE/ISSMGE.

En 1960, Bishop, Alpan, Tizón y Donald proporcionan pautas tempranas y resultados experimentales de los factores que controlan la resistencia de los suelos cohesivos parcialmente saturados. Desde ese momento se han hecho avances en el estudio del comportamiento de los suelos insaturados en relación con la fuerza y la compresibilidad, y otros factores que afectan a la construcción de apoyos y estructuras de retención de tierra.

La ISSMGE tiene varios comités técnicos y estos comités organizan o copatrocinan varias conferencias en todo el mundo. Una lista de estos comités técnicos (2010-2013) se proporciona en la tabla 1.3. La ISSMGE también lleva a cabo seminarios internacionales (antes conocidos como Touring Lectures) que han demostrado ser una actividad importante que reúne a los profesionales, contratistas y académicos, tanto en el medio como entre el público, para su propio beneficio, independientemente de la región, el tamaño o la riqueza de la sociedad de miembros, fomentando así el sentimiento de pertenencia a la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica.

Tabla 1.3 Lista de los comités de la ISSMGE (2010-2013)

Categoría	Número de comité técnico	Nombre del comité técnico
Fundamentos	TC101	Laboratorio de pruebas de esfuerzo de geomateriales
	TC102	Caracterización de ensayos <i>in situ</i> sobre propiedades del suelo
	TC103	Métodos numéricos en geomecánica
	TC104	Modelado físico en ingeniería geotécnica
	TC105	Geomecánica de micro a macro
	TC106	Suelos no saturados
Aplicaciones	TC201	Aspectos geotécnicos de los diques y bordos, protección de la costa y recuperación de tierras
	TC202	Ingeniería geotécnica de transporte
	TC203	Ingeniería geotécnica de terremotos y problemas asociados
	TC204	Construcción subterránea en suelo blando
	TC205	Diseño de límites estatales en ingeniería geotécnica
	TC206	Diseño geotécnico interactivo
	TC207	Interacción suelo-estructura y muros de contención
	TC208	Estabilidad de taludes naturales
	TC209	Geotecnia en alta mar
	TC210	Diques y embalses
	TC211	Mejoramiento de suelos
	TC212	Cimentaciones profundas
	TC213	Geotecnia de la erosión del suelo
	TC214	Ingeniería de cimentaciones para las difíciles condiciones de suelo blando
	TC215	Geotecnia ambiental
	TC216	Geotecnia en hielo
Impacto en la sociedad	TC301	Preservación de sitios históricos
	TC302	Ingeniería geotécnica forense
	TC303	Mitigación de catástrofes y rehabilitación costera y de ríos
	TC304	Prácticas en ingeniería de evaluación y gestión de riesgos
	TC305	Infraestructura geotécnica para megaciudades y nuevas capitales

1.8 Fin de una era

En la sección 1.7 se presentó un breve resumen de las aportaciones realizadas a la mecánica de suelos moderna por pioneros como Karl Terzaghi, Arthur Casagrande, Donald W. Taylor y Ralph B. Peck. El último de los primeros gigantes de la profesión, Ralph B. Peck, falleció el 18 de febrero de 2008, a la edad de 95 años.

El profesor Ralph B. Peck nació en Winnipeg, Canadá, de padres estadounidenses, Orwin K. Peck y Ethel H., el 23 de junio de 1912. Recibió sus títulos B.S. y doctorado en 1934 y 1937, respectivamente, del Instituto Politécnico Rensselaer, Troy, Nueva York. Durante el periodo 1938-1939 tomó cursos de Arthur Casagrande en la Universidad de Harvard sobre un nuevo tema llamado “Mecánica de suelos”. De 1939 a 1943 el Dr. Peck trabajó como asistente de Karl Terzaghi, el “padre” de la mecánica de suelos moderna, en el proyecto del metro de Chicago. En 1943 se unió a la Universidad de Illinois en Champaign-Urbana y fue profesor de ingeniería de cimentaciones desde 1948 hasta su jubilación en 1974. Después de



Figura 1.6 El Dr. Ralph Peck en Karl Terzaghi Park en la Universidad Bogaziçi de Estambul, Turquía, durante la Conferencia ISSMGE 2001 (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

su jubilación estuvo activo en la consultoría, que incluyó grandes proyectos geotécnicos en 44 estados en Estados Unidos y otros 28 países de los cinco continentes. Algunos ejemplos de sus principales proyectos de consultoría incluyen:

- Los sistemas de tránsito rápido en Chicago, San Francisco y Washington, DC
- El sistema de oleoducto de Alaska
- Proyecto de James Bay en Quebec, Canadá
- Proyecto de tren expreso de Heathrow (Reino Unido)
- Diques del Mar Muerto

Su último proyecto fue el puente Rio-Antirio en Grecia. El 13 de marzo de 2008, *The Times* del Reino Unido publicó: “Ralph B. Peck era un ingeniero civil estadounidense que inventó una polémica técnica de construcción que se utiliza en algunas de las maravillas modernas de ingeniería del mundo, incluyendo el Canal de la Mancha. Conocido como ‘el padrino de la mecánica de suelos’, era directamente responsable de una serie de célebres proyectos de túneles y de represas de tierra que empujaron los límites de lo que se creía que era posible.”

El Dr. Peck fue autor de más de 250 publicaciones técnicas altamente distinguidas. Él fue presidente de la ISSMGE de 1969 a 1973. En 1974 recibió la Medalla Nacional de Ciencia del presidente Gerald R. Ford. El profesor Peck era maestro, mentor, amigo y consejero de generaciones de ingenieros geotécnicos en todos los países del mundo. La Conferencia ISSMGE 16 en Osaka, Japón (2005), sería la última gran conferencia de este tipo a la que asistiría.

La figura 1.6 muestra una fotografía del Dr. Peck durante una visita al Parque de Karl Terzaghi en la Universidad Bogaziçi (antes American Robert College) durante la XV Conferencia ISSMGE en Estambul.

Éste es realmente el final de una era.

Referencias

- ATTERBERG, A. M. (1911). “Über die physikalische Bodenuntersuchung, und über die Plastizität de Tone,” International Mitteilungen für Bodenkunde, *Verlag für Fachliteratur*. G.m.b.H. Berlin, Vol. 1, 10–43.
- BELIDOR, B. F. (1729). *La Science des Ingenieurs dans la Conduite des Travaux de Fortification et D’Architecture Civil*, Jombert, Paris.
- BELL, A. L. (1915). “The Lateral Pressure and Resistance of Clay, and Supporting Power of Clay Foundations,” *Min. Proceeding of Institute of Civil Engineers*, Vol. 199, 233–272.
- BISHOP, A. W., ALPAN, I., BLIGHT, G. E., and DONALD, I. B. (1960). “Factors Controlling the Strength of Partially Saturated Cohesive Soils,” *Proceedings*, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, 502–532.
- BISHOP, A. W. and HENKEL, B. J. (1957). *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, Arnold, London.
- BOUSSINESQ, J. V. (1883). *Application des Potentiels à L’Etude de L’Équilibre et du Mouvement des Solides Élastiques*, Gauthier-Villars, Paris.
- COLLIN, A. (1846). *Recherches Expérimentales sur les Glissements Spontanés des Terrains Argileux Accompagnées de Considérations sur Quelques Principes de la Mécanique Terrestre*, Carilian-Goeury, Paris.
- COULOMB, C. A. (1776). “Essai sur une Application des Règles de Maximis et Minimis à Quelques Problèmes de Statique Relatifs à L’Architecture,” *Mémoires de la Mathématique et de Phisique*, présentés à l’Académie Royale des Sciences, par divers savans, et lûs dans sés Assemblées, De L’Imprimerie Royale, Paris, Vol. 7, Annee 1793, 343–382.
- DARCY, H. P. G. (1856). *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon*, Dalmont, Paris.
- DARWIN, G. H. (1883). “On the Horizontal Thrust of a Mass of Sand,” *Proceedings*, Institute of Civil Engineers, London, Vol. 71, 350–378.
- FELLENIUS, W. (1918). “Kaj-och Jordrasen I Göteborg,” *Teknisk Tidskrift*. Vol. 48, 17–19.
- FRANCAIS, J. F. (1820). “Recherches sur la Poussée de Terres sur la Forme et Dimensions des Revêtements et sur la Talus D’Excavation,” *Mémorial de L’Officier du Génie*, Paris, Vol. IV, 157–206.
- FRONTARD, J. (1914). “Notice sur L’Accident de la Digue de Charmes,” *Anns. Ponts et Chaussées 9th Ser.*, Vol. 23, 173–292.
- GADROY, F. (1746). *Mémoire sur la Poussée des Terres*, summarized by Mayniel, 1808.
- GAUTIER, H. (1717). *Dissertation sur L’Epaisseur des Culées des Ponts . . . sur L’Effort et al Pesanteur des Arches . . . et sur les Profiles de Maconnerie qui Doivent Supporter des Chaussées, des Terrasses, et des Remparts*. Cailleau, Paris.
- KERISEL, J. (1985). “The History of Geotechnical Engineering up until 1700,” *Proceedings*, XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Golden Jubilee Volume, A. A. Balkema, 3–93.
- MAYNIEL, J. J. (1808). *Traité Experimentale, Analytique et Pratique de la Poussé des Terres*. Colas, Paris.
- NAVIER, C. L. M. (1839). *Leçons sur L’Application de la Mécanique à L’Etablissement des Constructions et des Machines*, 2nd ed., Paris.
- PECK, R. B. (1985). “The Last Sixty Years,” *Proceedings*, XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Golden Jubilee Volume, A. A. Balkema, 123–133.
- PONCELET, J. V. (1840). *Mémoire sur la Stabilité des Revêtements et de seurs Fondations*, Bachelier, Paris.
- RANKINE, W. J. M. (1857). “On the Stability of Loose Earth,” *Philosophical Transactions*, Royal Society, Vol. 147, London.
- REYNOLDS, O. (1887). “Experiments Showing Dilatency, a Property of Granular Material Possibly Connected to Gravitation,” *Proceedings*, Royal Society, London, Vol. 11, 354–363.
- SKEMPTON, A. W. (1948). “The $\phi = 0$ Analysis of Stability and Its Theoretical Basis,” *Proceedings*, II International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Vol. 1, 72–78.
- SKEMPTON, A. W. (1954). “The Pore Pressure Coefficients A and B,” *Geotechnique*, Vol. 4, 143–147.

- SKEMPTON, A. W. (1985). "A History of Soil Properties, 1717–1927," *Proceedings*, XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Golden Jubilee Volume, A. A. Balkema, 95–121.
- TAYLOR, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley, New York.
- TERZAGHI, K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*, Deuticke, Vienna.
- TERZAGHI, K. (1939). "Soil Mechanics—A New Chapter in Engineering Science," *Institute of Civil Engineers Journal*, London, Vol. 12, No. 7, 106–142.
- TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley, New York.
- TERZAGHI, K. and PECK, R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley, New York.

Origen de los depósitos del suelo, tamaño de grano y forma

2.1 Introducción

Durante la planificación, diseño y construcción de cimientos, muros de contención y estructuras de retención de tierras, a los ingenieros les resulta útil conocer el origen del depósito de suelo sobre el que se va a construir la estructura propuesta, ya que cada depósito presenta características geomecánicas únicas. La mayor parte de los suelos que cubren la superficie de la tierra están formados por la erosión de las rocas. Las propiedades físicas del suelo se establecen principalmente por los minerales que constituyen las partículas del suelo y, por lo tanto, la roca de la cual se derivó.

En este capítulo se establece lo siguiente:

- Un esquema general de los procesos por los cuales se forman los diferentes tipos de rocas (ciclo de las rocas).
- La erosión de la roca y la naturaleza de la formación de diversos tipos de depósitos de suelo (proceso sedimentario).
- Análisis granulométrico y forma de las partículas del suelo.

2.2 Ciclo de las rocas y origen del suelo

Los granos minerales que forman la fase sólida de un agregado del suelo son el producto de la intemperización y la erosión de la roca. El tamaño de los granos individuales varía en un amplio intervalo. Muchas de las propiedades físicas del suelo son dictadas por el tamaño, la forma y la composición química de los granos. Para entender mejor estos factores, uno debe estar familiarizado con los tipos de roca que forman la corteza terrestre.

Con base en su origen, las rocas se pueden dividir en tres tipos básicos: *ígneas*, *sedimentarias* y *metamórficas*. La figura 2.1 muestra un diagrama del ciclo de formación de diferentes tipos de roca y los procesos asociados con ellos. A continuación se presentan las características/descripción de cada proceso del ciclo de las rocas.

Rocas ígneas

Las rocas ígneas se forman por el enfriamiento y la solidificación del *magma* expulsado del manto de la Tierra. Después de la expulsión por cualquier *erupción volcánica* o *de fisura*, una parte del magma fundido se enfría en la superficie de la tierra. A veces el magma cesa su movi-

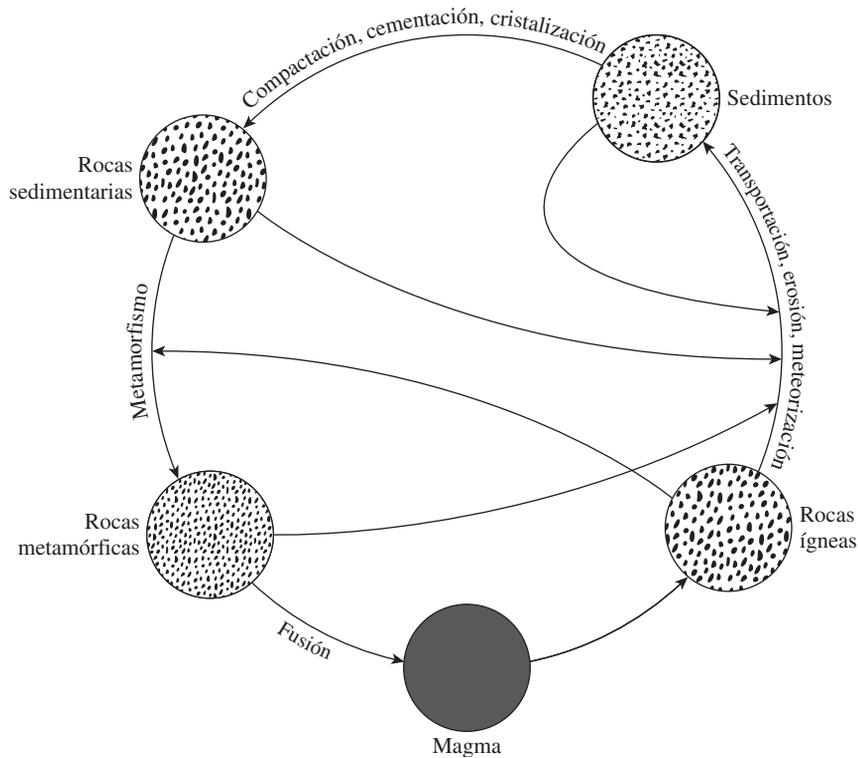


Figura 2.1 Ciclo de las rocas

lidad bajo la superficie terrestre y se enfría para formar rocas ígneas intrusivas que se llaman *plutónicas*. Las rocas intrusivas formadas en el pasado pueden estar expuestas en la superficie como resultado del proceso continuo de la erosión de los materiales que las cubrían.

Los tipos de rocas ígneas formadas por el enfriamiento del magma dependen de factores tales como la composición del magma y la velocidad de enfriamiento asociado con él. Después de realizar varios ensayos de laboratorio, Bowen (1922) fue capaz de explicar la relación de la tasa de enfriamiento del magma con la formación de diferentes tipos de roca. Esta explicación, conocida como *la serie de reacción de Bowen*, describe la secuencia por la cual se forman nuevos minerales a medida que se enfría el magma. Los cristales de minerales crecen más grandes y algunos de ellos se asientan. Los cristales que permanecen en suspensión reaccionan con el material fundido restante para formar un nuevo mineral a una temperatura inferior. Este proceso continúa hasta que se solidifica el cuerpo entero del material fundido. Bowen clasificó estas reacciones en dos grupos: (1) *la serie de reacción discontinua ferromagnésiana*, en la que los minerales formados son diferentes en su composición química y estructura cristalina, y (2) *la serie de reacción continua plagioclasa feldespato*, en la que los minerales que se forman tienen diferentes composiciones químicas con estructuras cristalinas similares. La figura 2.2 muestra la serie de reacción de Bowen. La composición química de los minerales se da en la tabla 2.1.

Por lo tanto, dependiendo de las proporciones de minerales disponibles se forman diferentes tipos de roca ígnea. Granito, gabro y basalto son algunos de los tipos comunes de roca

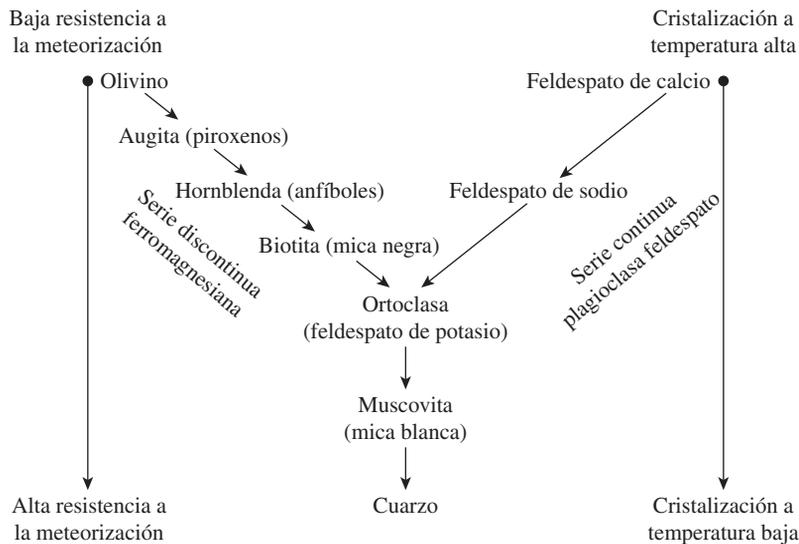


Figura 2.2 Series de reacción de Bowen

ígnea que se encuentran generalmente en el campo. La tabla 2.2 muestra la composición general de las rocas ígneas.

Meteorización

La *meteorización* o *intemperismo* es el proceso de descomposición de las rocas por *procesos mecánicos* y *químicos* en fragmentos más pequeños. La meteorización mecánica puede ser causada por la expansión y contracción de las rocas a partir de la ganancia y la pérdida continua de calor, que da lugar a la desintegración final. Con frecuencia el agua se filtra en los poros y fisuras existentes en las rocas. A medida que la temperatura desciende, el agua se congela y se expande. La presión ejercida por el hielo debido a la expansión de volumen es lo suficientemente fuerte como para romper incluso rocas de gran tamaño. Otros agentes físicos que ayudan a desintegrar las rocas son los glaciares (de hielo), el viento, el agua de los arroyos y ríos, y las olas del mar. Es importante darse cuenta que, en la meteorización mecánica, rocas grandes se descomponen en partes más pequeñas sin ningún cambio en la composición química. La figura 2.3

Tabla 2.1 Composición de los minerales mostrados en la serie de reacciones de Bowen

Mineral	Composición					
Olivino	$(Mg, Fe)_2SiO_4$					
Augita	$Ca, Na(Mg, Fe, Al)(Al, Si_2O_6)$					
Hornblenda	Silicato ferromagnesiano complejo de Ca, Na, Mg, Ti, y Al					
Biotita (mica negra)	$K(Mg, Fe)_3AlSi_3O_{10}(OH)_2$					
Plagioclasa	<table border="0"> <tr> <td rowspan="2" style="font-size: 2em; vertical-align: middle;">{</td> <td>feldespato de calcio</td> <td>$Ca(Al_2Si_2O_8)$</td> </tr> <tr> <td>feldespato de sodio</td> <td>$Na(AlSi_3O_8)$</td> </tr> </table>	{	feldespato de calcio	$Ca(Al_2Si_2O_8)$	feldespato de sodio	$Na(AlSi_3O_8)$
{	feldespato de calcio		$Ca(Al_2Si_2O_8)$			
	feldespato de sodio	$Na(AlSi_3O_8)$				
Ortoclasa (feldespato de potasio)	$K(AlSi_3O_8)$					
Muscovita (mica blanca)	$KAl_3Si_3O_{10}(OH)_2$					
Cuarzo	SiO_2					

Tabla 2.2 Composición de algunas rocas ígneas

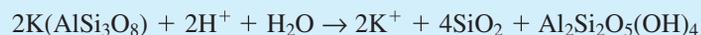
Nombre de la roca	Modo de ocurrencia	Textura	Minerales abundantes	Minerales menos abundantes
Granito	Intrusivo	Gruesa	Cuarzo, feldespato de sodio, feldespato de potasio	Biotita, muscovita, hornblenda
Riolita	Extrusivo	Fina		
Gabro	Intrusivo	Gruesa	Plagioclasa, piroxinos, olivino	Hornblenda, biotita, magnetita
Basalto	Extrusivo	Fina		
Diorita	Intrusivo	Gruesa	Plagioclasa, hornblenda	Biotita, piroxenos (cuarzo generalmente ausente)
Andesita	Extrusivo	Fina		
Sienita	Intrusivo	Gruesa	Feldespato de potasio	Feldespato de sodio, biotita, hornblenda
Traquita	Extrusivo	Fina		
Peridotita	Intrusivo	Gruesa	Olivino, piroxenos	Óxidos de hierro

muestra un ejemplo de la meteorización mecánica debido a las olas del mar y el viento en Yehliu, Taiwán. Esta área se encuentra en un largo y estrecho cabo de mar en el lado noroeste de Keelung, a unos 15 kilómetros de la costa norte de Chin Shan y Wanli.

En la meteorización química, los minerales de la roca originales se transforman en nuevos minerales por reacción química. El agua y el dióxido de carbono de la atmósfera forman ácido carbónico, que reacciona con los minerales de la roca existentes para formar nuevos minerales y sales solubles. Las sales solubles presentes en el agua subterránea y ácidos orgánicos formados a partir de materia orgánica descompuesta también causan desgaste químico. Un ejemplo de la erosión química de la ortoclasa para formar minerales de arcilla, sílice y carbonato de potasio soluble es el siguiente:



Ácido carbónico



Ortoclasa

Sílice

Caolinita
(mineral de greda)

La mayoría de los iones de potasio liberados se dejan llevar en solución como carbonato de potasio y es absorbido por las plantas.



Figura 2.3 Erosión mecánica debida al oleaje marino y al viento en Yehliu, Taiwán (Cortesía de Braja M. Das, Henderson Arizona)

La meteorización química de feldespatos plagioclasa es similar a la de la ortoclasa en que se producen minerales de arcilla, sílice y diferentes sales solubles. Los minerales ferromagnesianos forman también los productos de descomposición de minerales de arcilla, sílice y sales solubles. Además, el hierro y el magnesio en minerales ferromagnesianos resultan en otros productos tales como hematita y limonita. El cuarzo es altamente resistente a la intemperie y sólo ligeramente soluble en agua. La figura 2.2 muestra la susceptibilidad de las rocas metamórficas a la intemperie. Los minerales formados a temperaturas más altas en la serie de reacción de Bowen son menos resistentes a la intemperie que los formados a temperaturas más bajas.

El proceso de meteorización no se limita a las rocas ígneas. Como se muestra en el ciclo de las rocas (figura 2.1), las rocas sedimentarias y metamórficas también se meteorizan de una manera similar.

Por lo tanto, a partir de la breve discusión anterior podemos ver cómo el proceso de meteorización cambia macizos rocosos sólidos en fragmentos más pequeños de diferentes tamaños que pueden ir desde los cantos rodados grandes a muy pequeñas partículas de arcilla. Los agregados no cementados de estos pequeños granos en diversas proporciones forman diferentes tipos de suelo. Los minerales de arcilla, que son un producto de la meteorización química de los feldespatos, ferromagnesianos y micas, dan la propiedad plástica para suelos. Hay tres minerales de arcilla importantes: (1) *caolinita*, (2) *ilita* y (3) *montmorilonita*. (Se discuten estos minerales arcillosos más adelante en este capítulo.)

Transporte de productos de la meteorización

Los productos de la meteorización pueden permanecer en el mismo lugar o pueden ser movidos a otros lugares por el hielo, el agua, el viento y la gravedad.

Los suelos formados por los productos en su lugar de origen son llamados *suelos residuales*. Una característica importante del suelo residual es la gradación del tamaño de partícula. Los suelos de grano fino se encuentran en la superficie y el tamaño de grano aumenta con la profundidad. A mayores profundidades, también se pueden encontrar fragmentos de rocas angulares.

Los suelos transportados se pueden clasificar en varios grupos, dependiendo de su modo de transporte y deposición:

1. *Suelos glaciales*, formados por el transporte y la deposición de los glaciares
2. *Suelos aluviales*, transportados por corrientes de agua y depositados a lo largo de los arroyos
3. *Suelos lacustres*, formados por deposición en los lagos
4. *Suelos marinos*, formados por deposición en los mares
5. *Suelos eólicos*, transportados y depositados por el viento

Rocas sedimentarias

Los depósitos de grava, arena, limo y arcilla formados por meteorización pueden ser compactados por presión de sobrecarga y cimentada por agentes como el óxido de hierro, calcita, dolomita y cuarzo. Agentes cementantes son transportados generalmente en solución por el agua subterránea. Llenan los espacios entre las partículas y forman rocas sedimentarias. Las rocas formadas de esta manera se llaman *rocas sedimentarias detríticas*.

Todas las rocas detríticas tienen una textura *clástica*. Los siguientes son algunos ejemplos de rocas detríticas con textura clástica.

Tamaño de partícula	Roca sedimentaria
Granular o grande (tamaño de grano 2 mm-4 mm o más)	Conglomerado
Arena	Arenisca
Limo y arcilla	Lutita y limolita

En el caso de los conglomerados, si las partículas son más angulares, la roca se llama *brecha*. En roca arenisca, los tamaños de partícula pueden variar entre 1/16 mm y 2 mm. Cuando los granos de roca arenisca son prácticamente todos de cuarzo, la roca se conoce como *cuarzoarenisca*. En la lutita y la lodolita, el tamaño de las partículas es por lo general menor de 1/16 mm. La limolita tiene un aspecto de bloque, mientras que, en el caso de la lutita, la piedra se divide en bloques laminares.

La roca sedimentaria también puede ser formada por procesos químicos. Las rocas de este tipo son clasificadas como *producto químico de rocas sedimentarias*. Estas rocas pueden tener textura *clástica* o *no clástica*. Los siguientes son algunos ejemplos de rocas sedimentarias químicas.

Composición	Roca
Calcita (CaCO ₃)	Caliza
Halita (NaCl)	Sal de roca
Dolomita [CaMg(CO ₃)]	Dolomita
Yeso (CaSO ₄ · 2H ₂ O)	Yeso

La roca caliza está formada principalmente de carbonato de calcio depositado ya sea por organismos o mediante un proceso inorgánico. La mayoría de las calizas tienen una textura clástica;

sin embargo, también se encuentran comúnmente texturas no clásicas. La tiza es una roca sedimentaria hecha en parte de calcita de origen bioquímico, que son fragmentos óseos de animales y plantas microscópicos. La dolomita se forma ya sea por deposición química de los carbonatos mixtos o por la reacción de magnesio en agua con piedra caliza. El yeso y la anhidrita resultan de la precipitación de CaSO_4 soluble debido a la evaporación de agua del océano. Las rocas que pertenecen a esta clase generalmente se les refiere como *evaporitas*. La sal de roca (NaCl) es otro ejemplo de una evaporita que se origina a partir de los depósitos de sal del agua de mar.

La roca sedimentaria puede someterse a la meteorización para formar sedimentos o puede ser sometido al proceso de *metamorfismo* para convertirse en roca metamórfica.

Rocas metamórficas

El *metamorfismo* es el proceso de cambiar la composición y la textura de las rocas (sin fusión) mediante calor y presión. Durante el metamorfismo se forman nuevos minerales y los granos minerales son sometidos a esfuerzos para dar una textura foliada de roca metamórfica. El gneis es una roca metamórfica derivada de metamorfismo regional de alto grado de las rocas ígneas, como el granito, el gabro y la diorita. El metamorfismo de bajo grado de lutitas resulta en pizarra. Los minerales de arcilla en el esquisto se convierten en clorita y mica por el calor, por lo que la pizarra se compone principalmente de escamas de mica y clorita. La filita es una roca metamórfica que se deriva de lutita con más metamorfismo, siendo sometida a calor de más de 250 a 300°C. El esquisto es un tipo de roca metamórfica derivada de varias rocas metamórficas, ígneas, sedimentarias y de baja calidad, con una textura bien foliada y escamas visibles de láminas y minerales micáceos. Así, la roca metamórfica generalmente contiene grandes cantidades de cuarzo y feldespato.

El mármol se forma a partir de calcita y dolomita por recristalización. Los granos minerales de mármol son más grandes que los presentes en la roca original. Los mármoles verdes están coloreados por hornblenda, serpentina o talco. Los mármoles negros contienen material bituminoso y los mármoles marrones contienen óxido de hierro y limonita. La cuarcita es una roca metamórfica formada por areniscas ricas en cuarzo. El sílice entra en los espacios vacíos entre los granos de cuarzo y arena actuando como agente de cementación. La cuarcita es una de las rocas más duras. Bajo el calor y la presión extrema las rocas metamórficas pueden fundirse para formar el magma y el ciclo se repite.

2.3 Depósitos de suelo en general

En la sección anterior hemos discutido brevemente el proceso sedimentario de las rocas y de la formación de los suelos. Después de la meteorización el suelo formado puede permanecer en el lugar (suelo residual) o ser transportado por agentes naturales como los glaciares, el agua, las corrientes y las corrientes de aire. Además de los suelos transportados y residuales, hay *turbas* y *suelos orgánicos* que se derivan de la descomposición de los materiales orgánicos.

Una visión general de los distintos tipos de suelos descritos anteriormente se indica en los puntos 2.4 al 2.10.

2.4 Suelos residuales

Los suelos residuales se encuentran en zonas donde la tasa de meteorización es mayor que la velocidad a la que los materiales intemperizados son llevados lejos por los agentes de transporte. La tasa de meteorización es mayor en las regiones cálidas y húmedas en comparación con las regiones más frías y más secas y, dependiendo de las condiciones climáticas, el efecto de la intemperie puede variar ampliamente.

Depósitos de suelos residuales son comunes en los trópicos. La naturaleza de un depósito de suelo residual por lo general depende de la roca madre. Cuando las rocas madre, como el granito y gneis, se someten a la intemperie, la mayoría de los materiales son propensos a permanecer en su lugar. Estos depósitos de suelo suelen tener una capa superior de material arcilloso o limoso. Estas capas, a su vez, están generalmente sustentadas por una roca parcialmente intemperizada y luego por la roca madre. La profundidad de esta roca puede variar ampliamente, incluso dentro de una distancia de unos pocos metros.

En contraste con las rocas detríticas, hay algunas rocas químicas, como la roca caliza, que se compone principalmente del mineral calcita (CaCO_3). La tiza y la dolomita tienen grandes concentraciones de dolomita [$\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$]. Estas rocas tienen grandes cantidades de materiales solubles, algunos de los cuales son removidos por las aguas subterráneas, dejando atrás la fracción insoluble de la roca. Los suelos residuales que se derivan de rocas químicas no poseen una zona de transición gradual a la roca madre. Los suelos residuales derivados de la intemperización de la roca caliza son en su mayoría de color rojo. Aunque uniforme en tipo, la profundidad de la intemperización puede variar en gran medida. Los suelos residuales inmediatamente por encima de la base pueden ser normalmente consolidados. Grandes cimentaciones con cargas pesadas pueden ser susceptibles a grandes asentamientos de consolidación en estos suelos.

2.5 Depósitos transportados por gravedad

Los suelos residuales en una pendiente natural pronunciada se mueven lentamente hacia abajo, lo que se conoce generalmente como *fluencia*. Cuando el movimiento descendente del suelo es repentino y rápido, se le llama *deslizamiento de tierra*. Los depósitos de suelo formados por deslizamientos de tierra son *coluviales*. Los *flujos de lodo* son un tipo de suelo transportado por gravedad. En este caso los suelos residuales arenosos sueltos altamente saturados, en pendientes relativamente planas se mueven hacia abajo como un líquido viscoso y vienen a descansar en una condición más densa. Los depósitos de suelo derivados de flujos de lodo son muy heterogéneos en su composición.

2.6 Depósitos aluviales

Los depósitos de suelos aluviales se derivan de la acción de los arroyos y ríos, y se pueden dividir en dos categorías principales: (1) *depósitos en secuencias trenzadas* y (2) depósitos causados por el *cinturón de meandros de los ríos*.

Depósitos por corrientes fluviales

Las corrientes trenzadas son de alto gradiente, fluyen rápidamente, son altamente erosivas y llevan grandes cantidades de sedimento. Debido a la alta carga de fondo, un cambio menor en la velocidad del flujo hará que los sedimentos se depositen. Mediante este proceso estas corrientes pueden construir una maraña compleja de canales convergentes y divergentes separados por bancos de arena e islas.

Los depósitos formados a partir de corrientes fluviales son muy irregulares en la estratificación y tienen una amplia gama de tamaños de grano. La figura 2.4 muestra una sección transversal de dicho depósito. Estos depósitos presentan varias características:

1. Los tamaños de grano por lo general van de grava a limo. Partículas de tamaño de arcilla generalmente *no* se encuentran en depósitos de corrientes fluviales.
2. Aunque el tamaño de grano varía ampliamente, el suelo en una bolsa o lente dada es bastante uniforme.
3. A cualquier profundidad dada la relación de vacío y peso de la unidad puede variar en un amplio intervalo dentro de una distancia lateral de sólo unos pocos metros.

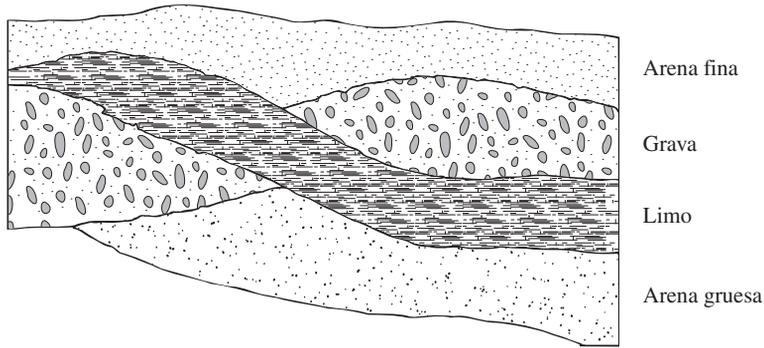


Figura 2.4 Sección transversal de un depósito de corrientes fluviales

Depósitos de canal

El término *meandro* se deriva del trabajo griego *maiandros*, después del Río Maiandros (ahora Menderes) en Asia, famoso por su curso sinuoso. Las corrientes maduras curvean el valle. El fondo del valle en el que un río serpentea se conoce como *meandro*. En un río serpenteante, el suelo de la orilla se erosiona continuamente en los puntos del banco que son de forma cóncava y se deposita en los puntos donde el banco es de forma convexa, como se muestra en la figura 2.5. Estos depósitos se denominan *depósitos de barras de punta*, y por lo general son de arena y partículas de sedimento de tamaño de limo. A veces, durante el proceso de erosión y deposición, el río abandona un meandro y corta una ruta más corta. El meandro abandonado cuando se llena de agua se denomina *cocha o lago de meandro*. (Ver figura 2.5.)

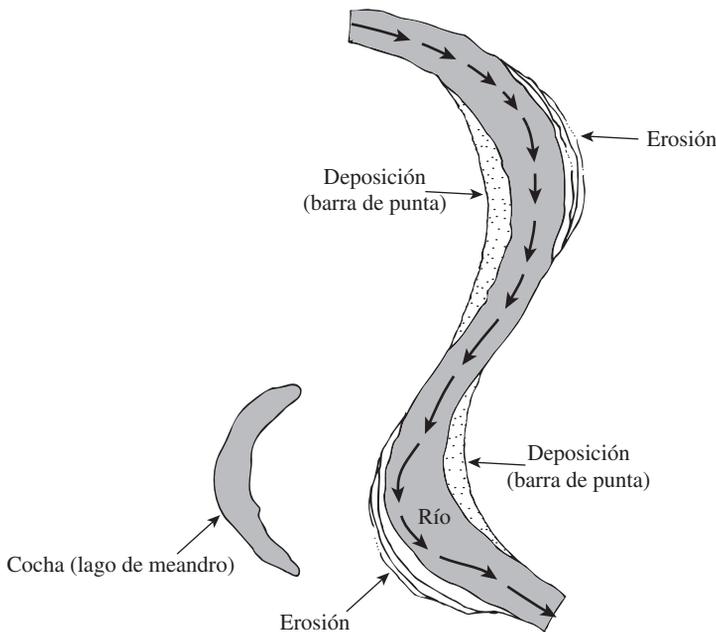


Figura 2.5 Formación de depósitos de punta y de una cocha en una corriente de meandro

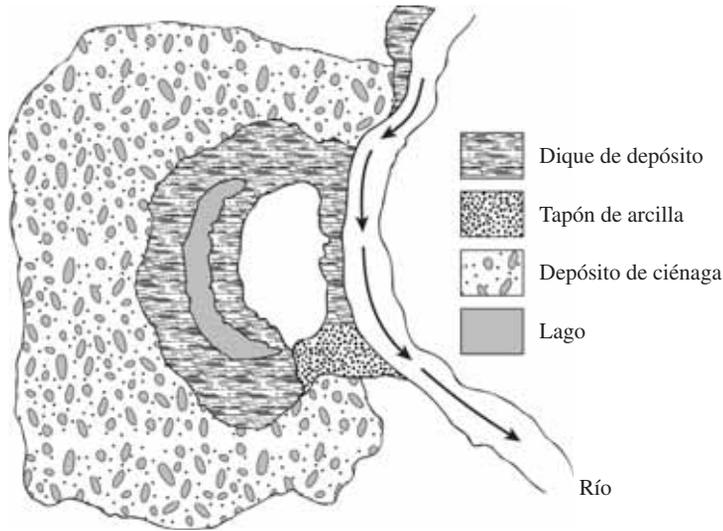


Figura 2.6 Dique y depósito de ciénaga

Durante las inundaciones los ríos desbordados llenan las zonas bajas. Las partículas de tamaño de arena y limo transportadas por el río se depositan en las orillas para formar cordilleras conocidas como *diques naturales* (figura 2.6). Las partículas de suelo más finas que consisten en limos y arcillas son transportadas por el agua más lejos en las llanuras de inundación. Estas partículas se depositan a diferentes tasas para formar *depósitos de ciénagas* (figura 2.6), a menudo de arcillas muy plásticas.

2.7 Depósitos lacustres

El agua de los ríos y manantiales fluye hacia los lagos. En las regiones áridas las corrientes llevan grandes cantidades de sólidos en suspensión. Cuando la corriente entra en el lago las partículas granulares se depositan en la zona formando un delta. Algunas partículas más gruesas y las partículas más finas, es decir, limo y arcilla, son llevadas al lago y se depositan en el fondo en capas alternas de partículas de grano fino y de grano grueso. Los deltas que se forman en regiones húmedas suelen tener más depósitos de grano fino en comparación con los de las regiones áridas.

2.8 Depósitos glaciares

Durante la Edad de Hielo del Pleistoceno los glaciares cubrían grandes extensiones de la Tierra. Los glaciares avanzaron y se retiraron con el tiempo. Durante su avance se llevaron grandes cantidades de arena, limo, arcilla, grava y cantos rodados. *Drift* es un término general que normalmente se aplica a los depósitos establecidos por los glaciares. Los depósitos estratificados establecidos por el derretimiento de glaciares se denominan *till*. Las características físicas de un till pueden variar de un glaciar a otro.

Los accidentes geográficos que se desarrollaron a partir de los depósitos de till son llamados *morrenas*. Una *morrena terminal* (figura 2.7) es una cadena de tills que marca el límite máximo del avance de un glaciar. Las *morrenas recesivas* son cadenas de tills desarrolladas

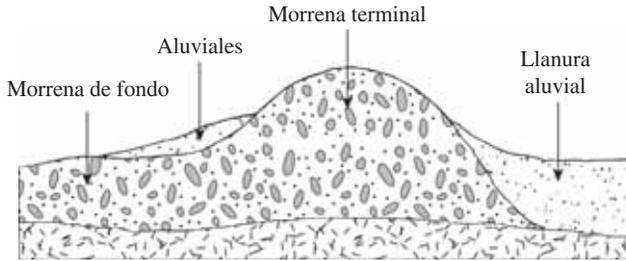


Figura 2.7 Morrena terminal, morrena de fondo y llanura aluvial.

detrás de la morrena terminal con diferentes distancias de separación. Son el resultado de la estabilización temporal del glaciar durante el periodo de recesión. El till depositado por el glaciar entre las morrenas se conoce como *morrena de fondo* (figura 2.7). Las morrenas de fondo constituyen grandes zonas del centro de Estados Unidos y se llaman *planicies de tills*.

La arena, limo y grava que son transportados por el glaciar se llaman *aluviales*. En un patrón similar al de los depósitos de corrientes fluviales, el agua derretida deposita el aluvial, formando *llanuras aluviales* (figura 2.7), también llamadas *depósitos glaciofluviales*. El rango de tamaños de grano que se presenta en un cajón determinado varía en gran medida.

2.9 Depósitos de suelo eólicos

El viento es también un agente de erosión importante que conduce a la formación de depósitos de suelo. Cuando grandes extensiones de arena se encuentran expuestas, el viento puede arrastrar la arena a gran distancia y volver a depositarla en otro lugar. Los depósitos de arena arrastrada por el viento por lo general toman la forma de *dunas* (figura 2.8). La figura 2.9 muestra algunas dunas de arena en el desierto del Sahara en Egipto. A medida que se forman las dunas, la arena es arrastrada por el viento sobre la cresta. Más allá de la cresta las partículas de arena ruedan por la pendiente. El proceso tiende a formar un *depósito compacto* de arena en el *lado de barlovento*, y un *depósito suelto* en el *lado de sotavento* de la duna. A continuación se presentan algunas de las propiedades típicas de la *duna de arena*:

1. La granulometría de la arena en un lugar en particular es sorprendentemente uniforme. Esta uniformidad se puede atribuir a la acción de clasificación del viento.
2. El tamaño de grano en general disminuye con la distancia desde la fuente, debido a que el viento lleva las pequeñas partículas más lejos que las grandes.
3. La densidad relativa de la arena depositada en el lado de barlovento de las dunas puede ser tan alta como 50 a 65%, disminuyendo aproximadamente de 0 a 15% en el lado de sotavento.

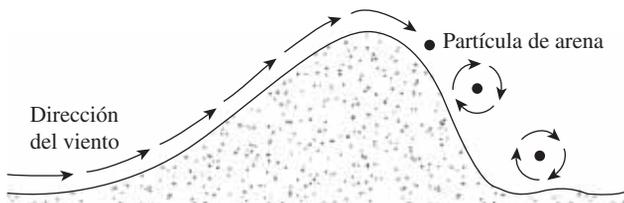


Figura 2.8 Duna de arena



Figura 2.9 Dunas de arena en el Desierto de Sahara en Egipto (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

El *loess* es un depósito eólico que consta de limo. La distribución de tamaño de grano de loess es bastante uniforme y la cohesión se deriva generalmente de un revestimiento de arcilla sobre las partículas de sedimento de tamaño de limo, lo que contribuye a una estructura estable del suelo en un estado insaturado. La cohesión también puede ser el resultado de la precipitación de los productos químicos lixiviados por el agua de lluvia. El loess es un depósito *deleznable*, ya que cuando se satura pierde su fuerza de unión entre las partículas. Se deben tomar precauciones especiales para la construcción de cimientos sobre los depósitos loésicos.

La ceniza volcánica (con tamaños de grano de entre 0.25 y 4 mm) y el polvo volcánico (con tamaños de grano inferior a 0.25 mm) pueden ser clasificados como suelo transportado por el viento. La ceniza volcánica es una arena ligera o grava arenosa. La descomposición de las cenizas volcánicas resulta en arcillas altamente plásticas y compresibles.

2.10 Suelo orgánico

Los suelos orgánicos se encuentran generalmente en zonas bajas donde el nivel freático está cerca o por encima de la superficie del suelo. La presencia de un alto nivel freático ayuda en el crecimiento de las plantas acuáticas que, al descomponerse, forman el suelo orgánico. Este tipo de depósito generalmente se encuentra en las zonas costeras y en las regiones glaciares. Los suelos orgánicos muestran las siguientes características:

1. Su contenido de humedad natural puede variar de 200 a 300%.
2. Son altamente compresibles.
3. Las pruebas de laboratorio han demostrado que, bajo cargas, se derivan grandes asentamientos a partir de la consolidación secundaria.

2.11 Tamaño de partícula de suelo

Independientemente de su origen, los tamaños de partículas que conforman el suelo pueden variar en un amplio intervalo. Los suelos son generalmente llamados *grava*, *arena*, *limo* o *arcilla*, dependiendo del tamaño predominante de las partículas dentro del suelo. Para describir los suelos por su tamaño de partícula, varias organizaciones han desarrollado *límites de separación de tamaño de suelo*. La tabla 2.3 muestra los límites de separación de tamaño de suelo desarrollados por el Instituto de Tecnología de Massachusetts, el Departamento de Agricultura de E.U., la Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales del Transporte, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de E.U. y la Oficina de Reclamación de E.U. En esta tabla el sistema del MIT se presenta sólo a modo de ejemplo, ya que juega un papel importante en la historia del desarrollo de los límites de separación de tamaño de suelo. Sin embargo, en la actualidad el Sistema Unificado es casi universalmente aceptado y ha sido adoptado por la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales.

Las *gravas* son fragmentos de rocas con partículas ocasionales de cuarzo, feldespato y otros minerales.

En las partículas de *arena* predominan el cuarzo y el feldespato. A veces también pueden estar presentes granos de otros minerales.

Los *limos* son las fracciones microscópicas del suelo que consisten en fragmentos de cuarzo muy finos y algunas partículas en forma laminar que son fragmentos de minerales micáceos.

Las *arcillas* son en su mayoría partículas en forma de láminas microscópicas y submicroscópicas de mica, minerales de arcilla y otros minerales. Como se muestra en la tabla 2.3, las arcillas se definen generalmente como partículas menores de 0.002 mm. En algunos casos las partículas de tamaño entre 0.002 y 0.005 mm también. Las partículas se clasifican como *arcilla* sobre la base de su tamaño, ya que no pueden contener necesariamente minerales de arcilla. Las arcillas se definen como aquellas partículas “que desarrollan plasticidad cuando se mezclan con una cantidad limitada de agua” (Grim, 1953). (La plasticidad es la propiedad de las arcillas, parecida a la masilla, cuando

Tabla 2.3 Límites de separación de tamaño de suelo

Nombre de la organización	Tamaño de grano (mm)			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Instituto de Tecnología de Massachusetts (MIT)	>2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	<0.002
Departamento de Agricultura de E.U. (USDA)	>2	2 a 0.05	0.05 a 0.002	<0.002
Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales del Transporte (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	<0.002
Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Cuerpo de Ingenieros del Ejército de E.U., Oficina de Reclamación de E.U., Sociedad Americana para Pruebas y Materiales)	76.2 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (p.ej., limos y arcillas) <0.075	

contienen una cierta cantidad de agua.) Suelos no arcillosos pueden contener partículas de cuarzo, feldespato, mica o son lo suficientemente pequeños como para estar dentro de la clasificación de tamaño de arcilla. Por lo tanto, esto es apropiado para partículas de suelo más pequeñas que 2μ o de 5μ , como se ha definido bajo diferentes sistemas, a las que se llamará partículas de tamaño de arcilla en lugar de arcilla. Las partículas de arcilla son en la mayoría de su intervalo de tamaño coloidal ($< 1\mu$), y 2μ parece ser el límite superior.

2.12 Minerales de arcilla

Los minerales de arcilla son silicatos de aluminio complejos compuestos de una de las dos unidades básicas: (1) *sílice tetraédrico* y (2) *aluminio octaédrico*. Cada unidad del tetraedro consiste de cuatro átomos de oxígeno que rodean un átomo de silicio (figura 2.10a). La combinación de unidades tetraédricas de sílice da una *lámina de sílice* (figura 2.10b). Tres átomos de oxígeno en la base de cada tetraedro son compartidos por tetraedros en la vecindad. Las unidades octaédricas consisten en seis hidroxilos rodeando un átomo de aluminio (figura 2.10c), y la combinación de las unidades hidroxilo de aluminio octaédricas da una *capa octaédrica*. (Esto también se llama una *lámina de gibsita*, figura 2.10d.) A veces el magnesio sustituye a los átomos de aluminio en las unidades octaédricas, en cuyo caso la capa octaédrica se llama *lámina de brucita*.

En una lámina de sílice, cada átomo de silicio con una valencia positiva de 4 está ligado a cuatro átomos de oxígeno, con una valencia negativa total de 8. Sin embargo, cada átomo de oxígeno en la base del tetraedro está vinculado a dos átomos de silicio. Esto significa que el átomo de oxígeno en la parte superior de cada unidad tetraédrica tiene una valencia negativa de 1 para ser contrarrestado. Cuando la lámina de sílice se apila sobre la lámina octaédrica, como se muestra en la figura 2.10e, estos átomos de oxígeno remplazan los hidroxilos para satisfacer sus enlaces de valencia.

La *caolinita* consiste de capas repetidas de láminas de sílice-gibbsita elementales, como se muestra en la figura 2.11a. Cada capa es de aproximadamente 7.2 \AA de espesor. Las capas se mantienen unidas por enlaces de hidrógeno. La caolinita se produce como plaquetas, cada una con una dimensión lateral de 1000 a $20\,000 \text{ \AA}$ y un espesor de 100 a 1000 \AA . El área de la superficie de las partículas de caolinita por unidad de masa es de aproximadamente $15 \text{ m}^2/\text{g}$. El área de superficie por unidad de masa se define como *superficie específica*.

La *ilita* consiste de una lámina de gibsita unida a dos láminas de sílice, una en la parte superior y otra en la parte inferior (figura 2.11b). A veces se llama *arcilla micácea*. Las capas de ilita están unidas entre sí por iones de potasio. La carga negativa para equilibrar los iones de potasio proviene de la sustitución de aluminio por alguno de silicio en las láminas tetraédricas. La sustitución de un elemento por otro sin ningún cambio en la forma cristalina se conoce como *sustitución isomorfa*. Las partículas de ilita tienen generalmente dimensiones laterales que van de 1000 a 5000 \AA , y espesores de 50 a 500 \AA . La superficie específica de las partículas es de aproximadamente $80 \text{ m}^2/\text{g}$.

La *montmorillonita* tiene una estructura similar a la de la ilita, es decir, una lámina de gibsita intercalada entre dos láminas de sílice (figura 2.11c). En la montmorillonita existe sustitución isomorfa de magnesio y hierro para el aluminio en las láminas octaédricas. Aquí no están presentes los iones de potasio, como en el caso de la ilita, y una gran cantidad de agua es atraída al espacio entre las capas. Las partículas de montmorillonita tienen dimensiones laterales de 1000 a 5000 \AA y espesores de 10 a 50 \AA . La superficie específica es de aproximadamente $800 \text{ m}^2/\text{g}$. La figura 2.12 es una micrografía electrónica de barrido que muestra el tejido de la montmorillonita.

Además de la caolinita, ilita y montmorillgibbsiteonita, otros minerales comunes de la arcilla que se encuentran generalmente son clorita, haloisita, vermiculita y atapulgita.

Las partículas de arcilla tienen una carga neta negativa en sus superficies. Éste es el resultado de la sustitución isomorfa y de una ruptura en la continuidad de la estructura en sus bordes.

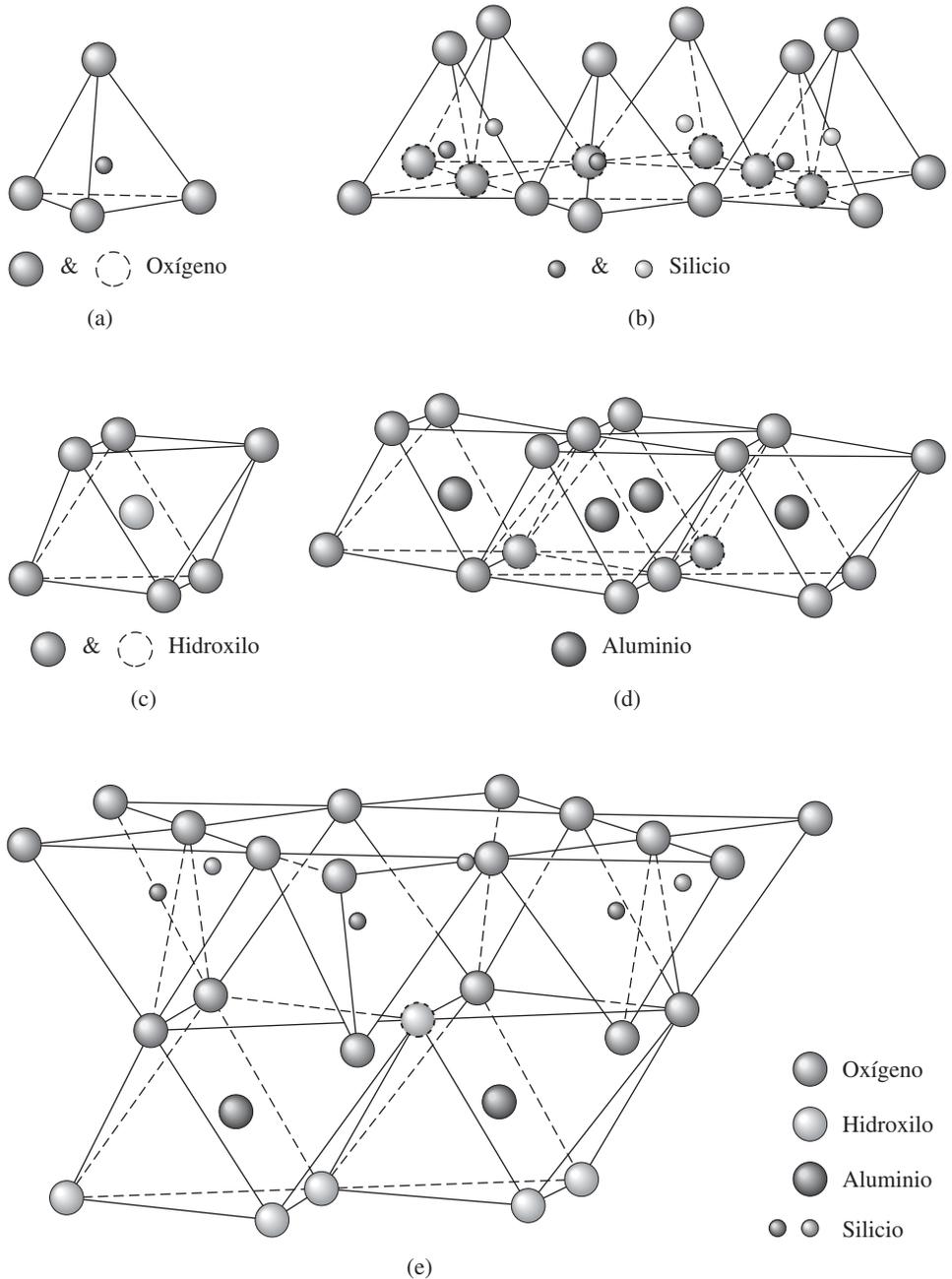


Figura 2.10 (a) Sílice tetraédrico, (b) lámina de sílice, (c) lámina de aluminio octaédrico, (d) lámina octaédrica (gibbsita), (e) lámina de sílice gibbsita elemental (después de Grim, 1959) (de Grim, “Physico-Chemical Properties of Soils: Clay Minerals”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 85, No. SM2, 1959, pp. 1–17. Con el permiso de ASCE)

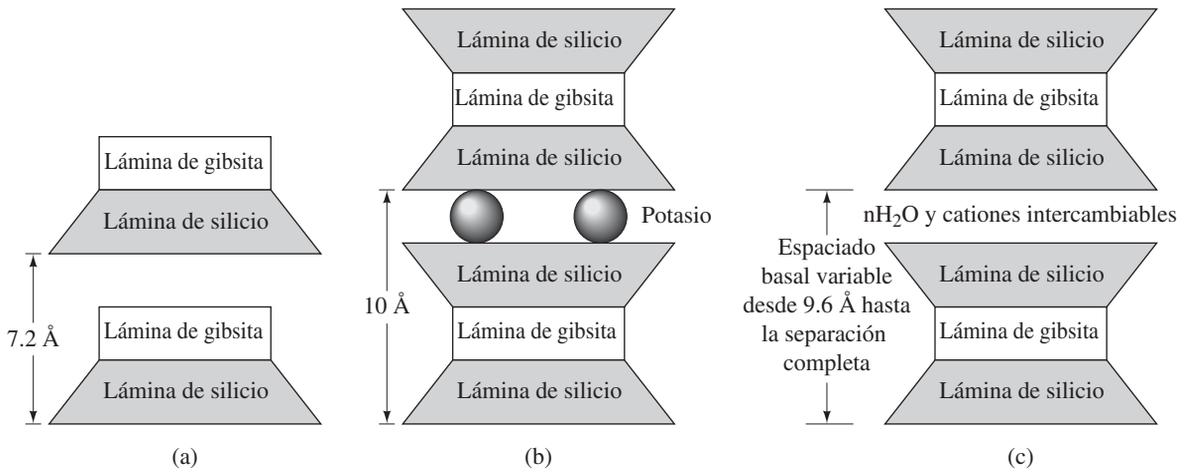


Figura 2.11 Diagrama de las estructuras de (a) caolinita; (b) illita; (c) montmorillonita.

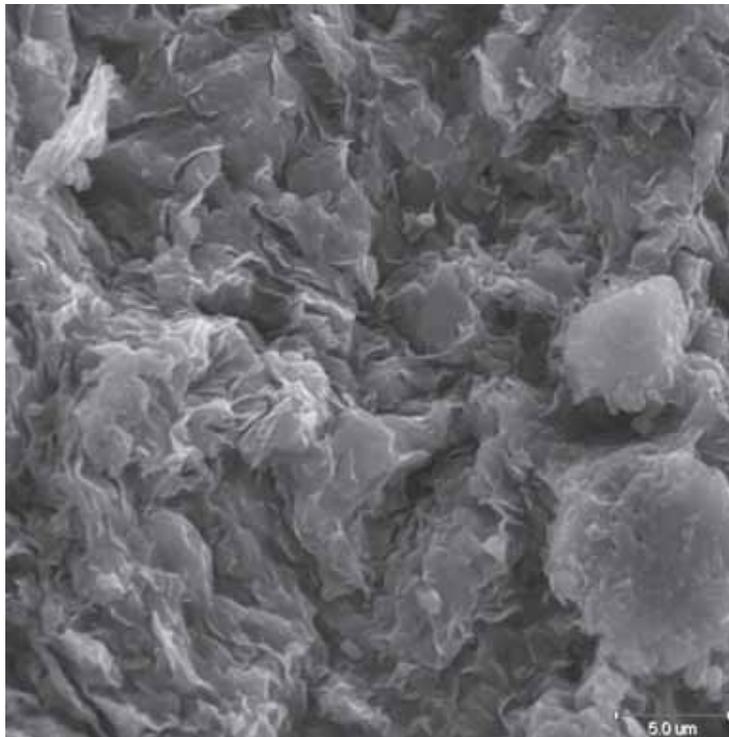


Figura 2.12 Micrografía electrónica de barrido que muestra el tejido de la montmorillonita (Cortesía de David J. White, Iowa State University, Ames, Iowa)

Grandes cargas negativas se derivan de superficies específicas mayores. También se producen algunos sitios cargados positivamente en los bordes de las partículas. Una lista para el inverso de la densidad media de la superficie de la carga negativa en la superficie de algunos minerales de arcilla (Yong y Warkentin, 1966) es la siguiente:

Mineral de arcilla	Inverso de la densidad media superficial de carga ($\text{Å}^2/\text{carga electrónica}$)
Caolinita	25
Arcilla micácea y clorita	50
Montmorillonita	100
Vermiculita	75

En arcilla seca la carga negativa se compensa con cationes intercambiables, como Ca^{++} , Mg^+ , Na^+ y K^+ , rodeando las partículas sostenidos por la atracción electrostática. Cuando se añade agua a la arcilla, estos cationes y un pequeño número de aniones flotan alrededor de las partículas de arcilla. Esto se conoce como *doble capa difusa* (figura 2.13a). La concentración de cationes disminuye con la distancia desde la superficie de la partícula (figura 2.13b).

Las moléculas de agua son polares. Los átomos de hidrógeno no están dispuestos de una manera simétrica alrededor de un átomo de oxígeno, sino que se producen en un ángulo de enlace de 105° . Como resultado de ello, una molécula de agua actúa como una pequeña varilla con una carga positiva en un extremo y una carga negativa en el otro, esto se conoce como un *dipolo*.

El agua dipolar es atraída por la superficie cargada negativamente de las partículas de arcilla y por los cationes en la capa doble. Los cationes, a su vez, son atraídos hacia las partículas del suelo. Un tercer mecanismo por el cual el agua es atraída por las partículas de arcilla es el *enlace de hidrógeno*, en el que los átomos de hidrógeno en las moléculas de agua son compartidos con los átomos de oxígeno en la superficie de la arcilla. Algunos cationes de los poros parcialmente hidratados en el agua también son atraídos a la superficie de las partículas de arcilla. Estos cationes atraen moléculas de agua dipolares. La fuerza de atracción entre el agua y la arcilla disminuye con la distancia desde la superficie de las partículas. Toda el agua que se unió a las partículas de arcilla por la fuerza de atracción se conoce como *agua de capa doble*. A la capa más interna del agua de

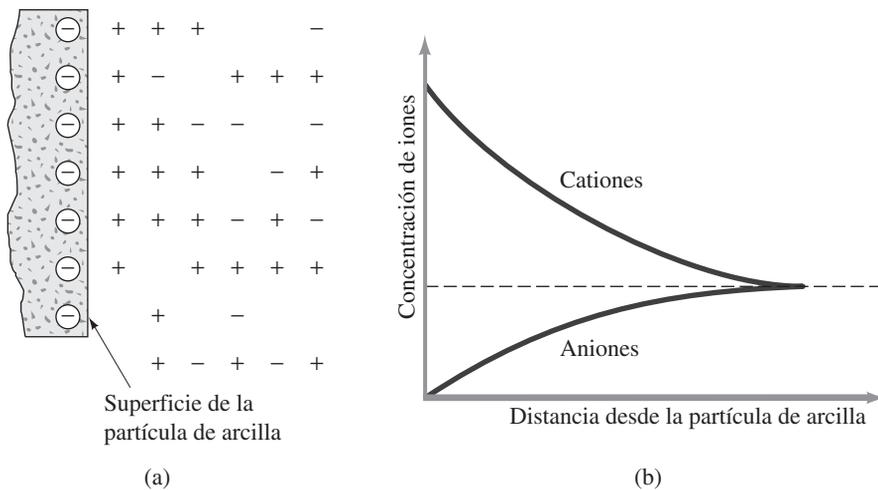


Figura 2.13 Capa doble difusa

Tabla 2.4 Gravedad específica de los minerales más importantes

Mineral	Gravedad específica, G_s
Cuarzo	2.65
Caolinita	2.6
Ilita	2.8
Montmorillonita	2.65–2.80
Haloisita	2.0–2.55
Feldespato de potasio	2.57
Feldespato de sodio y calcio	2.62–2.76
Clorita	2.6–2.9
Biotita	2.8–3.2
Muscovita	2.76–3.1
Hornblenda	3.0–3.47
Limonita	3.6–4.0
Olivino	3.27–3.37

capa doble, que está unida con mucha fuerza por la arcilla, se le conoce como *agua adsorbida*. Esta agua es más viscosa que el agua común. La orientación de agua alrededor de las partículas de arcilla da a los suelos arcillosos sus propiedades plásticas.

2.13 Gravedad específica (G_s)

La gravedad específica de los sólidos del suelo se utiliza en diversos cálculos en mecánica de suelos y se puede determinar con precisión en el laboratorio. La tabla 2.4 muestra la gravedad específica de algunos minerales comunes que se encuentran en los suelos. La mayoría de los minerales tienen una gravedad específica que cae dentro de un rango general de 2.6 a 2.9. El peso específico de los sólidos de arena, que está compuesta principalmente de cuarzo, se puede estimar en alrededor de 2.65 para suelos arcillosos y limosos, pudiendo variar desde 2.6 hasta 2.9.

2.14 Análisis mecánico de suelo

El *análisis mecánico* es la determinación de la gama de tamaños de partículas presentes en un suelo, expresados como un porcentaje del peso seco total (o masa). Generalmente se utilizan dos métodos para encontrar la distribución de tamaño de partícula de suelo: (1) *análisis de tamiz* para tamaños de partículas mayores de 0.075 mm de diámetro, y (2) *análisis de hidrómetro* para tamaños de partículas más pequeñas que 0.075 mm de diámetro. Los principios básicos del análisis de tamiz y el análisis de hidrómetro se describen a continuación.

Análisis de tamiz

El análisis de tamiz consiste en agitar la muestra de suelo a través de un conjunto de tamices que tienen aberturas más pequeñas progresivamente. Los números estándar de tamiz y los tamaños de las aberturas se dan en la tabla 2.5.

Los tamices utilizados para el análisis de suelos son generalmente de 203 mm de diámetro. Para llevar a cabo un análisis granulométrico, uno debe primero secar al horno el suelo y luego romper todos los grumos en pequeñas partículas. A continuación se agita el suelo a través de una

Tabla 2.5 Tamaños estándar de tamices

Tamiz núm.	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053



Figura 2.14 Conjunto de tamices para una prueba en el laboratorio (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

pila de tamices con aberturas de tamaño decreciente de arriba abajo (se coloca una charola por debajo de la pila). La figura 2.14 muestra un conjunto de tamices en un agitador utilizado para la realización de la prueba en el laboratorio. El tamiz de tamaño más pequeño que se debe utilizar para este tipo de prueba es el tamiz núm. 200. Después de agitar el suelo, se determina la masa de suelo retenido en cada tamiz. Cuando se analizan los suelos cohesivos, romper los terrones en partículas individuales puede ser difícil. En este caso el suelo se puede mezclar con agua para formar una suspensión y después lavarse a través de los tamices. Las porciones retenidas en cada tamiz se recogen por separado y se secan al horno antes de medir la cantidad recogida en cada tamiz.

Los siguientes son los pasos que sigue el procedimiento de cálculo para un análisis granulométrico:

1. A partir de la criba superior se determina la masa de suelo retenido en cada tamiz (es decir, M_1, M_2, \dots, M_n) y en la bandeja (es decir, M_p).
2. Se determina la masa total del suelo: $M_1 + M_2 + \dots + M_i + \dots + M_n + M_p = \Sigma M$.
3. Se suma la masa acumulada de suelo retenida por encima de cada tamiz. Esto es $M_1 + M_2 + \dots + M_i$.
4. La masa de suelo que pasa el tamiz i -ésimo es $\Sigma M - (M_1 + M_2 + \dots + M_i)$.
5. El porcentaje de suelo que pasa el tamiz i -ésimo (o *por ciento más fino*) es

$$F = \frac{\Sigma M - (M_1 + M_2 + \dots + M_i)}{\Sigma M} \times 100$$

Una vez que se calcula el por ciento más fino para cada tamiz (paso 5), los cálculos se representan en el papel de gráfico semilogarítmico (figura 2.15) con el por ciento más fino como la ordenada (escala aritmética) y el tamaño de la abertura del tamiz como la abscisa (escala logarítmica). Esta trama se conoce como *curva de distribución de tamaño de partícula*.

Análisis de hidrómetro

El análisis de hidrómetro se basa en el principio de la sedimentación de los granos del suelo en agua. Cuando una muestra de suelo se dispersa en agua, las partículas se depositan a diferentes

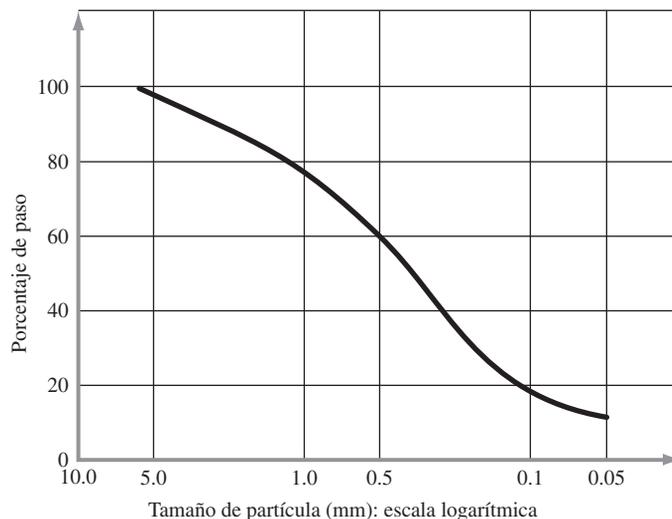


Figura 2.15 Curva de distribución de tamaño de partícula

velocidades, en función de su forma, tamaño y peso. Por simplicidad, se supone que todas las partículas de suelo son esferas y que la velocidad de las partículas del suelo puede ser expresada por la *ley de Stokes*, según la cual

$$v = \frac{\rho_s - \rho_w}{18\eta} D^2 \quad (2.1)$$

donde

- v = velocidad
- ρ_s = densidad de las partículas del suelo
- ρ_w = densidad del agua
- η = viscosidad del fluido
- D = diámetro de las partículas de suelo

Así, de la ecuación (2.1)

$$D = \sqrt{\frac{18\eta v}{\rho_s - \rho_w}} = \sqrt{\frac{18\eta}{\rho_s - \rho_w}} \sqrt{\frac{L}{t}} \quad (2.2)$$

donde $v = \frac{\text{distancia}}{\text{tiempo}} = \frac{L}{t}$

Observe que

$$\rho_s = G_e \rho_w \quad (2.3)$$

En consecuencia, al combinar las ecuaciones (2.2) y (2.3) se obtiene

$$D = \sqrt{\frac{18\eta}{(G_s - 1)\rho_w}} \sqrt{\frac{L}{t}} \quad (2.4)$$

Si las unidades de η son $(g \cdot s)/\text{cm}^2$, ρ_w está en g/cm^3 , L en cm , t en min y D en mm , entonces

$$\frac{D (\text{mm})}{10} = \sqrt{\frac{18\eta [(g \cdot s)/\text{cm}^2]}{(G_s - 1)\rho_w (\text{g}/\text{cm}^3)}} \sqrt{\frac{L (\text{cm})}{t (\text{min}) \times 60}}$$

o

$$D = \sqrt{\frac{30\eta}{(G_s - 1)\rho_w}} \sqrt{\frac{L}{t}}$$

Suponiendo que ρ_w es aproximadamente igual a 1 g/cm^3 , se tiene

$$D \text{ (mm)} = K \sqrt{\frac{L \text{ (cm)}}{t \text{ (min)}}} \quad (2.5)$$

donde
$$K = \sqrt{\frac{30\eta}{(G_s - 1)}} \quad (2.6)$$

Observe que el valor de K es una función de G_e y η , que son dependientes de la temperatura de la prueba. La variación de K con la temperatura de la prueba y G_e se muestra en la tabla 2.6.

En el laboratorio, la prueba de hidrómetro se lleva a cabo en un cilindro de sedimentación con 50 g de la muestra secada al horno. El cilindro de sedimentación tiene 457 mm de altura y 63.5 mm de diámetro. Está marcado para un volumen de 1000 ml. El hexametáfosfato de sodio se usa generalmente como *agente dispersante*. El volumen de la suspensión de suelo dispersa se lleva hasta 1000 ml mediante la adición de agua destilada.

Cuando se coloca un hidrómetro tipo 152H ASTM (ASTM, 2010) en la suspensión de suelo (figura 2.16) en un tiempo t , medido a partir del comienzo de la sedimentación, éste mide la gravedad específica en las proximidades de su bulbo a una profundidad L . la gravedad específica es una función de la cantidad de partículas presentes por unidad de volumen de suspensión a esa profundidad. También en un tiempo t las partículas de suelo en suspensión a una profundidad L tendrán un diámetro menor que D , tal como se calcula con la ecuación (2.5), y las partículas más grandes se han asentado fuera de la zona de medición. Los hidrómetros están diseñados para dar la cantidad de suelo, en gramos, que aún está en suspensión. Los indicadores de humedad están calibrados para suelos que tienen una gravedad específica (G_e) de 2.65; para los suelos de otra gravedad específica es necesario hacer correcciones.

Tabla 2.6 Variación de K con G_e

Temperatura (°C)	G_e						
	2.50	2.55	2.60	2.65	2.70	2.75	2.80
17	0.0149	0.0146	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136
18	0.0147	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134
19	0.0145	0.0143	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132
20	0.0143	0.0141	0.0139	0.0137	0.0134	0.0133	0.0131
21	0.0141	0.0139	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129
22	0.0140	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0128
23	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126
24	0.0137	0.0134	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0125
25	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123
26	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0124	0.0122
27	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120
28	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0123	0.0121	0.0119
29	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123	0.0121	0.0120	0.0118
30	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120	0.0118	0.0117

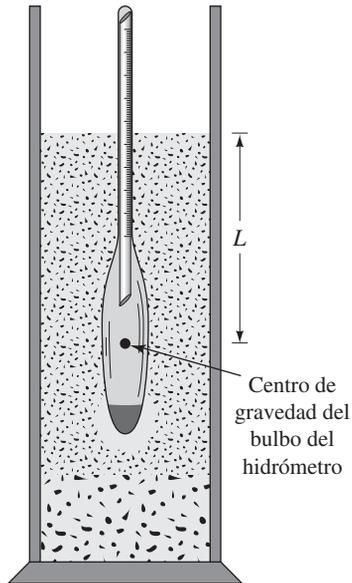


Figura 2.16 Definición de L en una prueba de hidrómetro

Tabla 2.7 Variación de L con la lectura del hidrómetro (hidrómetro *ASTM152-H*)

Lectura del hidrómetro	L (cm)	Lectura del hidrómetro	L (cm)
0	16.3	26	12.0
1	16.1	27	11.9
2	16.0	28	11.7
3	15.8	29	11.5
4	15.6	30	11.4
5	15.5	31	11.2
6	15.3	32	11.1
7	15.2	33	10.9
8	15.0	34	10.7
9	14.8	35	10.6
10	14.7	36	10.4
11	14.5	37	10.2
12	14.3	38	10.1
13	14.2	39	9.9
14	14.0	40	9.7
15	13.8	41	9.6
16	13.7	42	9.4
17	13.5	43	9.2
18	13.3	44	9.1
19	13.2	45	8.9
20	13.0	46	8.8
21	12.9	47	8.6
22	12.7	48	8.4
23	12.5	49	8.3
24	12.4	50	8.1
25	12.2	51	7.9

Al conocer la cantidad de suelo en suspensión, L y t , se puede calcular el porcentaje de suelo por el peso más fino de un diámetro dado. Tenga en cuenta que L es la profundidad medida desde la superficie del agua hasta el centro de gravedad del bulbo del hidrómetro en el que se mide la densidad de la suspensión. El valor de L va a cambiar con el tiempo t y su variación con las lecturas del hidrómetro se da en la tabla 2.7. El análisis de hidrómetro es eficaz para la separación de fracciones del suelo hasta un tamaño de alrededor de 0.5μ .

En muchos casos los resultados del análisis de tamiz y del análisis de hidrómetro para las fracciones más finas de un suelo dado se combinan en un gráfico, como el que se muestra en la figura 2.17. Cuando se combinan estos resultados generalmente se produce una discontinuidad en el intervalo donde se superponen. Esta discontinuidad se debe a que las partículas del suelo son generalmente de forma irregular. El análisis de tamiz da las dimensiones intermedias de una partícula; el análisis de hidrómetro da el diámetro de una esfera equivalente que pueda depositarse al mismo ritmo que la partícula del suelo.

Los porcentajes de grava, arena, limo, arcilla y partículas de tamaño de arcilla presentes en un suelo pueden obtenerse a partir de la curva de distribución de tamaño de partícula. De acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, el suelo de la figura 2.17 tiene los siguientes porcentajes:

Grava (límites de mayor tamaño a 4.75 mm) = 0%

Arena (límites de 4.75 a 0.075 mm de tamaño) = por ciento más fino que 4.75 mm de diámetro-por ciento más fino que 0.075 mm de diámetro = $100 - 62 = 38\%$

Limo y arcilla (límites de tamaño menor de 0.075 mm) = 62%

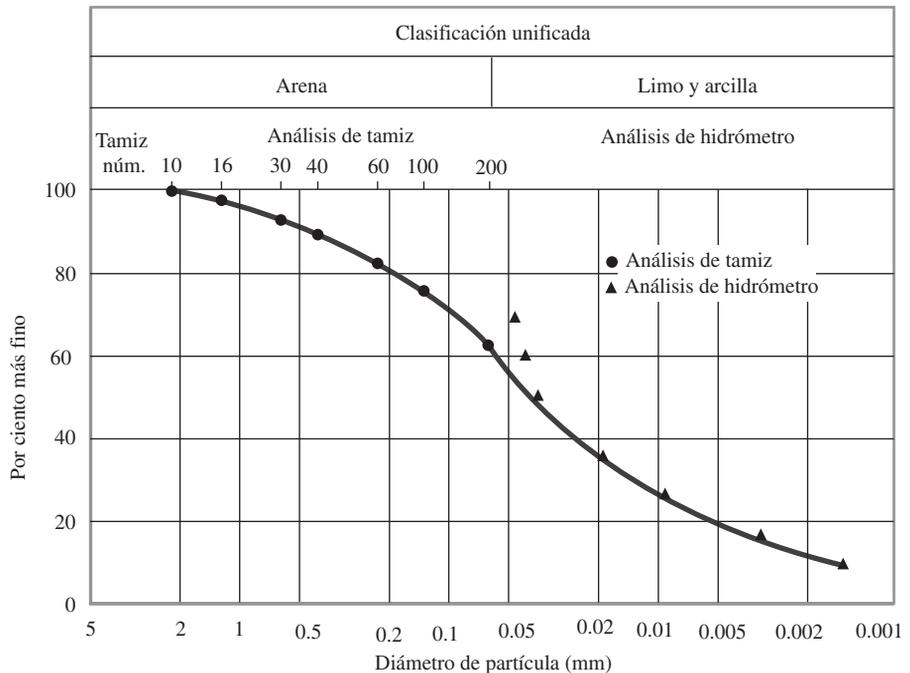


Figura 2.17 Curva de distribución de tamaño de partícula: análisis de tamiz y de hidrómetro

2.15 Tamaño efectivo, coeficiente de uniformidad y coeficiente de gradación

La curva de distribución de tamaño de partícula (figura 2.18) puede ser utilizada para comparar diferentes sólidos. A partir de estas curvas pueden determinarse también tres parámetros básicos de suelos que se usan para clasificar granularmente los suelos. Estos tres parámetros son:

1. Tamaño efectivo
2. Coeficiente de uniformidad
3. Coeficiente de gradación

El diámetro en la curva de distribución de tamaño de partícula correspondiente al 10% más fino se define como *tamaño efectivo* o D_{10} . El coeficiente de uniformidad está dado por la relación

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2.7)$$

donde

- C_u = coeficiente de uniformidad
- D_{60} = diámetro correspondiente al 60% más fino en la curva de distribución de tamaño de partícula

El *coeficiente de gradación* puede ser expresado en la forma

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (2.8)$$

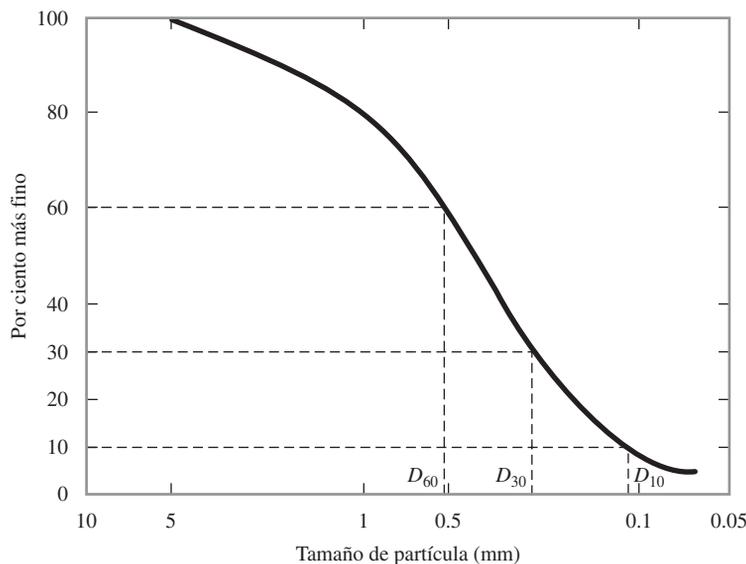


Figura 2.18 Definición de D_{10} , D_{30} y D_{60}

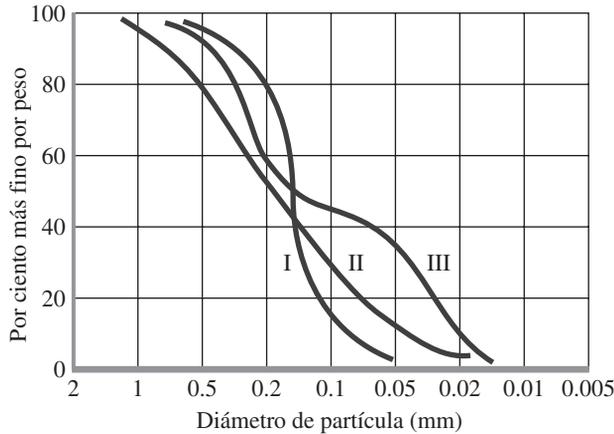


Figura 2.19 Diferentes tipos de curva de distribución de tamaño de grano de partícula

donde

- C_c = coeficiente de gradación
- D_{30} = diámetro correspondiente al 30% más fino

La curva de distribución de tamaño de partícula muestra no sólo el rango de tamaño de partícula presente en el suelo, sino la distribución de varios tamaños de partícula. En la figura 2.19 se muestran tres curvas, la curva I representa un tipo de suelo en el que la mayoría de los granos son del mismo tamaño. A esto se le denomina suelo *pobremente clasificado*. La curva II representa un suelo en el que el tamaño de las partículas está distribuido en un amplio rango, este tipo de suelo se denomina *bien clasificado*. Un suelo bien clasificado o gradado tiene un coeficiente de uniformidad mayor que 4 para las gravas, 6 para las arenas y un coeficiente de gradación entre 1 y 3 para gravas y arenas. Un suelo puede tener una combinación de dos o más fracciones uniformemente gradadas. La curva III representa tal suelo que se denomina *brecha clasificado*.

Ejemplo 2.1

A continuación se muestran los resultados de un análisis de tamiz:

Tamiz núm.	Masa de suelo retenido en cada tamiz (g)
4	0
10	21.6
20	49.5
40	102.6
60	89.1
100	95.6
200	60.4
Pan	31.2

- a. Determine el porcentaje de finos en cada tamiz y grafique la curva de distribución de tamaño de grano.
- b. Determine D_{10} , D_{30} y D_{60} para curva de distribución de tamaño de grano.
- c. Calcule el coeficiente de uniformidad, C_u .
- d. Calcule el coeficiente de gradación, C_c .

Solución

Inciso a

Puede prepararse la siguiente tabla para obtener el por ciento de fino.

Tamiz núm. (1)	Abertura (mm) (2)	Masa retenida en cada tamiz (g) (3)	Masa acumulativa sobre cada (g) (4)	Por ciento de fino ^a (5)
4	4.75	0	0	100
10	2.00	21.6	21.6	95.2
20	0.850	49.5	71.1	84.2
40	0.425	102.6	173.7	61.4
60	0.250	89.1	262.8	41.6
100	0.150	95.6	358.4	20.4
200	0.075	60.4	418.8	6.9
Pan	—	31.2	450 = ΣM	

$$^a \frac{\Sigma M - \text{col. 4}}{\Sigma M} \times 100 = \frac{450 - \text{col. 4}}{450} \times 100$$

La curva de distribución de tamaño de partícula se muestra en la figura 2.20.

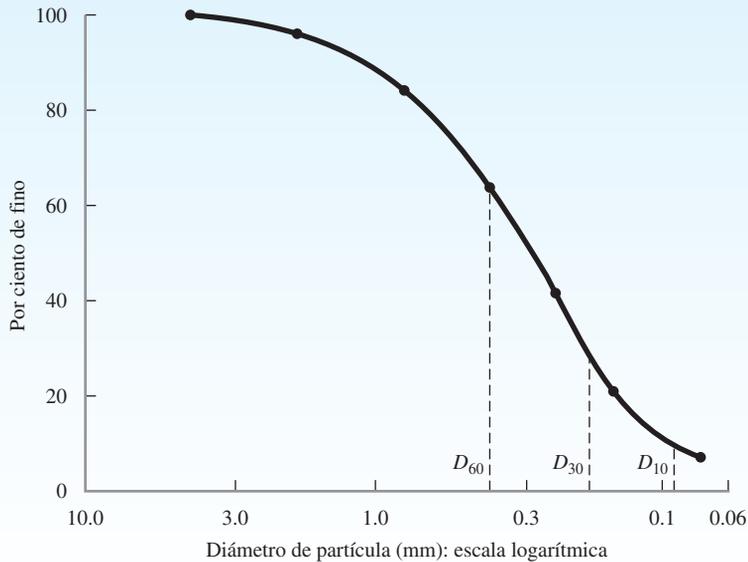


Figura 2.20

Inciso b

De la figura 2.20,

$$\begin{aligned} D_{60} &= \mathbf{0.41 \text{ mm}} \\ D_{30} &= \mathbf{0.185 \text{ mm}} \\ D_{10} &= \mathbf{0.09 \text{ mm}} \end{aligned}$$

Inciso c

De la ecuación (2.7),

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.41}{0.09} = \mathbf{4.56}$$

Inciso d

De la ecuación (2.8),

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} = \frac{(0.185)^2}{(0.41)(0.09)} = \mathbf{0.93}$$

Ejemplo 2.2

A continuación se dan los tamaños de grano característicos para un suelo:

Tamaño (mm)	Por ciento de fino
0.425	100
0.033	90
0.018	80
0.01	70
0.0062	60
0.0035	50
0.0018	40
0.001	35

- Dibuje la curva de distribución de tamaño de grano.
- Determine los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla de acuerdo al sistema MIT.
- Repita el inciso b usando el sistema USDA.
- Repita el inciso b usando el sistema AASHTO.

Solución

Inciso a

La curva de distribución de tamaño de grano se muestra en la figura 2.21.

44 Capítulo 2: Origen de los depósitos del suelo, tamaño de grano y forma

Inciso b

De la gráfica mostrada en la figura 2.21,

- Paso 2 mm = 100%
- Paso 0.06 mm = 95%
- Paso 0.002 mm = 42%

Por lo que,

- Grava: **0%**
- Arena: $100\% - 95\% = 5\%$
- Limo: $95\% - 42\% = 53\%$
- Arcilla: $42\% - 0\% = 42\%$

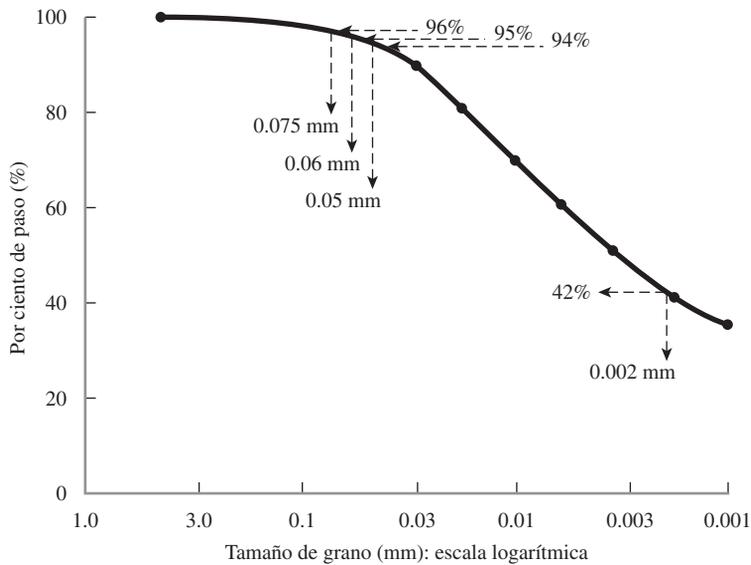


Figura 2.21

Inciso c

- Paso 2 mm = 100%
- Paso 0.05 mm = 94%
- Paso 0.002 mm = 42%

Por lo que,

- Grava: **0%**
- Arena: $100\% - 94\% = 6\%$
- Limo: $94\% - 42\% = 52\%$
- Arcilla: $42\% - 0\% = 42\%$

Inciso d

Paso 2 mm = 100%

Paso 0.075 mm = 96%

Paso 0.002 mm = 42%

Por lo que,

Grava: **0%**

Arena: $100\% - 96\% = 4\%$

Limo: $96\% - 42\% = 54\%$

Arcilla: $42\% - 0\% = 42\%$

2.16 Forma de la partícula

La forma de las partículas presentes en la masa de un suelo tiene la misma importancia que la distribución de tamaño de partícula debido a su influencia significativa en las propiedades físicas de un suelo determinado. Sin embargo, no se presta demasiada atención a la forma de la partícula debido a que es más difícil de medir. La forma de la partícula, en general, puede dividirse en tres categorías de importancia:

1. Voluminosa
2. Escamosa
3. Nodulosa

Las *partículas voluminosas* se forman en su mayoría por intemperismo mecánico. Los geólogos utilizan términos como *angular*, *subangular*, *subredondeada* y *redondeada* para describir la forma de las partículas voluminosas. Estas formas se muestran cualitativamente en la figura 2.22. Pequeñas partículas de arena localizadas cerca de su lugar de origen generalmente

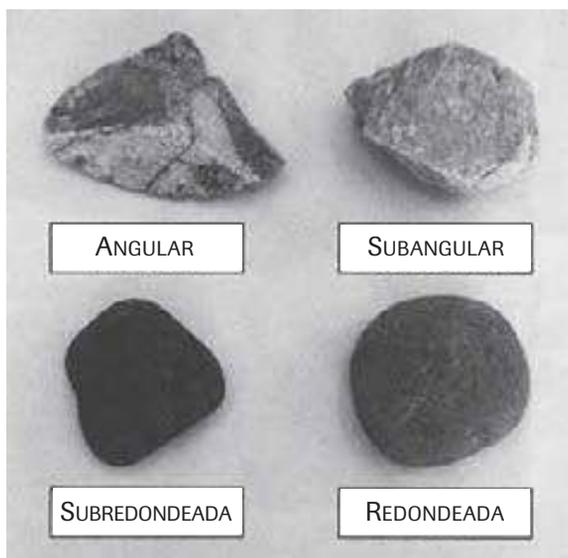


Figura 2.22 Forma de las partículas voluminosas (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

son muy angulares. Las partículas de arena acarreadas por el viento y el agua por grandes distancias pueden tener una forma que va de subredondeada a redondeada. La forma de las partículas granulares en la masa de un suelo tienen una gran influencia en las propiedades físicas del suelo, como los radios anulares máximos y mínimos, los parámetros de resistencia al corte, compresibilidad, etcétera.

Las *partículas escamosas* tiene una baja esfericidad, generalmente 0.01 o menos. Estas partículas son predominantemente minerales de arcilla.

Las *partículas nodulares* son mucho menos comunes que los otros dos tipos de partículas. Ejemplos de suelos que contienen partículas nodulares son algunos tipos de depósitos de coral y arcillas de atapulgita.

2.17 Resumen

En este capítulo analizamos el ciclo de las rocas, el origen del suelo por intemperismo o meteorización, la distribución de tamaño de partícula en la masa de un suelo, la forma de las partículas y los minerales de arcilla. Algunos puntos importantes incluyen lo siguiente:

1. Las rocas pueden clasificarse dentro de tres categorías: (a) ígneas, (b) sedimentarias y (c) metamórficas.
2. Los suelos se forman por el intemperismo químico o mecánico de las rocas.
3. Con base en el tamaño de las partículas de suelo, éste puede clasificarse como grava, arena, limo o arcilla.
4. Las arcillas son en su mayoría partículas escamosas microscópicas o submicroscópicas de mica.
5. Los minerales de arcilla son silicatos de aluminio complejos que desarrollan plasticidad cuando se mezclan con una cantidad limitada de agua.
6. El análisis mecánico es un proceso para determinar el rango de tamaño de partículas presentes en la masa de un suelo. El análisis de tamiz y de hidrómetro son dos pruebas utilizadas en el análisis mecánico de suelos.

Problemas

2.1 A continuación se muestran los resultados de un análisis de tamiz:

Tamiz núm.	Masa de suelo retenido en cada tamiz (g)
4	0
10	18.5
20	53.2
40	90.5
60	81.8
100	92.2
200	58.5
pan	26.5

- a. Determine el por ciento de fino en cada tamaño de tamiz y grafique una curva de distribución de tamaño de grano.
- b. Determine D_{10} , D_{30} y D_{60} a partir de la curva de distribución de tamaño de grano.

- c. Calcule el coeficiente de uniformidad C_u .
 d. Calcule el coeficiente de gradación C_c .

2.2 Para un suelo, dados:

$$D_{10} = 0.08 \text{ mm}$$

$$D_{30} = 0.22 \text{ mm}$$

$$D_{60} = 0.41 \text{ mm}$$

Calcule el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de gradación del suelo.

2.3 Repita el problema 2.2 para los siguientes datos:

$$D_{10} = 0.24 \text{ mm}$$

$$D_{30} = 0.82 \text{ mm}$$

$$D_{60} = 1.81 \text{ mm}$$

2.4 Repita el problema 2.1 con los siguientes resultados de un análisis de tamiz:

Tamiz núm.	Masa de suelo retenido en cada tamiz (g)
4	0
6	0
10	0
20	9.1
40	249.4
60	179.8
100	22.7
200	15.5
pan	23.5

2.5 Repita el problema 2.1 con los siguientes resultados de un análisis de tamiz:

Tamiz núm.	Masa de suelo retenido en cada tamiz (g)
4	0
10	44
20	56
40	82
60	51
80	106
100	92
200	85
pan	35

2.6 A continuación se dan las características de las partículas de un suelo. Dibuje la curva de distribución del tamaño de las partículas y encuentre los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla de acuerdo con el sistema MIT (tabla 2.3).

Tamaño (mm)	Por ciento más fino
0.850	100.0
0.425	92.1
0.250	85.8
0.150	77.3

Tamaño (mm)	Por ciento más fino
0.075	62.0
0.040	50.8
0.020	41.0
0.010	34.3
0.006	29.0
0.002	23.0

- 2.7** Repita el problema 2.6 de acuerdo con el sistema USDA (tabla 2.3).
- 2.8** Repita el problema 2.6 de acuerdo con el sistema AASHTO (tabla 2.3).
- 2.9** En una prueba de hidrómetro los resultados son los siguientes: $G_e = 2.60$, temperatura del agua = 24° , lectura del hidrómetro = 43 después de 60 minutos de iniciada la sedimentación. ¿Cuál es el diámetro, D , de las partículas de tamaño más pequeño que se asientan más allá de la zona de medición en este tiempo (esto es, $t = 60$ min)?
- 2.10** Repita el problema 2.9 con los siguientes valores: $G_e = 2.70$, temperatura del agua = 23° , $t = 120$ min, lectura del hidrómetro = 25.

Referencias

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING and MATERIALS (2010). *ASTM Book of Standards*, Vol. 04.08, West Conshohocken, PA.
- BOWEN, N. L. (1922). "The Reaction Principles in Petrogenesis," *Journal of Geology*, Vol. 30, 177–198.
- GRIM, R. E. (1953). *Clay Mineralogy*, McGraw-Hill, New York.
- GRIM, R. E. (1959). "Physico-Chemical Properties of Soils: Clay Minerals," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 85, No. SM2, 1–17.
- YONG, R. N., and WARKENTIN, B. P. (1966). *Introduction of Soil Behavior*, Macmillan, New York.

Relaciones peso-volumen y plasticidad

3.1 Introducción

En el capítulo 2 se discutieron los procesos físicos por los que se forman los suelos, así como el parámetro de su tamaño. En el ambiente, el suelo se compone de materia en estado sólido, líquido y gaseoso. Es importante conocer el volumen de vacíos en un suelo dado y su contenido de humedad para determinar su peso unitario en el campo. Este capítulo describe las *relaciones de peso-volumen* para suelos, es decir, las relaciones entre unidad de peso, relación de vacíos, porosidad, contenido de humedad y la gravedad específica de sólidos del suelo. Hablamos de minerales de arcilla en el capítulo 2. La presencia de minerales de arcilla en un suelo afecta sus propiedades físicas, tales como la permeabilidad (es decir, el flujo de agua a través del suelo), compresión y la fuerza de corte. En la última parte de este capítulo vamos a discutir la consistencia arcillosa del suelo, que es su comportamiento con el cambio en el contenido de humedad. Esta consistencia de suelo de arcilla es un parámetro necesario para la clasificación del suelo (capítulo 4).

3.2 Relaciones peso-volumen

La figura 3.1a muestra un elemento de suelo de volumen V y el peso W , ya que existiría en un estado natural. Para desarrollar las relaciones de peso-volumen, separamos las tres fases, es decir, sólido, agua y aire, como se muestra en la figura 3.1b. Por lo tanto, el volumen total de una muestra de suelo dado puede ser expresado como

$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a \quad (3.1)$$

donde

V_s = volumen de sólidos del suelo

V_v = volumen de vacíos

V_w = volumen de agua en los vacíos

V_a = volumen de aire en los vacíos

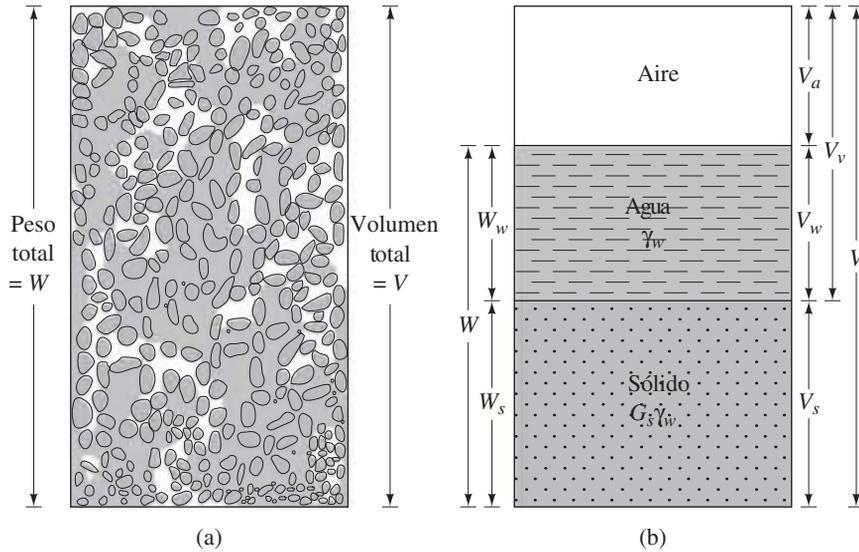


Figura 3.1 (a) Elemento de suelo en estado natural; (b) tres fases del elemento de suelo

Suponiendo que el peso del aire es insignificante, podemos dar el peso total de la muestra como

$$W = W_s + W_w \quad (3.2)$$

donde

W_s = peso de sólidos del suelo

W_w = peso del agua

Relaciones de volumen

Las relaciones de volumen de uso común para las tres fases en un elemento de suelo son la *relación de vacíos*, la *porosidad* y el *grado de saturación*. La *relación de vacíos* (e) se define como la razón del volumen de vacíos al volumen de sólidos, o

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (3.3)$$

La *porosidad* (n) se define como la razón del volumen de vacíos al volumen total, o

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (3.4)$$

El *grado de saturación* (S) se define como la razón del volumen de agua al volumen de vacíos, o

$$S = \frac{V_w}{V_v} \quad (3.5)$$

El grado de saturación se expresa habitualmente como un porcentaje.

La relación entre la proporción de vacíos y porosidad se puede deducir de las ecuaciones (3.1), (3.3) y (3.4), como sigue:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V - V_v} = \frac{\left(\frac{V_v}{V}\right)}{1 - \left(\frac{V_v}{V}\right)} = \frac{n}{1 - n} \quad (3.6)$$

También, de la ecuación (3.6), tenemos

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (3.7)$$

Relaciones de peso

Las relaciones de peso comunes son el *contenido de humedad* y el *peso unitario*. El *contenido de humedad* (w) también se conoce como *contenido de agua* y se define como la razón del peso de agua al peso de los sólidos en un volumen dado de suelo, o

$$w = \frac{W_w}{W_s} \quad (3.8)$$

El *peso unitario* (γ) es el peso del suelo por unidad de volumen:

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (3.9)$$

El peso unitario también se puede expresar en términos del peso de sólidos del suelo, contenido de humedad y el volumen total. De las ecuaciones (3.2), (3.8) y (3.9), tenemos

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{W_s \left[1 + \left(\frac{W_w}{W_s} \right) \right]}{V} = \frac{W_s(1 + w)}{V} \quad (3.10)$$

Los ingenieros de suelos a veces se refieren a la unidad de peso definida por la ecuación (3.9) como la *unidad de peso húmedo*.

En ocasiones es necesario conocer el peso por unidad de volumen de suelo excluyendo el agua. Esto se conoce como *peso unitario*, γ_d . Por lo tanto,

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (3.11)$$

De las ecuaciones (3.10) y (3.11), se puede obtener la relación entre peso unitario, peso unitario seco y contenido de humedad

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} \quad (3.12)$$

El peso unitario se expresa en kilonewtons por metro cúbico (kN/m^3). Ya que el newton es una unidad derivada, a veces puede ser conveniente trabajar con densidades (ρ) de suelo. La

unidad de densidad SI es el kilogramo por metro cúbico (kg/m^3). Podemos escribir las ecuaciones de densidad [similares a las ecuaciones (3.9) y (3.11)] como

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (3.13)$$

y

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} \quad (3.14)$$

donde

ρ = densidad de suelo (kg/m^3)

ρ_d = densidad seca del suelo (kg/m^3)

m = masa total de la muestra de suelo (kg)

m_s = masa de sólidos del suelo de la muestra (kg)

La unidad de volumen total, V , es el m^3 .

Los pesos unitarios de suelo en kN/m^3 pueden obtenerse a partir de las densidades en kg/m^3 como

$$\gamma = \frac{\rho \cdot g}{1000} = \frac{9.81\rho}{1000} \quad (3.15)$$

y

$$\gamma_d = \frac{\rho_d \cdot g}{1000} = \frac{9.81\rho_d}{1000} \quad (3.16)$$

donde g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/s^2 .

3.3 Relaciones entre peso unitario, relación de vacíos, contenido de humedad y gravedad específica

Para obtener una relación entre peso unitario (o densidad), relación de vacíos y contenido de humedad, considere un volumen de suelo en el que el volumen de los sólidos del suelo es 1, como se muestra en la figura 3.2. Si el volumen de los sólidos del suelo es 1, entonces el volumen de vacíos es numéricamente igual a la relación de vacíos, e [de la ecuación (3.3)]. Los pesos de sólidos del suelo y el agua pueden darse como

$$W_s = G_s \gamma_w$$

$$W_w = wW_s = wG_s \gamma_w$$

donde

G_s = gravedad específica de sólidos del suelo

w = contenido de humedad

γ_w = unidad de peso de agua

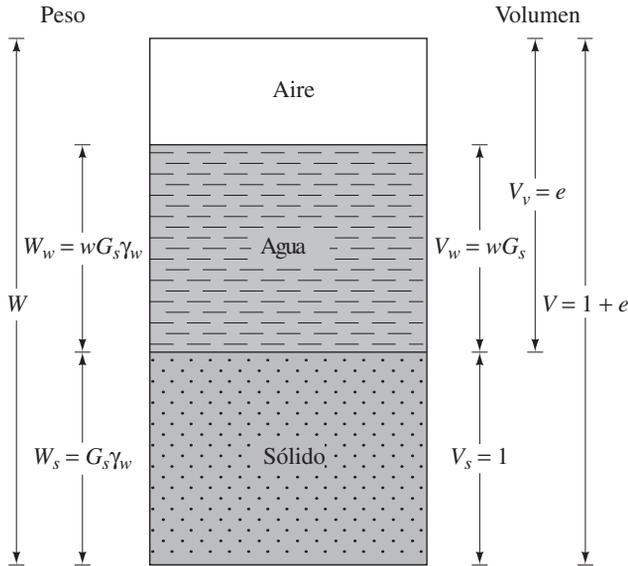


Figura 3.2 Tres fases separadas de una muestra de suelo con volumen de sólidos de suelo igual a 1

El peso unitario del agua es 9.81 kN/m^3 . Ahora, utilizando las definiciones de peso unitario y peso unitario seco [ecuaciones (3.9) y (3.11)], podemos escribir

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s \gamma_w + w G_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{(1 + w) G_s \gamma_w}{1 + e} \quad (3.17)$$

y

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} \quad (3.18)$$

Puesto que el peso de agua en el elemento de suelo bajo consideración es $w G_s \gamma_w$, el volumen ocupado por que es

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{w G_s \gamma_w}{\gamma_w} = w G_s$$

Por lo tanto, a partir de la definición del grado de saturación [ecuación (3.5)], tenemos que

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{w G_s}{e}$$

o

$$S e = w G_s \quad (3.19)$$

Ésta es una ecuación muy útil para resolver problemas que implican relaciones de tres fases.

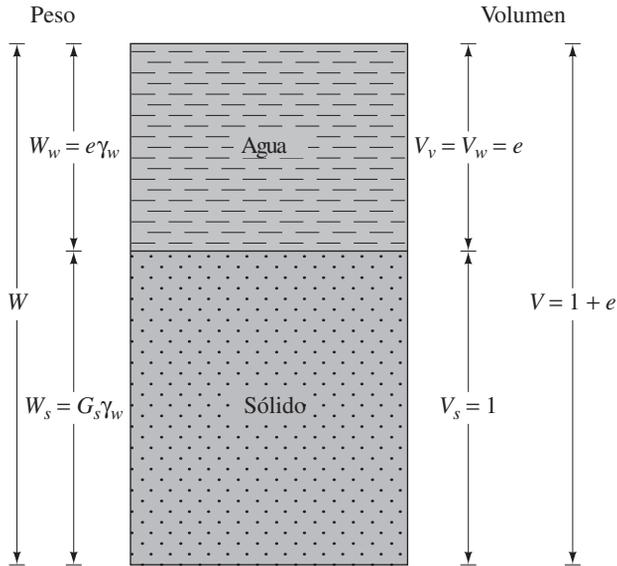


Figura 3.3 Elemento de suelo saturado con un volumen de sólidos de suelo igual a 1

Si la muestra de suelo está *saturada*, los espacios vacíos se llenan completamente con agua (figura 3.3), la relación de peso unitario saturado se puede deducir de una manera similar:

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s\gamma_w + e\gamma_w}{1 + e} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1 + e} \quad (3.20)$$

donde γ_{sat} = peso unitario saturado del suelo.

Como se ha mencionado, debido a que es conveniente trabajar con densidades, las siguientes ecuaciones [similares a las relaciones de peso unitario dadas en las ecuaciones (3.17), (3.18) y (3.20)] son útiles:

$$\text{Densidad} = \rho = \frac{(1 + w)G_s\rho_w}{1 + e} \quad (3.21)$$

$$\text{Densidad seca} = \rho_d = \frac{G_s\rho_w}{1 + e} \quad (3.22)$$

$$\text{Densidad saturada} = \rho_{\text{sat}} = \frac{(G_s + e)\rho_w}{1 + e} \quad (3.23)$$

donde ρ_w = densidad del agua = 1000 kg/m³.

Algunos valores típicos de la relación de vacíos, el contenido de humedad en una condición saturada y el peso unitario seco para los suelos en un estado natural se dan en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Relación de vacíos, contenido de humedad y peso unitario seco para algunos tipos de suelo en estado natural

Tipo de suelo	Relación de vacíos, e	Contenido natural de humedad en un estado saturado (%)	Peso unitario seco, γ_d (kN/m ³)
Arena uniforme floja	0.8	30	14.5
Arena uniforme densa	0.45	16	18
Arena limosa angular de grano flojo	0.65	25	16
Arena limosa angular de grano denso	0.4	15	19
Arcilla dura	0.6	21	17
Arcilla blanda	0.9–1.4	30–50	11.5–14.5
Loess	0.9	25	13.5
Arcilla orgánica suave	2.5–3.2	90–120	6–8
Cajón glacial	0.3	10	21

3.4 Relaciones entre peso unitario, porosidad y contenido de humedad

Las relaciones entre *peso unitario*, *porosidad* y *contenido de humedad* se pueden desarrollar de una manera similar a la presentada en la sección anterior. Considere un suelo que tiene un volumen total igual a 1, como se muestra en la figura 3.4. De la ecuación (3.4),

$$n = \frac{V_v}{V}$$

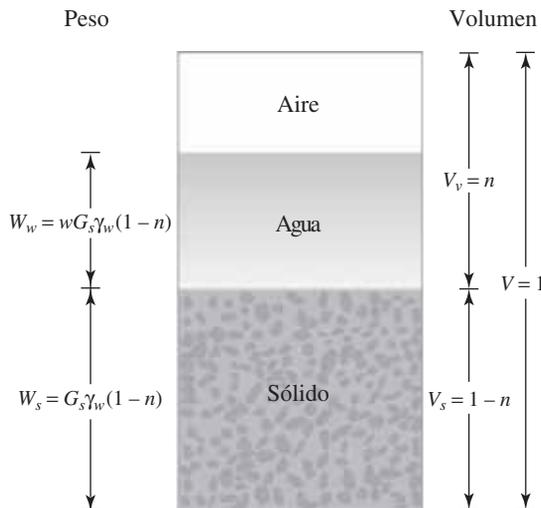


Figura 3.4 Elemento de suelo con un volumen total igual a 1

Si V es igual a 1, a continuación V_v es igual a n , de modo que $V_s = 1 - n$. Entonces el peso de sólidos del suelo (W_s) y el peso de agua (W_w) se puede expresar de la siguiente manera:

$$W_s = G_s \gamma_w (1 - n) \tag{3.24}$$

$$W_w = w W_s = w G_s \gamma_w (1 - n) \tag{3.25}$$

Por lo tanto, el peso específico seco es igual a

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{G_s \gamma_w (1 - n)}{1} = G_s \gamma_w (1 - n) \tag{3.26}$$

El peso unitario húmedo es igual a

$$\gamma = \frac{W_s + W_w}{V} = G_s \gamma_w (1 - n)(1 + w) \tag{3.27}$$

La figura 3.5 presenta una muestra de suelo que está saturado y tiene $V = 1$. De acuerdo con esta figura,

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{(1 - n)G_s \gamma_w + n \gamma_w}{1} = [(1 - n)G_s + n] \gamma_w \tag{3.28}$$

El contenido de humedad de una muestra de suelo saturado se puede expresar como

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{n \gamma_w}{(1 - n) \gamma_w G_s} = \frac{n}{(1 - n) G_s} \tag{3.29}$$

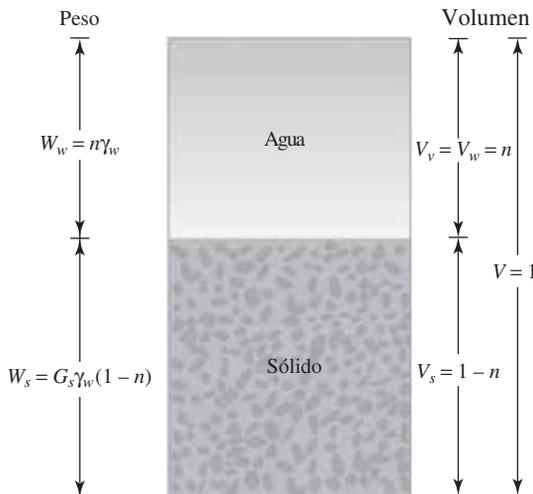


Figura 3.5 Elemento de suelo saturado con un volumen total igual a 1

Ejemplo 3.1

Un suelo húmedo tiene estos valores: $V = 7.08 \times 10^{-3} \text{ m}^3$, $m = 13.95 \text{ kg}$, $w = 9.8\%$ y $G_s = 2.66$.

Determine lo siguiente:

- a. ρ b. ρ_d c. e
 d. n e. $S(\%)$ f. Volumen ocupado por agua

Solución

Inciso a

De la ecuación (3.13),

$$\rho = \frac{m}{V} = \frac{13.95}{7.08 \times 10^{-3}} = \mathbf{1970.3 \text{ kg/m}^3}$$

Inciso b

De la ecuación (3.12),

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w} = \frac{1970.3}{1 + \left(\frac{9.8}{100}\right)} = \mathbf{1794.4 \text{ kg/m}^3}$$

Inciso c

De la ecuación (3.22),

$$e = \frac{G_s \rho_w}{\rho_d} - 1$$

$$e = \frac{(2.66)(1000)}{1794.4} - 1 = \mathbf{0.48}$$

Inciso d

De la ecuación (3.7),

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0.48}{1 + 0.48} = \mathbf{0.324}$$

Inciso e

De la ecuación (3.19),

$$S(\%) = \left(\frac{wG_s}{e}\right)(100) = \frac{(0.098)(2.66)}{0.48}(100) = \mathbf{54.3\%}$$

Inciso f

La masa del sólido es

$$m_s = \frac{m}{1 + w} = \frac{13.95}{1 + 0.098} = \mathbf{12.7 \text{ kg}}$$

Por tanto, la masa de agua es

$$m_w = m - m_s = 13.95 - 12.7 = 1.25 \text{ kg}$$

El volumen de agua es

$$V_w = \frac{m_w}{\rho_w} = \frac{1.25}{1000} = \mathbf{0.00125 \text{ m}^3}$$

Ejemplo 3.2

En estado natural, un suelo húmedo tiene un volumen de 0.3 m^3 y pesa 5500 N . El peso seco del suelo es 4911 N . Si $G_s = 2.74$, calcule el contenido de humedad, el peso unitario húmedo, peso unitario seco, relación de vacíos, porosidad y grado de saturación.

Solución

Consulte la figura 3.6. El contenido de humedad [ecuación (3.8)] es

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W - W_s}{W_s} = \frac{5500 - 4911}{4911} = \frac{589}{4911} \times 100 = \mathbf{12.0\%}$$

La unidad de peso húmedo [ecuación (3.9)] es

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{5500}{0.3} = 18,333 \text{ N/m}^3 \approx \mathbf{18.33 \text{ kN/m}^3}$$

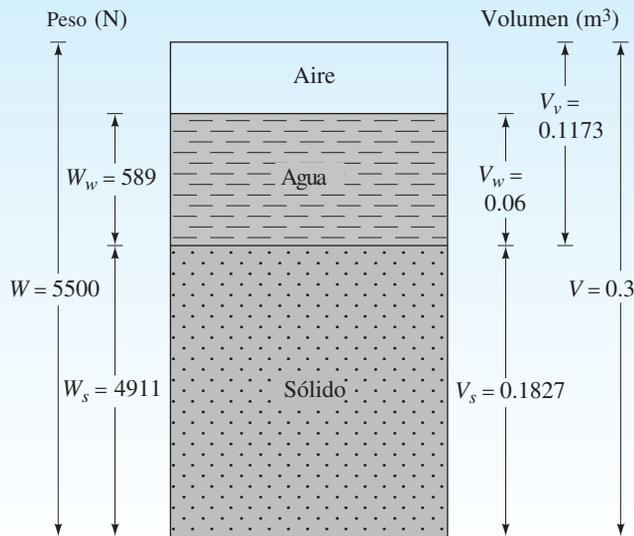


Figura 3.6

Para el peso unitario seco [ecuación (3.11)], tenemos

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{4911}{0.3} = 16\,370 \text{ N/m}^3 \approx \mathbf{16.37 \text{ kN/m}^3}$$

La relación de vacíos [ecuación (3.3)] es determinada de la siguiente manera:

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

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} = \frac{4.911 \text{ kN}}{2.74 \times 9.81} = 0.1827 \text{ m}^3$$

$$V_v = V - V_s = 0.3 - 0.1827 = 0.1173 \text{ m}^3$$

así

$$e = \frac{0.1173}{0.1827} \approx \mathbf{0.64}$$

Para la porosidad [ecuación (3.7)] tenemos:

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0.64}{1 + 0.64} = \mathbf{0.39}$$

El grado de saturación [ecuación (3.5)], se determina como sigue:

$$S = \frac{V_w}{V_v}$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{0.589 \text{ kN}}{9.81} = 0.06 \text{ m}^3$$

así

$$S = \frac{0.06}{0.1173} \times 100 = \mathbf{51.2\%}$$

Ejemplo 3.3

Una muestra representativa de suelo recogida en el campo pesa 1.8 kN y tiene un volumen de 0.1 m³. El contenido de humedad determinado en el laboratorio es de 12.6%. Dada $G_s = 2.71$, encuentre lo siguiente:

- Peso unitario húmedo
- Peso unitario seco
- Relación de vacíos
- Porosidad
- Grado de saturación

Solución

Inciso a: Peso unitario húmedo

De la ecuación (3.9)

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{1.8 \text{ kN}}{0.1 \text{ m}^3} = \mathbf{18 \text{ kN/m}^3}$$

Inciso b: Peso unitario seco

De la ecuación (3.12)

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} = \frac{18}{1 + \frac{12.6}{100}} = \mathbf{15.99 \text{ kN/m}^3}$$

Inciso c: Relación de vacíos

De la ecuación (3.18)

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e}$$

o

$$e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1 = \frac{(2.71)(9.81)}{15.99} - 1 = \mathbf{0.66}$$

Inciso d: Porosidad

De la ecuación (3.7)

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0.66}{1 + 0.66} = \mathbf{0.398}$$

Inciso e: Grado de saturación

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{w G_s}{e} = \frac{(0.126)(2.71)}{0.66} \times 100 = \mathbf{51.7\%}$$

Ejemplo 3.4

Un suelo saturado tiene un peso unitario seco de 16.2 kN/m^3 . Su contenido de humedad es del 20%. Determine: (a) γ_{sat} , (b) G_s y (c) e .

Solución

Inciso a: Peso unitario saturado

De la ecuación (3.12)

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_d(1 + w) = (16.2) \left(1 + \frac{20}{100} \right) = \mathbf{19.44 \text{ kN/m}^3}$$

Inciso b: Gravedad específica, G_s

De la ecuación (3.18)

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e}$$

También, de la ecuación 3.19, para suelos saturados, $e = wG_s$. Por tanto

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + wG_s}$$

Así,

$$16.2 = \frac{G_s(9.81)}{1 + (0.20)G_s}$$

o

$$\begin{aligned} 16.2 + 3.24G_s &= 9.81G_s \\ G_s &= \mathbf{2.465 \approx 2.47} \end{aligned}$$

Inciso c: Relación de vacíos, e
Para sólidos saturados

$$e = wG_s = (0.2)(2.47) = \mathbf{0.49}$$

Ejemplo 3.5

Los siguientes datos se dan en un suelo: porosidad = 0.45, gravedad específica de los sólidos del suelo = 2.68 y contenido de humedad = 10%. Determine la masa de agua que debe agregarse a 10 m^3 de tierra para la saturación completa.

Solución

De la ecuación (3.6) tenemos

$$e = \frac{n}{1 - n} = \frac{0.45}{1 - 0.45} = 0.82$$

La densidad húmeda de suelo [ecuación (3.21)] es

$$\rho = \frac{(1 + w)G_s \rho_w}{1 + e} = \frac{(1 + 0.1)2.68 \times 1000}{1 + 0.82} = 1619.8 \text{ kg/m}^3$$

La densidad saturada de suelo [ecuación (3.23)] es

$$\rho_{\text{sat}} = \frac{(G_s + e)\rho_w}{1 + e} = \frac{(2.68 + 0.82)1000}{1 + 0.82} = 1923 \text{ kg/m}^3$$

La masa de agua necesaria por metro cúbico es

$$\rho_{\text{sat}} - \rho = 1923 - 1619.8 = 303.2 \text{ kg}$$

Por lo tanto, la masa total de agua que debe añadirse es

$$303.2 \times 10 = \mathbf{3032 \text{ kg}}$$

3.5 Densidad relativa

El término *densidad relativa* se utiliza comúnmente para indicar la densidad *in situ* o soltura de suelo granular. Se define como

$$D_r = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \tag{3.30}$$

donde

D_r = densidad relativa, por lo general expresada en porcentaje

e = relación de vacíos *in situ* del suelo

$e_{\text{máx}}$ = proporción de vacíos del suelo en la condición más suelta

$e_{\text{mín}}$ = proporción de vacíos del suelo en la condición más densa

Los valores de D_r pueden variar desde un mínimo de 0 para el suelo muy suelto, a un máximo de 1 para el suelo muy denso. Los ingenieros de suelos describen cualitativamente los depósitos de suelos granulares según sus densidades relativas, como se muestra en la tabla 3.2.

Mediante el uso de la definición de peso unitario seco dado en la ecuación (3.18), podemos expresar la densidad relativa en términos de pesos unitarios secos posibles máximos y mínimos. Por lo tanto,

$$D_r = \frac{\left[\frac{1}{\gamma_{d(\text{mín})}} \right] - \left[\frac{1}{\gamma_d} \right]}{\left[\frac{1}{\gamma_{d(\text{mín})}} \right] - \left[\frac{1}{\gamma_{d(\text{máx})}} \right]} = \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d(\text{mín})}}{\gamma_{d(\text{máx})} - \gamma_{d(\text{mín})}} \right] \left[\frac{\gamma_{d(\text{máx})}}{\gamma_d} \right] \tag{3.31}$$

donde

$\gamma_{d(\text{mín})}$ = peso unitario seco en la condición más floja (en una relación de vacíos de $e_{\text{máx}}$)

γ_d = peso unitario seco *in situ* (en una relación de vacíos de correo)

$\gamma_{d(\text{máx})}$ = peso unitario seco en la condición más densa (en una relación de vacíos de $e_{\text{mín}}$)

Cubrinovski e Ishihara (2002) estudiaron la variación de $e_{\text{máx}}$ y $e_{\text{mín}}$ para un número muy grande de suelos. Con base en las líneas de regresión lineal de ajuste óptimo, se proporcionan las siguientes relaciones.

- Arena limpia ($F_c = 0$ a 5%)

$$e_{\text{máx}} = 0.072 + 1.53 e_{\text{mín}} \tag{3.32}$$

Tabla 3.2 Descripción cualitativa de depósitos granulares de suelo

Densidad relativa (%)	Descripción del depósito de suelo
0–15	Muy suelto
15–50	Suelto
50–70	Medio
70–85	Denso
85–100	Muy denso

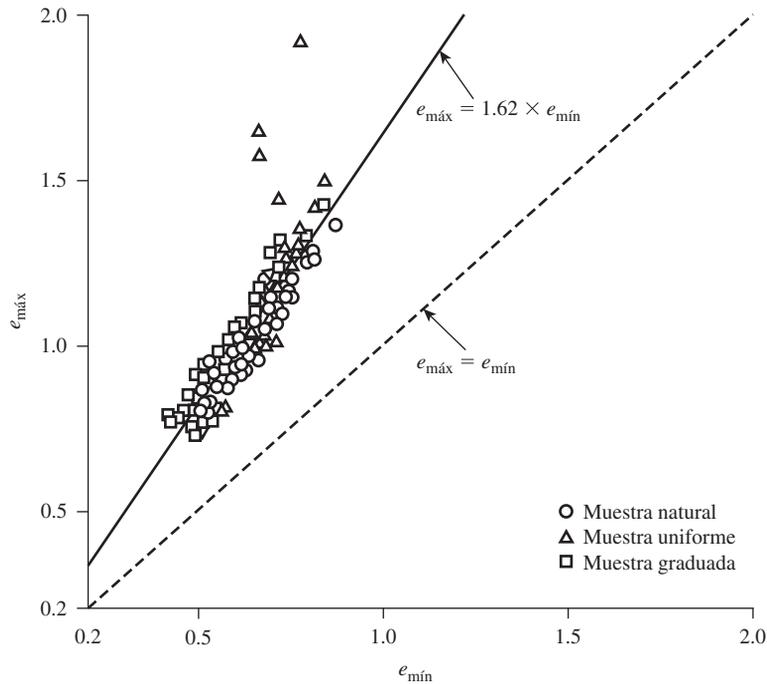


Figura 3.7 Resultados de las pruebas de Miura *et al.* (1997). Gráfica de $e_{\text{máx}}$ vs. $e_{\text{mín}}$ para arena limpia

- Arena con finos ($5 < F_c \leq 15\%$)

$$e_{\text{máx}} = 0.25 + 1.37 e_{\text{mín}} \quad (3.33)$$

- Arena con finos y arcilla ($15 < F_c \leq 30\%$; $P_c = 5$ a 20%)

$$e_{\text{máx}} = 0.44 + 1.21 e_{\text{mín}} \quad (3.34)$$

donde

F_c = fracción fina para tamaño de grano menor que 0.075 mm

P_c = fracción de arcilla de tamaño (< 0.005 mm)

Miura *et al.* (1997) determinaron los máximos y mínimos en relaciones de vacíos de un gran número de muestras de arena limpia. Basándose en estos resultados de prueba, se observó que (figura 3.7)

$$e_{\text{máx}} \approx 1.62 e_{\text{mín}} \quad (3.35)$$

Comparando las ecuaciones (3.32) y (3.35), es razonable suponer

$$e_{\text{máx}} \approx 1.6 e_{\text{mín}} \quad (3.36)$$

Cubrinovski e Ishihara (1999, 2002) también estudiaron la variación de $e_{\text{máx}}$ y $e_{\text{mín}}$ con el tamaño de grano medio (D_{50}) y recomendaron la siguiente correlación:

$$e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}} = 0.23 + \frac{0.06}{D_{50}(\text{mm})} \quad (3.37)$$

Ejemplo 3.6

Resultados de las pruebas de laboratorio de una muestra de arena limpia son $e_{\text{máx}} = 0.81$, $G_s = 2.68$. La misma arena es compactada en el campo a un peso unitario en seco de 15.68 kN/m^3 . Estime la densidad relativa de la compactación en el campo.

Solución

De la ecuación (3.36),

$$e_{\text{mín}} \approx \frac{e_{\text{máx}}}{1.6} = \frac{0.81}{1.6} = 0.506$$

También, de la ecuación (3.18)

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e}$$

Por lo tanto

$$e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1 = \frac{(2.68)(9.81)}{15.68} - 1 = 0.677$$

De la ecuación (3.30)

$$D_r(\%) = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \times 100 = \frac{0.81 - 0.677}{0.81 - 0.506} \times 100 = \mathbf{43.75\%}$$

3.6 Consistencia del suelo

Cuando los minerales de arcilla están presentes en el suelo de grano fino, el suelo se puede remover en presencia de algo de humedad sin que se desmorone. Esta naturaleza cohesiva se debe al agua adsorbida que rodea a las partículas de arcilla. En 1900, un científico sueco llamado Albert Mauritz Atterberg desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con diferentes contenidos de humedad. Con un contenido de humedad muy bajo, el suelo se comporta más como un sólido quebradizo. Cuando el contenido de humedad es muy alto, el suelo y el agua pueden fluir como un líquido. Por lo tanto, sobre una base arbitraria, dependiendo del contenido de humedad, la naturaleza del comportamiento del suelo puede ser dividido en cuatro estados básicos: *sólido*, *semisólido*, *plástico* y *líquido*, como se muestra en la figura 3.8.

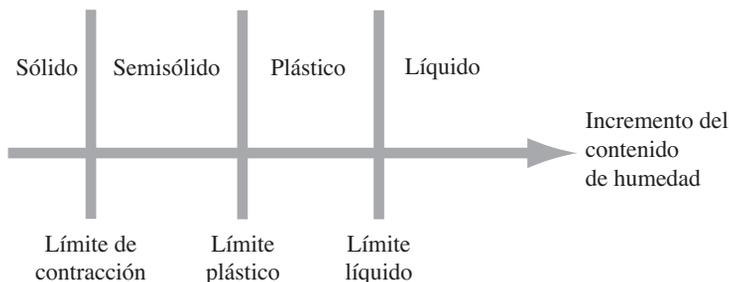


Figura 3.8 Límites de Atterberg

El contenido de humedad, expresado en porcentaje, en el que se lleva a cabo la transición del estado sólido al estado semisólido se define como el *límite de contracción*. El contenido de humedad en el punto de transición del estado semisólido al estado plástico es el *límite plástico*, y del estado plástico al estado líquido es el *límite líquido*. Estos límites son también conocidos como *límites de Atterberg*.

Límite líquido (LL)

En la figura 3.9a se muestra el diagrama esquemático (vista lateral) de un dispositivo de límite líquido. Este dispositivo consiste en una copa de latón y una base de goma dura. La copa de latón se puede soltar sobre la base por una leva operada por una manivela. Para la prueba de límite líquido, se coloca una pasta de suelo en la copa y se hace un corte en el centro de la pasta de suelo, usando la herramienta de ranurado estándar (figura 3.9b). Entonces la copa se eleva con la leva accionada por la manivela y se deja caer desde una altura de 10 mm. El contenido de humedad, en porcentaje, necesario para cerrar una distancia de 12.7 mm a lo largo de la parte inferior de la ranura (ver las figuras 3.9c y 3.9d) después de 25 golpes se define como el *límite líquido*. La figura 3.10 muestra la fotografía de un dispositivo de límite líquido y una herramienta de ranurado.

El procedimiento para la prueba de límite líquido dada en ASTM es la Designación ASTM D-4318. Es difícil ajustar el contenido de humedad en el suelo para satisfacer el cierre requerido de 12.7 mm de la ranura en la pasta de suelo con 25 golpes. Por lo tanto, al menos se realizan cuatro pruebas para el mismo suelo con un contenido variable de humedad para determinar el número de golpes N , que varía entre 15 y 35, necesario para lograr el cierre. El contenido de humedad del suelo en porcentaje y el correspondiente número de golpes se representan gráficamente en papel cuadrículado semilogarítmico (figura 3.11). La relación entre el contenido de humedad y $\log N$ es casi como una línea recta. Esto se conoce como *curva de flujo*. El contenido de humedad correspondiente a $N = 25$, determinado a partir de la curva de flujo, da el límite líquido del suelo.

Otro método para la determinación del límite líquido, que es popular en Europa y Asia, es el *método cono de penetración* (British Standard—BS1377). En esta prueba el límite líquido se define como el contenido de humedad en la que un cono estándar de ángulo de vértice 30° y un peso de 0.78 N (80 gf) penetra una distancia $d = 20$ mm en 5 segundos cuando se deja caer desde una posición de punto de contacto con la superficie del suelo (figura 3.12a). Debido a la dificultad para conseguir el límite de líquido de una sola prueba, pueden llevarse a cabo cuatro o más pruebas con diferentes contenidos de humedad para determinar la penetración del cono, d .

Entonces se puede representar una gráfica semilogarítmica con un contenido de humedad (w) frente a la penetración del cono d . Los resultados de la trama en una línea recta. El contenido de humedad correspondiente a $d = 20$ mm es el límite líquido (figura 3.12b). La figura 3.13 es la fotografía de un aparato de cono de penetración.

Límite plástico (PL)

El *límite plástico* se define como el contenido de humedad, en porcentaje, en el que el suelo al enrollarse en hilos de 3.2 mm de diámetro se desmorona. El límite plástico es el límite inferior del escenario plástico del suelo. La prueba es simple y se realiza mediante rodados repetidos por parte de una masa de tierra de tamaño elipsoidal sobre una placa de vidrio esmerilado (figura 3.14).

El *índice de plasticidad (PI)* es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo, o

$$PI = LL - PL \quad (3.38)$$

El procedimiento para la prueba de límite plástico se da en la norma ASTM, Designación ASTM D-4318.

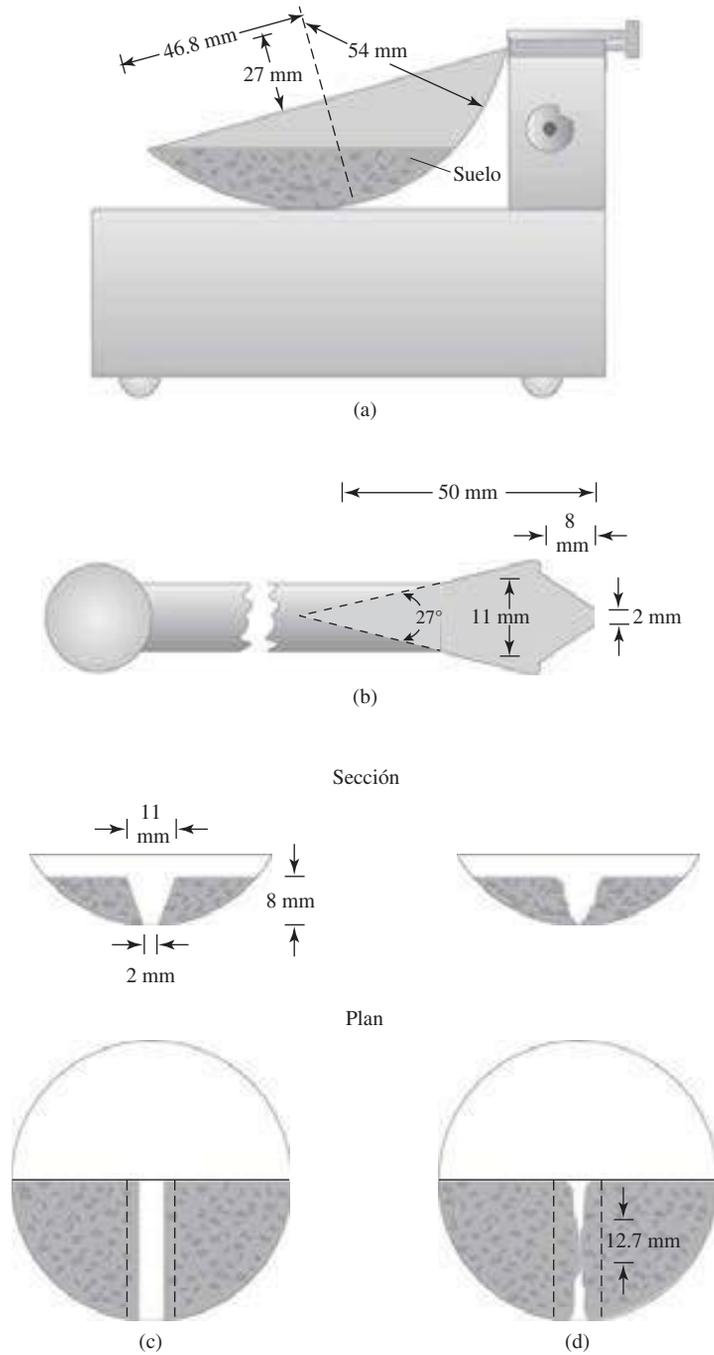


Figura 3.9 Prueba de Límite líquido: (a) dispositivo de límite líquido, (b) herramienta de ranurado, (c) porción de suelo antes de la prueba, (d) porción de suelo después de la prueba



Figura 3.10 Dispositivo de límite líquido y herramienta de ranurado (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

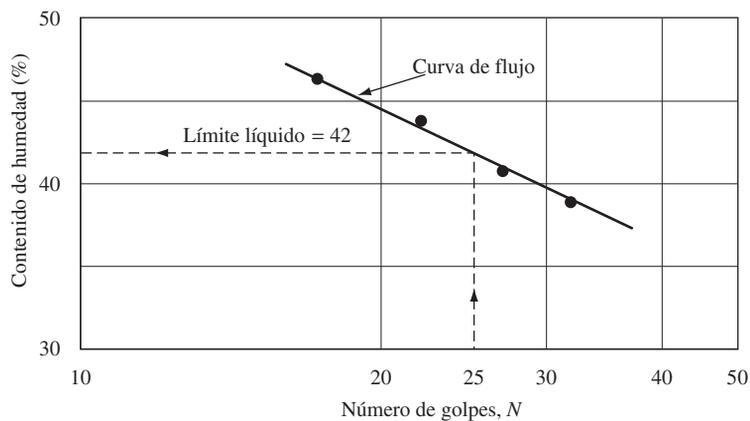


Figura 3.11 Curva de flujo para la determinación del límite líquido de una arcilla limosa

Al igual que en el caso de la determinación del límite líquido, el método de penetración de cono se puede utilizar para obtener el límite plástico. Esto se puede lograr mediante el uso de un cono de geometría similar, pero con una masa de 2.35 N (240 gf). Se llevan a cabo de tres a cuatro pruebas con diferentes contenidos de humedad del suelo y se determinan las penetracio-

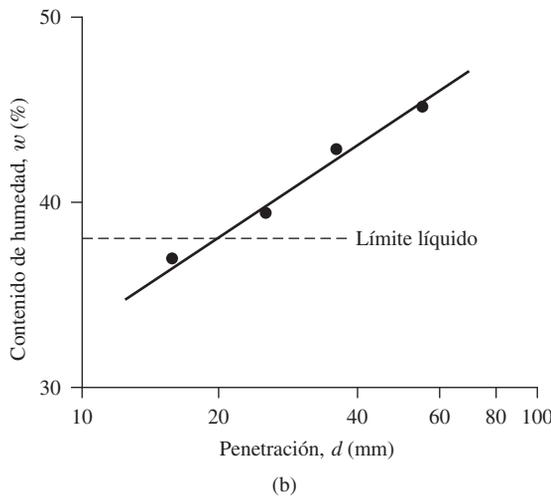
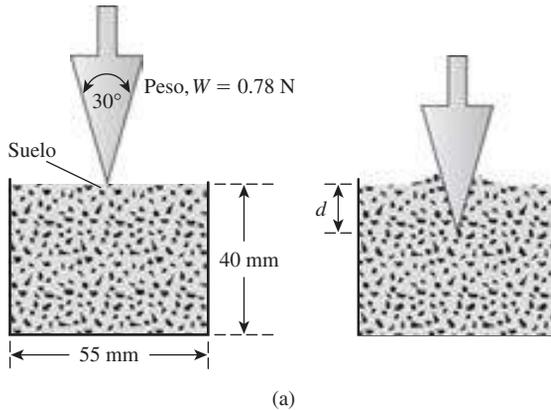


Figura 3.12 (a) Prueba de penetración de cono. (b) Gráfica de contenido de humedad en función de la penetración de cono para la determinación del límite líquido

nes de cono correspondientes (d). El contenido de humedad que corresponde a una penetración de cono de $d = 20$ mm es el límite plástico. La figura 3.15 muestra la determinación de los límites líquido y plástico de Cambridge Gault para arcilla reportado por Worth y Wood (1978).

Límite de contracción (SL)

La masa de suelo se contrae a medida que éste pierde humedad gradualmente. Con la pérdida continua de humedad se alcanza un estado de equilibrio hasta el punto en el que más pérdida de humedad no dará lugar a ningún cambio de volumen adicional (figura 3.16). El contenido de humedad, en porcentaje, en el que el cambio de volumen de la masa de suelo cesa se define como *límite de contracción*.

Pruebas de límite de contracción se llevan a cabo en el laboratorio con un plato de porcelana de unos 44 mm de diámetro y aproximadamente 13 mm de altura. El interior de la cápsula se recubre con gelatina de petróleo y luego se llena completamente con el suelo mojado. El exceso de suelo por encima del borde de la placa se quita con una regla y se registra la masa del



Figura 3.13 Dispositivo de penetración de cono (Cortesía de N. Sivakugan, James Cook University, Australia)



Figura 3.14 Prueba de límite plástico (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

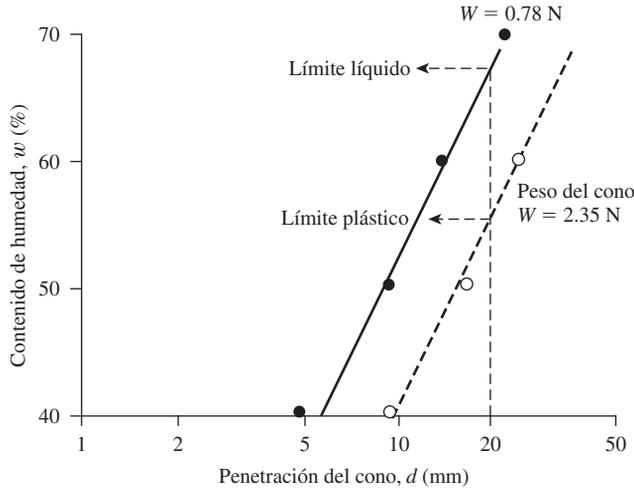


Figura 3.15 Determinación de los límites líquido y plástico de Cambridge Gault por medio de la prueba de penetración de cono

suelo húmedo en el interior del plato. Después la porción del suelo en el plato es secada en un horno. El volumen de la porción de tierra secado al horno se determina por el desplazamiento de mercurio. Este procedimiento se daba en la Designación ASTM D-427, y se ha descontinuado desde 2008. Debido a que el manejo de mercurio puede ser peligroso, la Designación ASTM D-4943 describe un método de inmersión de la porción de suelo secado en el horno en una olla de cera fundida. Al enfriarse la porción de suelo encerado se determina su volumen sumergiéndola en agua.

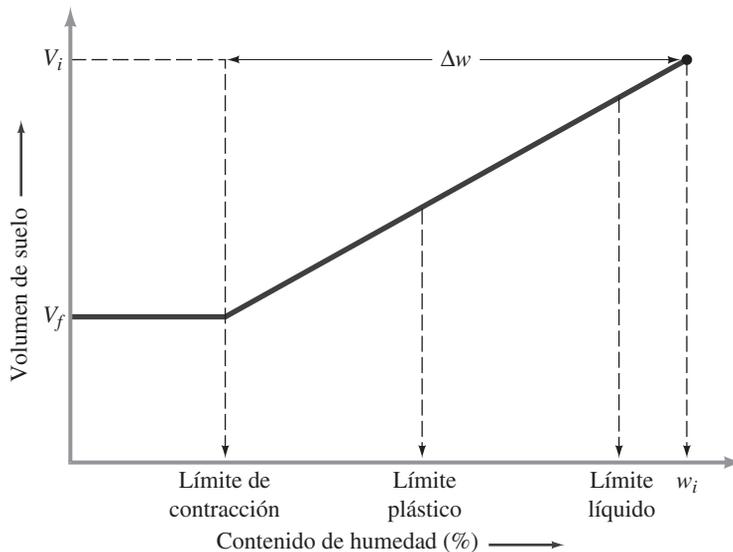


Figura 3.16 Definición del límite de contracción

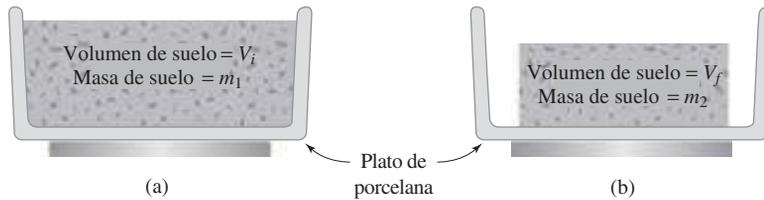


Figura 3.17 Prueba de límite de contracción: (a) porción de suelo antes del secado; (b) porción de suelo después del secado

Con base en la figura 3.16, se puede determinar el límite de contracción de la siguiente manera:

$$SL = w_i (\%) - \Delta w (\%) \tag{3.39}$$

donde

w_i = contenido de humedad inicial cuando se coloca el suelo en el plato del límite de contracción

Δw = cambio en el contenido de humedad (es decir, entre el contenido de humedad inicial y el contenido de humedad en el límite de contracción)

Sin embargo,

$$w_i (\%) = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \times 100 \tag{3.40}$$

donde

m_1 = masa de la porción de suelo mojado en el plato al inicio de la prueba (g)

m_2 = masa de la porción de suelo seco (g) (véase la figura 3.17)

Además,

$$\Delta w (\%) = \frac{(V_i - V_f)\rho_w}{m_2} \times 100 \tag{3.41}$$

donde

V_i = volumen inicial de la porción de suelo húmedo (es decir, el volumen en el interior del plato, cm^3)

V_f = volumen de la porción de suelo secada en el horno (cm^3)

ρ_w = densidad del agua (g/cm^3)

Ahora, combinando las ecuaciones (3.39), (3.40) y (3.41), tenemos

$$SL = \left(\frac{m_1 - m_2}{m_2} \right) (100) - \left[\frac{(V_i - V_f)\rho_w}{m_2} \right] (100) \tag{3.42}$$

3.7 Actividad

Dado que la propiedad plástica del suelo resulta del agua adsorbida que rodea las partículas de arcilla, es de esperar que el tipo de minerales de arcilla y sus cantidades proporcionales en un suelo afectará los límites líquido y plástico. Skempton (1953) observó que el índice de plasticidad de un suelo aumenta linealmente con el porcentaje de la fracción de tamaño de arcilla

Tabla 3.3 Actividad de los minerales de arcilla

Mineral	Actividad, <i>A</i>
Esmectitas	1–7
Ilita	0.5–1
Caolinita	0.5
Haloisita (2H ₂ O)	0.5
Holoisita (4H ₂ O)	0.1
Atapulgita	0.5–1.2
Alofano	0.5–1.2

(más fino de 2 μ en peso) presente en ella. Sobre la base de estos resultados, Skempton define una cantidad denominada *actividad*, que es la pendiente de la línea de correlación de *PI* y el porcentaje más fino que 2 μ . Esta actividad se puede expresar como

$$A = \frac{PI}{\text{porcentaje de tamaño de arcilla, por peso}} \quad (3.43)$$

donde *A* = actividad. La actividad se utiliza como un índice para identificar el potencial de hinchazón de los suelos arcillosos. Los valores típicos para las actividades de diversos minerales de arcilla se enumeran en la tabla 3.3 (Mitchell, 1976).

Seed, Woodward y Lundgren (1964) estudiaron la propiedad plástica de varias mezclas preparadas artificialmente de arena y arcilla. Llegaron a la conclusión de que si bien la relación del índice de plasticidad para el porcentaje de la fracción de tamaño de arcilla es lineal, como fue observado por Skempton, la línea puede no pasar siempre a través del origen. Ellos demostraron que la relación del índice de plasticidad con el porcentaje de la fracción de tamaño de arcilla presente en un suelo puede ser representada por dos líneas rectas. Esta relación se muestra

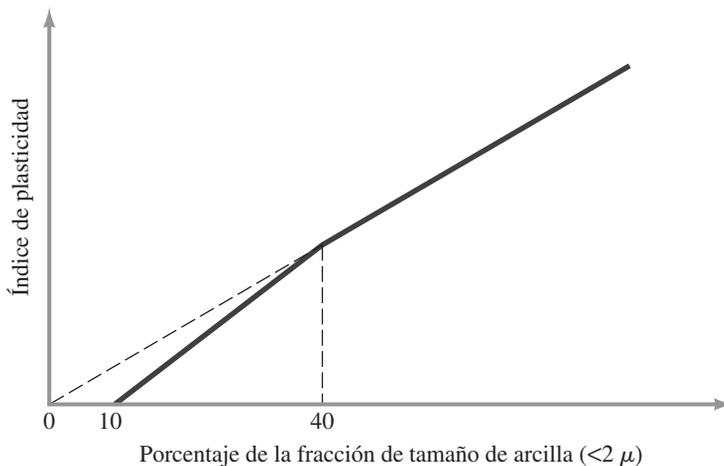


Figura 3.18 Relación simplificada entre el índice de plasticidad y el porcentaje de la fracción de tamaño de arcilla por peso

cualitativamente en la figura 3.18. Para fracciones de arcilla de tamaño superior a 40%, la línea recta pasa por el origen cuando se proyecta hacia atrás.

3.8 Índice de liquidez

La consistencia relativa de un suelo cohesivo en estado natural puede ser definida por una relación llamada *índice de liquidez* (LI):

$$LI = \frac{w - PL}{LL - PL} \quad (3.44)$$

donde w = es el contenido de humedad *in situ* de suelo.

El contenido de humedad *in situ* de una arcilla sensible puede ser mayor que el límite líquido. En ese caso,

$$LI > 1$$

Estos suelos, cuando se remodelan se pueden convertir en una forma viscosa que fluye como un líquido.

Los depósitos de suelo que están muy sobreconsolidados pueden tener un contenido natural de humedad inferior al límite plástico. En ese caso,

$$LI < 1$$

Los valores del índice de liquidez para algunos de estos suelos pueden ser negativos.

3.9 Carta de plasticidad

Los límites líquido y plástico se determinan por pruebas de laboratorio relativamente sencillas que proporcionan información sobre la naturaleza de los suelos cohesivos. Las pruebas han sido utilizadas ampliamente por los ingenieros para correlacionar varios parámetros físicos del suelo, así como para la identificación del mismo. Casagrande (1932) estudió la razón del índice de plasticidad con el límite líquido de una amplia variedad de suelos naturales. Sobre la base de los resultados de la prueba, se propuso una carta de plasticidad como la que se muestra en la figura 3.19. La característica importante de este cuadro es la línea A empírica que está dada por la ecuación $PI = 0.73(LL - 20)$. La línea A separa las arcillas inorgánicas de los limos inorgánicos. Las gráficas de los índices de plasticidad contra límites líquidos de arcillas inorgánicas se encuentran por encima de la línea A , y las de limos inorgánicos se encuentran por debajo de esta línea. Los limos orgánicos se grafican en la misma región (por debajo de la línea A y con LL que va de 30 a 50), como los limos inorgánicos de compresibilidad media. Las arcillas orgánicas parcela se grafican en la misma región que los limos inorgánicos de alta compresibilidad (por debajo de la línea A y LL mayor de 50). La información proporcionada en la carta de plasticidad es de gran valor y es la base para la clasificación de los suelos de grano fino en el Sistema de Clasificación Unificado de Suelos.

Considere que una línea llamada U se encuentra por encima de la línea A . La línea U es de aproximadamente el límite superior de la relación del índice de plasticidad al límite de líquido para cualquier suelo encontrado hasta ahora. La ecuación de la línea U se puede dar como

$$PI = 0.9(LL - 8) \quad (3.45)$$

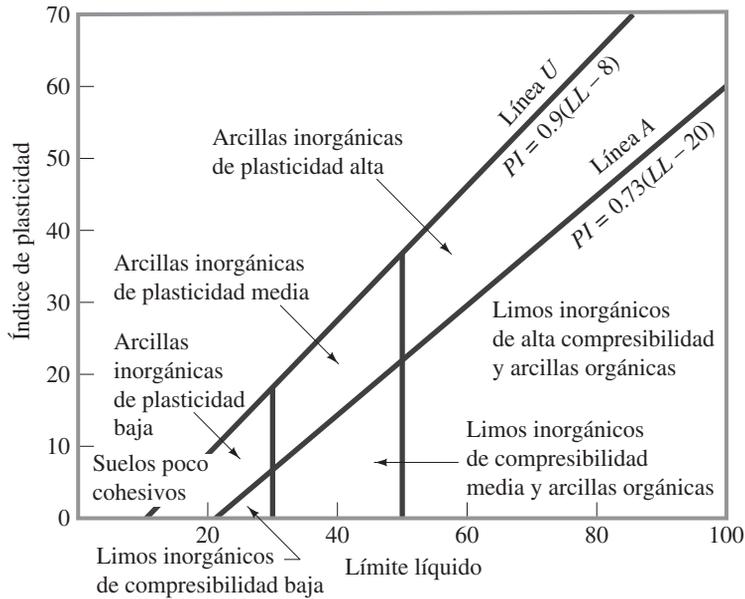


Figura 3.19 Carta de plasticidad

3.10 Resumen

En este capítulo hemos hablado de lo siguiente:

1. Las relaciones de peso-volumen que incluyen
 - Relación de vacíos (e)
 - Porosidad (n)
 - Contenido de humedad (w)
 - Grado de saturación (S)
 - Pesos unitarios secos, húmedos y saturados (γ_d , γ , γ_{sat})
2. La densidad relativa (D_r) es una medida de la densidad de los suelos granulares.
3. La consistencia de los suelos arcillosos se identifica por sus límites líquidos (LL), límites plásticos (PL) y límites de contracción (SL). Estos límites están descritos por los porcentajes del contenido de humedad en la que el suelo cambia de líquido a una fase plástica, plástica a una fase semisólida y semisólida a la fase sólida.
4. El índice de plasticidad (PI) es la diferencia entre el límite líquido (LL) y el límite plástico (PL).
5. La actividad (A) del suelo de arcilla es la razón del índice de plasticidad (PI) al porcentaje de la fracción de tamaño de arcilla (en peso) presente en un suelo.

Problemas

- 3.1 Una muestra de suelo húmedo de 0.4 m^3 tiene lo siguiente:
 - Masa húmeda = 711.2 kg
 - Masa seca = 623.9 kg
 - Gravedad específica de los sólidos del suelo = 2.68

Estime:

- a. El contenido de humedad
 - b. La densidad húmeda
 - c. La densidad en seco
 - d. La relación de vacíos
 - e. La porosidad
- 3.2** En su estado natural, un suelo húmedo tiene un volumen de $9.35 \times 10^{-3} \text{ m}^3$ y pesa $177.6 \times 10^{-3} \text{ kN}$. El peso horno-seco del suelo es $153.6 \times 10^{-3} \text{ kN}$. Si $G_s = 2.67$, calcule el contenido de humedad, el peso unitario húmedo, el peso unitario seco, la relación de vacíos, la porosidad y el grado de saturación.
- 3.3** El peso húmedo de $5.66 \times 10^{-3} \text{ m}^3$ de suelo es $102.3 \times 10^{-3} \text{ kN}$. El contenido de humedad y la gravedad específica de los sólidos del suelo se determinan en el laboratorio para ser 11% y 2.7, respectivamente. Calcule lo siguiente:
- a. El peso unitario húmedo (kN/m^3)
 - b. El peso unitario seco (kN/m^3)
 - c. La relación de vacíos
 - d. La porosidad
 - e. El grado de saturación (%)
 - f. El volumen ocupado por el agua (m^3)
- 3.4** El peso unitario saturado de un suelo es 19.8 kN/m^3 . El contenido de humedad del suelo es 17.1%. Determine lo siguiente:
- a. El peso unitario seco
 - b. La gravedad específica de sólidos del suelo
 - c. La relación de vacíos
- 3.5** El peso unitario de un suelo es 14.94 kN/m^3 . El contenido de humedad de este suelo es 19.2% cuando el grado de saturación es 60%. Determine:
- a. La relación de vacíos
 - b. La gravedad específica de sólidos del suelo
 - c. El peso unitario saturado
- 3.6** Para un suelo dado se dan los siguientes: $G_s = 2.67$, peso unitario húmedo, $\gamma = 17.61 \text{ kN/m}^3$, y contenido de humedad, $w = 10.8\%$. Determine:
- a. El peso unitario seco
 - b. La relación de vacíos
 - c. La porosidad
 - d. El grado de saturación
- 3.7** Consulte el problema 3.6. Determine el peso del agua, en kN, que se añade por metro cúbico de suelo para:
- a. 80% de grado de saturación
 - b. 100% de grado de saturación
- 3.8** La densidad húmeda de un suelo es de 1680 kg/m^3 . Dada $w = 18\%$ y $G_s = 2.73$, determine:
- a. La densidad en seco
 - b. La porosidad
 - c. El grado de saturación
 - d. La masa del agua, en kg/m^3 , que se añade para alcanzar la saturación completa
- 3.9** La densidad seca de un suelo es 1780 kg/m^3 . Dada $G_s = 2.68$, ¿cuál sería el contenido de humedad del suelo cuando está saturado?

- 3.10** La porosidad de un suelo es de 0.35. Dada $G_s = 2.69$, calcule:
a. El peso unitario saturado (kN/m^3)
b. El contenido de humedad cuando peso unitario húmedo = 17.5 kN/m^3
- 3.11** Los pesos unitarios húmedos y grados de saturación de un suelo se dan en la tabla.

γ (kN/m^3)	S (%)
16.62	50
17.71	75

Determine:

- a.** e
b. G_s
- 3.12** Consulte el problema 3.11. Determine el peso del agua, en kN, que habrá en 0.0708 m^3 de suelo cuando esté saturado.
- 3.13** Para una arena dada, las relaciones de máximos y mínimos vacíos son 0.78 y 0.43, respectivamente. Dada $G_s = 2.67$, determine el peso seco de la unidad de suelo en kN/m^3 cuando la densidad relativa es de 65%.
- 3.14** Para un suelo arenoso dado, $e_{\text{máx}} = 0.75$, $e_{\text{mín}} = 0.46$ y $G_s = 2.68$. ¿Cuál será el peso unitario húmedo de compactación (kN/m^3) en el campo si $D_r = 78\%$ y $w = 9\%$?
- 3.15** Para un suelo arenoso dado, los pesos unitarios secos máximos y mínimos son 16.98 kN/m^3 y 14.46 kN/m^3 , respectivamente. Dada $G_s = 2.65$, determine el peso unitario húmedo de este suelo cuando la densidad relativa es 60% y el contenido de humedad es 8%.
- 3.16** A continuación se presentan los resultados de las pruebas de límite líquido y plástico de un suelo. *Prueba de límite líquido:*

Número de golpes, N	Contenido de humedad (%)
15	42
20	40.8
28	39.1

Prueba de límite plástico: PL = 18.7%

- a.** Dibuje la curva de flujo y obtenga el límite líquido.
b. ¿Cuál es el índice de plasticidad del suelo?
- 3.17** Un suelo saturado tiene las siguientes características: volumen inicial (V_i) = 24.6 cm^3 , volumen final (V_f) = 15.9 cm^3 , masa de suelo húmedo (m_1) = 44 g y masa de suelo seco (m_2) = 30.1 g. Determine el límite de contracción.

Referencias

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2010). *ASTM Book of Standards*. Sec. 4. Vol. 04.08, West Conshohocken, PA.

BS:1377 (1990). *British Standard Methods of Tests for Soil for Engineering Purposes*. Part 2, BSI, London.

CASAGRANDE, A. (1932). "Research of Atterberg Limits of Soils," *Public Roads*, Vol. 13, No. 8, 121–136.

CUBRINOVSKI, M., and ISHIHARA, K. (1999). "Empirical Correlation Between SPT N-Value and Relative Density for Sandy Soils," *Soils and Foundations*. Vol. 39, No. 5. 61–71.

- CUBRINOVSKI, M., and ISHIHARA, K. (2002). "Maximum and Minimum Void Ratio Characteristics of Sands." *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 6, 65–78.
- MITCHELL, J. K. (1976). *Fundamentals of Soil Behavior*, Wiley, New York.
- MIURA, K., MAEDA, K., FURUKAWA, M., AND TOKI, S. (1997). "Physical Characteristics of Sands with Different Primary Properties," *Soils and Foundations*, Vol. 37, No. 3, 53–64.
- SEED, H. B., WOODWARD, R. J., and LUNDGREN, R. (1964). "Fundamental Aspects of the Atterberg Limits." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 90, No. SM6, 75–105.
- SKEMPTON, A. W. (1953). "The Colloidal Activity of Clays," *Proceedings*, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 1, 57–61.
- WROTH, C. P. and WOOD, D. M. (1978). "The Correlation of Index Properties with Some Basic Engineering Properties of Soils," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, No. 2, 137–145.

Clasificación de suelos

4.1 Introducción

Los suelos con propiedades similares pueden ser clasificados en grupos y subgrupos en función de las características mecánicas y su comportamiento para la ingeniería. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar de forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas, sin una descripción detallada. En la actualidad, dos elaborados sistemas de clasificación que utilizan la distribución granulométrica y la plasticidad de los suelos son comúnmente utilizados para aplicaciones ingenieriles. Se trata del American Association of State Highway Officials (AASHTO) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. En Estados Unidos, el sistema AASHTO es utilizado principalmente por los departamentos de carreteras estatales y del condado, mientras que los ingenieros geotécnicos normalmente prefieren utilizar el Sistema Unificado. En este capítulo aprenderemos el procedimiento de clasificación de los suelos utilizando el AASHTO y los sistemas unificados.

4.2 Sistema de clasificación AASHTO

Este sistema de clasificación de suelos fue desarrollado en 1929 como el Sistema de Clasificación de Administración de Carreteras. Ha sido objeto de varias revisiones, con la actual versión propuesta por la Comisión de Clasificación de Materiales para los Tipos de Carreteras Subrasantes y Granulares de la Junta de Investigación de Carreteras en 1945 (Norma ASTM D-3282; método AASHTO M145).

El sistema de clasificación AASHTO utilizado actualmente se muestra en la tabla 4.1. De acuerdo con este sistema el suelo se clasifica en siete grupos principales: A-1 a A-7. Los suelos que clasifican en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, donde el 35% o menos de las partículas pasan a través del tamiz núm. 200. Los suelos donde más de 35% pasa a través del tamiz núm. 200 se clasifican en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7. Éstos son

Tabla 4.1 Clasificación de materiales de carreteras subrasantes

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)						
	A-1			A-2			
Grupo de clasificación	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)							
Núm. 10	50 máx.						
Núm. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.				
Núm. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción de paso núm. 40							
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Limo o grava arcillosa y arena			
Clasificación general de la subrasante	Excelente a bueno						

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)			
	A-4	A-5	A-6	A-7
Grupo de clasificación				A-7-5* A-7-6†
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)				
Núm. 10				
Núm. 40				
Núm. 200	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción de paso núm. 40				
Límite líquido	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes	Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Clasificación general de la subrasante	Regular a malo			

*Para A-7-5, $PI \leq LL - 30$ †Para A-7-6, $PI > LL - 30$

principalmente limo y materiales del tipo de arcilla. El sistema de clasificación se basa en los siguientes criterios:

1. *Tamaño de grano*

Grava: fracción que pasa el tamiz de 75 mm y es retenida en el tamiz núm. 10 (2 mm).

Arena: fracción que pasa el tamiz núm. 10 (2 mm) y es retenida en el tamiz núm. 200 (0.075 mm).

Limo y arcilla: fracción que pasa el tamiz núm. 200

2. *Plasticidad:* el término *limoso* se aplica cuando las fracciones finas del suelo tienen un índice de plasticidad de 10 o menos. El término *arcilloso* se aplica cuando las fracciones finas tienen un índice de plasticidad de 11 o más.

3. Si se encuentran *cantos* y guijarros (tamaño mayor a 75 mm), se excluyen de la porción de la muestra de suelo en el que se hizo la clasificación. Sin embargo, se registra el porcentaje de este tipo de material.

Para clasificar un suelo de acuerdo con la tabla 4.1, los datos de prueba se aplican de izquierda a derecha. Por proceso de eliminación, el primer grupo de la izquierda en la que quepan los datos de prueba es la clasificación correcta.

La figura 4.1 muestra un gráfico del rango del límite líquido y el índice de plasticidad de los suelos que se dividen en los grupos A-2, A-4, A-5, A-6 y A-7.

Para la evaluación de la calidad de un suelo como un material de subrasante carretera, también se incorpora un número llamado *índice de grupo (IG)* a los grupos y subgrupos del suelo. Este número se escribe entre paréntesis después de la designación del grupo o subgrupo.

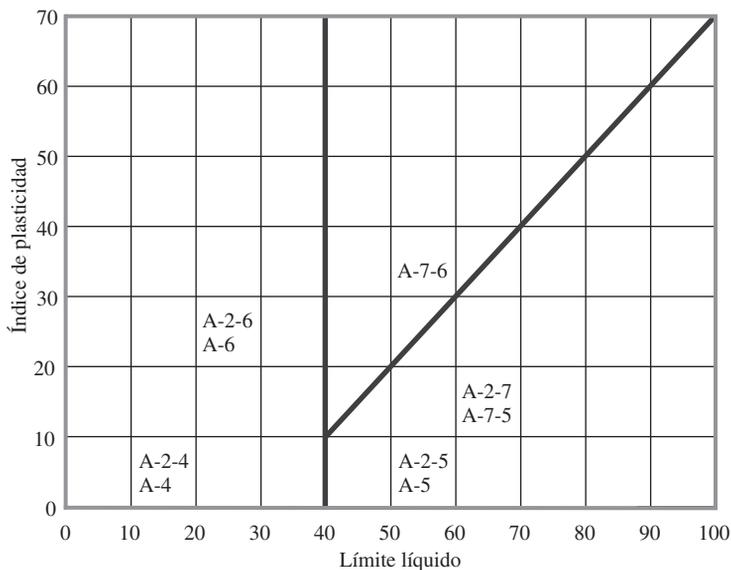


Figura 4.1 Rango del límite líquido y del índice de plasticidad para suelos en los grupos A-2, A-4, A-5, A-6 y A-7

El índice de grupo está dado por la siguiente ecuación

$$IG = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(PI - 10) \quad (4.1)$$

donde

F = porcentaje pasado por el tamiz núm. 200

LL = límite líquido

PI = índice de plasticidad

El primer término de la ecuación (4.1), es decir $(F - 35) [0.2 + 0.005(LL - 40)]$, es el índice de grupo parcial determinado por el límite líquido. El segundo término, $0.01 (F - 15) (PI - 10)$, es el índice de grupo parcial determinado a partir del índice de plasticidad. A continuación se presentan algunas reglas para la determinación del índice de grupo:

1. Si la ecuación (4.1) da un valor negativo para IG , se toma como 0.
2. El índice de grupo calculado a partir de la ecuación (4.1) se redondea al número entero más próximo (por ejemplo, $IG = 3.4$ se redondea a 3; $IG = 3.5$ se redondea a 4).
3. No hay límite superior para el índice de grupo.
4. El índice de grupo de los suelos que pertenecen a los grupos A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5 y A-3 siempre es 0.
5. Al calcular el índice de grupo para suelos que pertenecen a los grupos A-2-6 y A-2-7, utilice el índice de grupo parcial para PI , o

$$IG = 0.01(F-15)(PI-10) \quad (4.2)$$

En general, la calidad del rendimiento de un suelo como material de subrasante es inversamente proporcional al índice de grupo.

Ejemplo 4.1

Los resultados del análisis de tamaño de partícula de un suelo son los siguientes:

Porcentaje que pasa por el tamiz núm. 10 = 100

Porcentaje que pasa por el tamiz núm. 40 = 80

Porcentaje que pasa por el tamiz núm. 200 = 58

El límite líquido y el índice de plasticidad de la fracción del suelo menor al Núm. 40 son 30 y 10, respectivamente. Clasifique el suelo mediante el sistema de AASHTO.

Solución

Usando la tabla 4.1, ya que el 58% del suelo está pasando a través del tamiz núm. 200, éste cae bajo la clasificación de limo y arcilla, es decir, cae bajo el grupo A-4, A-5, A-6 o A-7. Procediendo de izquierda a derecha, cae en el grupo A-4.

De la ecuación 4.1

$$\begin{aligned} IG &= (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(PI - 10) \\ &= (58 - 35)[0.2 + 0.005(30 - 40)] + (0.01)(58 - 15)(10 - 10) \\ &= 3.45 \approx 3 \end{aligned}$$

Por lo tanto, el suelo se clasifica como **A-4 (3)**.

Ejemplo 4.2

El 95% de un suelo pasa a través del tamiz núm. 200 y tiene un límite de líquido de 60 e índice de plasticidad de 40. Clasifique el suelo mediante el sistema de AASHTO.

Solución

De acuerdo con la tabla 4.1, este suelo cae bajo el grupo A-7 (proceda de una manera similar a la del ejemplo 4.1). Ya que

$$\begin{array}{ccc} 40 > 60 - 30 \\ \uparrow & \uparrow \\ PI & LL \end{array}$$

éste es un suelo A-7-6

$$\begin{aligned} IG &= (F - 35) [0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(PI - 10) \\ &= (95 - 35) [0.2 + 0.005(60 - 40)] + (0.01)(95 - 15)(40 - 10) \\ &= 42 \end{aligned}$$

Por lo cual la clasificación es **A-7-6(42)**

4.3 Sistema unificado de clasificación de suelo

La forma original de este sistema fue propuesto por Casagrande en 1948 para su uso en los trabajos de construcción del aeródromo realizado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército durante la Segunda Guerra Mundial. En colaboración con el U.S. Bureau of Reclamation, este sistema fue revisado en 1952. En la actualidad, es ampliamente utilizado por los ingenieros (Norma ASTM D-2487). El Sistema Unificado de Clasificación se presenta en la tabla 4.2 y clasifica los suelos en dos grandes categorías:

1. Suelos de grano grueso que son de grava y arena en estado natural con menos de 50% que pasa a través del tamiz núm. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo de G o S. G es para el suelo de grava o grava, y S para la arena o suelo arenoso.
2. Suelos de grano fino con 50% o más que pasa por el tamiz núm. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo de M, que es sinónimo de limo inorgánico, C para la arcilla inorgánica y O para limos orgánicos y arcillas. El símbolo Pt se utiliza para la turba, lodo y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos que también se utilizan para la clasificación son:

- W: bien clasificado
- P: mal clasificado
- L: baja plasticidad (límite líquido menor de 50)
- H: alta plasticidad (límite líquido mayor de 50)

Tabla 4.2 Sistema unificado de clasificación de suelo (basado en el material que pasa por el tamiz núm. 75)

Criterio para la asignación de símbolos de grupo		Símbolos de grupo
Gravas Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Gravas limpias Menos de 5% finos ^a	GW GP
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	Gravas con finos Más de 12% finos ^{a,d}	GM GC
Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Arenas limpias Menos de 5% finos ^b Arenas con finos Más de 12% finos ^{b,d}	SW SP SM SC
Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánico	CL ML
Suelos de grano fino 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200	Orgánico	OL
Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	Inorgánico	CH MH
	Orgánico	OH
Suelos altamente orgánicos	Materia orgánica principalmente, color oscuro y orgánico	Pt

^aGravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: GW-GM, GW-GC, GP-GC.

^bArenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.

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

^dSi $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo GC-GM o SC-SM.

^eSi $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo CL-ML.

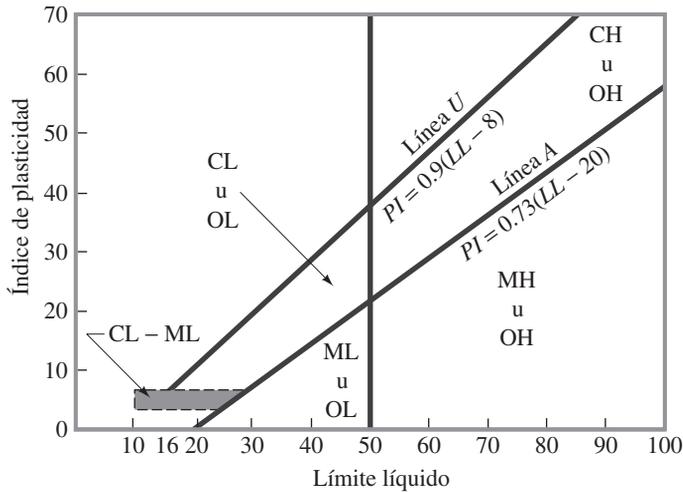


Figura 4.2 Gráfica de plasticidad

Para la clasificación adecuada de acuerdo con este sistema, una parte o toda la siguiente información debe conocerse:

1. Porcentaje de grava, esto es, la fracción que pasa el tamiz de 76.2 mm y retenida en el tamiz núm. 4 (4.75 mm de apertura)
2. El porcentaje de arena, es decir, la fracción que pasa el tamiz núm. 4 (4.75 mm de apertura) y es retenida en el tamiz núm. 200 (0.075 mm de apertura)
3. El porcentaje de limo y arcilla, esto es, la fracción más fina que el tamiz núm. 200 (0.075 mm de apertura)
4. El coeficiente de uniformidad (C_u) y el coeficiente de gradación (C_c)
5. El límite líquido y el índice de plasticidad de la porción de suelo que pasa el tamiz núm. 40

Los símbolos de los grupos de los suelos de grava de grano grueso son GW, GP, GM, GC, GC-GM, GW-GM, GW-GC, GP-GM y GP-GC. Del mismo modo, los símbolos de los grupos de suelos de grano fino son CL, ML, OL, CH, MH, OH, CL-ML y Pt.

Los nombres de los grupos de los distintos suelos clasificados bajo el Sistema de Clasificación Unificado se pueden determinar usando las figuras 4.3, 4.4 y 4.5. Al usar estas figuras, hay que recordar que en un suelo dado:

- Fracción fina = % que pasa el tamiz núm. 200
- Fracción gruesa = % retenido en el tamiz núm. 200
- Fracción grava = % retenido en el tamiz núm. 4
- Fracción arena = (% retenido en el tamiz núm. 200) – (% retenido en el tamiz núm. 4)

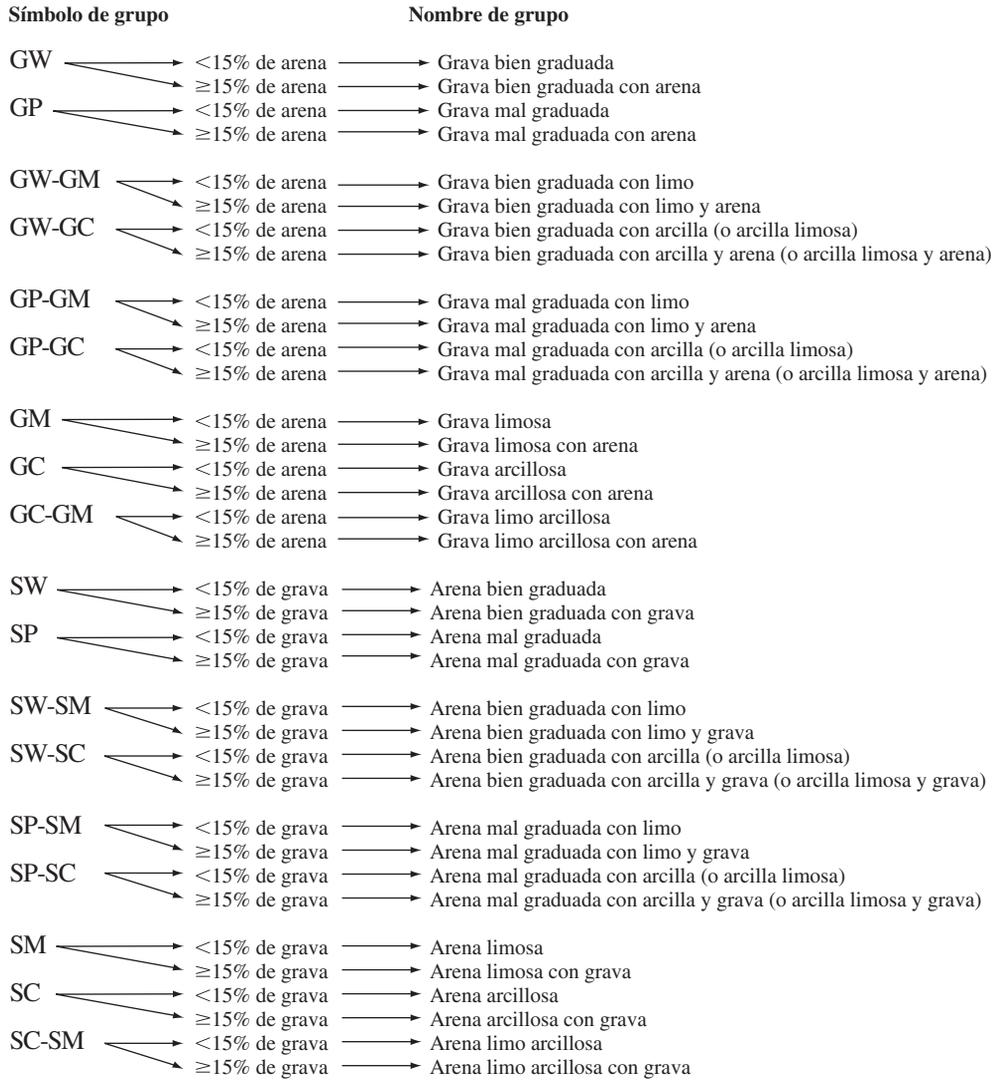


Figura 4.3 Diagrama de flujo para los nombres de los grupos de grava y arena del suelo (Reproducido con permiso del Libro Anual de Normas ASTM, 2010, copyright ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA, 19428)

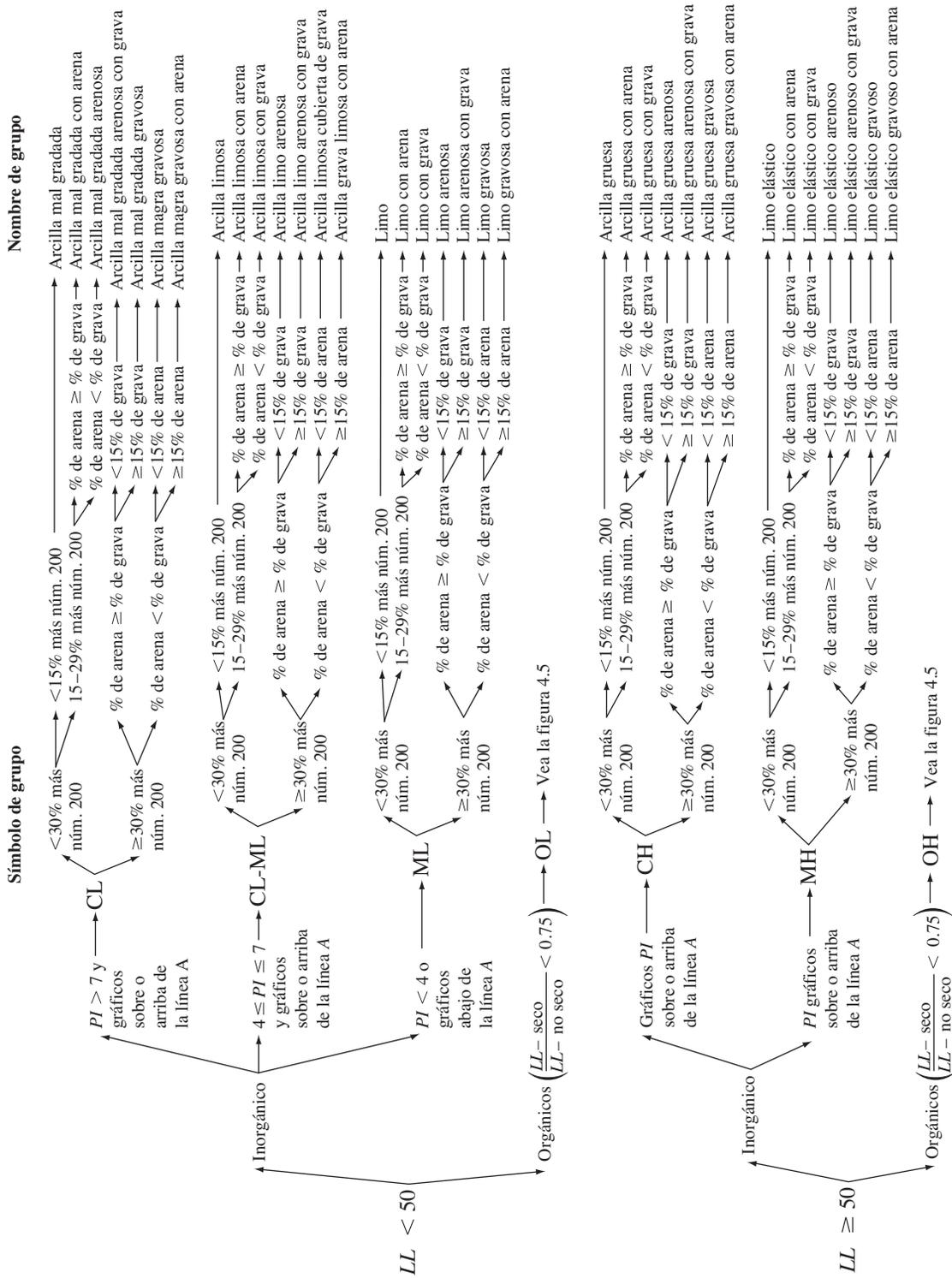


Figura 4.4 Diagrama de flujo de nombres de los grupos para limo inorgánico y suelos arcillosos (Reproducido con permiso del Libro Anual de Normas ASTM, 2010, copyright ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA, 19428)

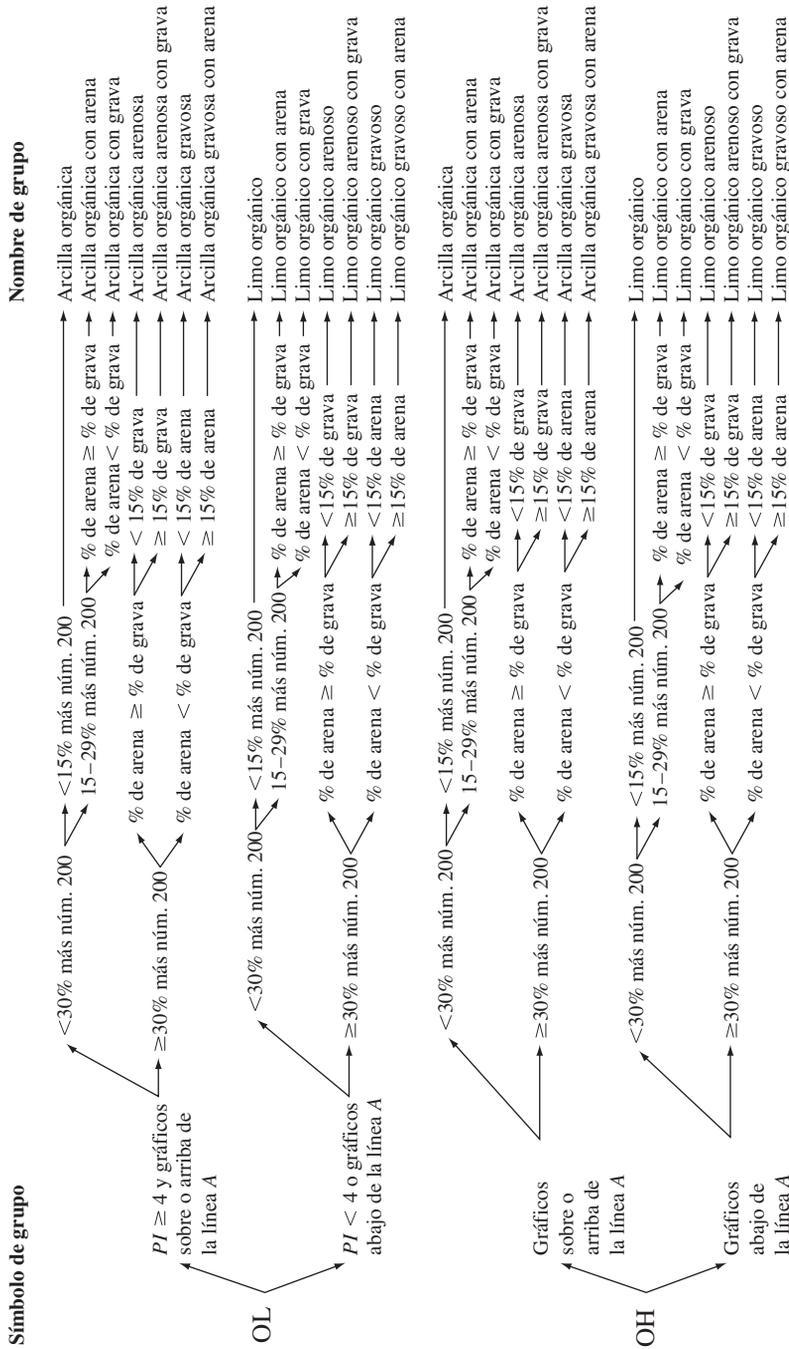


Figura 4.5 Diagrama de flujo de nombres de los grupos para limos orgánico y suelos arcillosos (Reproducido con permiso del Libro Anual de Normas ASTM, 2010, copyright ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA, 19428)

Ejemplo 4.3

Consulte el ejemplo 4.1. Clasifique el suelo mediante el sistema de clasificación unificado. Determine el símbolo y el nombre del grupo.

Solución

Consulte la tabla 4.2. Dado que 58% del suelo pasa a través del tamiz núm. 200, se trata de un suelo de grano fino. Al revisar la carta de plasticidad en la figura 4.2, se tiene para $LL = 30$ y $PI = 10$, que se puede clasificar (símbolo de grupo) como CL . Para determinar el nombre del grupo nos referimos a las figuras 4.4 y 4.6 que se toma de la figura 4.4. El porcentaje que pasa por el tamiz núm. 200 es más de 30%. Porcentaje de grava = 0; porcentaje de arena = $(100 - 58) - (0) = 42$. Por lo tanto, porcentaje de arena > porcentaje de grava. El porcentaje de grava también es menos de 15%. Por lo tanto, el nombre del grupo es **arcilla mal gradada arenosa**.

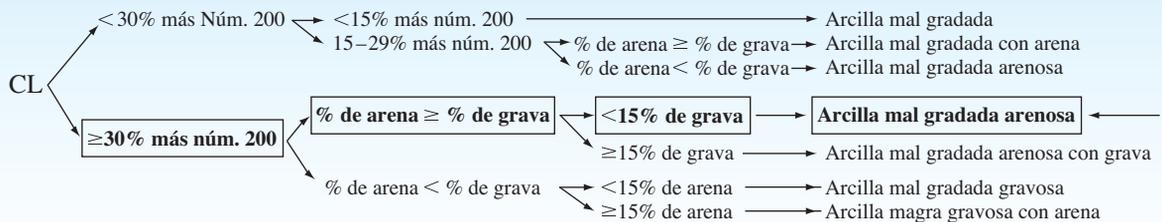


Figura 4.6 Determinación del nombre de grupo para el suelo del ejemplo 4.3

Ejemplo 4.4

Para un suelo dado, se conocen los siguientes datos:

- Porcentaje que pasa tamiz núm. 4 = 70
- Porcentaje que pasa tamiz núm. 200 = 30
- Límite líquido = 33
- Límite plástico = 12

Clasifique el suelo utilizando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Dé el símbolo y el nombre del grupo.

Solución

Consulte la tabla 4.2. El porcentaje que pasa por el tamiz núm. 200 es 30%, que es menor a 50%. Así que es un suelo de grano grueso. Por lo tanto,

$$\text{Fracción gruesa} = 100 - 30 = 70\%$$

Fracción de grava = porcentaje retenido en el tamiz núm. 4 = $100 - 70 = 30\%$. Así que más de 50% de la fracción gruesa está pasando por el tamiz núm. 4, por lo tanto es un suelo arenoso. Puesto que más del 12% está pasando por el tamiz núm. 200, éste es SM o SC. Para este suelo, $PI = 33 - 12 = 21$ (que es mayor que 7). Con $LL = 33$ y $PI = 21$, la gráfica está por encima de la línea A de la figura 4.2. Por lo tanto, el símbolo del grupo es **SC**.

Para obtener el nombre del grupo, consulte la figura 4.3 (y la figura 4.7 que se toma de la figura 4.3). Dado que el porcentaje de grava es más de 15%, es **arena arcillosa con grava**.

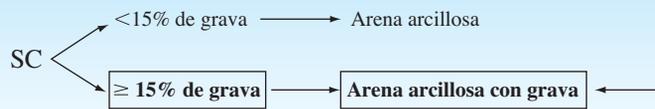


Figura 4.7 Determinación del nombre de grupo para el suelo del ejemplo 4.4

4.4 Resumen

En este capítulo discutimos los sistemas unificado de clasificación de suelos y AASHTO. A continuación se presenta un resumen de los *grupos de suelos* en cada sistema de clasificación.

1. De acuerdo con el sistema de la AASHTO, los *materiales granulares* tienen 35% o menos que pasa por el tamiz núm. 200. Estos suelos pertenecen a los grupos A-1-a, A-1-b, A-3, A-2-4, A-2-5, A-2-6 y A-2-7. Si más de 35% pasa a través del tamiz núm. 200, los suelos son de material limoso o arcilloso. Estos suelos entran en los grupos A-4, A-6, A-6, A-7-5 y A-7-6.
2. En el sistema de la AASHTO, la calidad del desempeño de un suelo como un material de subrasante es inversamente proporcional al índice de grupo (*GI*).
3. Bajo el Sistema Unificado, si más de la mitad del material es retenido en el tamiz núm. 200, es un suelo de grano grueso [lleno de grava (G) o arenoso (S)]. A continuación se presenta un resumen de los nombres de grupos de suelo de grano grueso.

Porcentaje que pasa por el tamiz núm. 200	Nombres de grupos
Menor o igual a 5	GW, GP o SW, SP
Mayor que 5 y menor o igual a 12	GW-GM, GP-GM GW-GC, GP-GC o SW-SM, SP-SM SW-SC, SP-SC
Mayor que 12	GM, GC o SM, SC

Si más de la mitad del material pasa a través del tamiz núm. 200, es un suelo de grano fino (limoso o arcilloso). El suelo en esta categoría pertenece a los grupos ML, MH, CL, CH y CL-ML.

Problemas

- 4.1 Clasifique los siguientes suelos por el sistema de clasificación AASHTO y dé los índices de grupo.

Suelo	<i>Porcentaje más fino (análisis de tamiz)</i>				Límite líquido*	Índice de plasticidad*
	Núm. 4	Núm. 10	Núm. 40	Núm. 200		
1	100	90	68	30	30	9
2	95	82	55	41	32	12
3	80	72	62	38	28	10
4	100	98	85	70	40	14
5	100	100	96	72	58	23
6	92	85	71	56	35	19
7	100	100	95	82	62	31
8	90	88	76	68	46	21
9	100	80	78	59	32	15
10	94	80	51	15	26	12

*Con base en porción que pasa tamiz núm. 40

- 4.2 Clasifique los siguientes suelos por el sistema unificado de clasificación de suelos y dé los símbolos y los nombres de grupo.

Suelo	<i>Análisis de tamiz, % de finos</i>		Límite líquido	Límite plástico	C_u	C_c
	Núm. 4	Núm. 200				
1	70	30	33	12		
2	48	20	41	19		
3	95	70	52	24		
4	100	82	30	11		
5	88	78	69	31		
6	71	4		NP	3.4	2.6
7	99	57	54	28		
8	71	11	32	16	4.8	2.9
9	100	2		NP	7.2	2.2
10	90	8	39	31	3.9	2.1

Referencias

- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1982). *AASHTO Materials, Part I, Specifications*, Washington, D.C.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2010). *ASTM Book of Standards*, Sec. 4, Vol. 04.08, West Conshohocken, PA.
- CASAGRANDE, A. (1948). "Classification and Identification of Soils," *Transactions*, ASCE, Vol. 113, 901–930.

Exploración del subsuelo

12.1 Introducción

El proceso de identificación de las capas de depósitos que subyacen a una estructura propuesta y sus características físicas se refiere generalmente como *exploración del subsuelo*. El propósito de la exploración del subsuelo es obtener información que ayudará al ingeniero en geotecnia en las siguientes tareas:

1. Selección del tipo y la profundidad de la base adecuada para una estructura dada.
2. Evaluación de la capacidad de carga de la cimentación.
3. Estimación del asentamiento probable de una estructura.
4. Determinación de los problemas potenciales de cimentación (por ejemplo, suelo expansivo, suelo colapsable, rellenos sanitarios, y así sucesivamente).
5. Determinación de la ubicación del nivel freático.
6. Predicción de la presión lateral de tierra sobre estructuras tales como muros de contención, pilotes y cortes apuntalados.
7. Establecimiento de métodos de construcción para condiciones cambiantes del subsuelo.

La exploración del subsuelo también es necesaria para la construcción subterránea y la excavación. Esto puede ser necesario cuando se contemplan adiciones o modificaciones a las estructuras existentes. En este capítulo vamos a discutir lo siguiente con más detalle:

- Planificación de exploraciones del subsuelo;
- Métodos de perforación exploratoria en campo;
- Recolección de muestras de suelo y la observación del nivel freático;
- Pruebas *in situ* para la determinación de las propiedades geotécnicas;
- Extracción de rocas, y
- Exploración geofísica en campo.

Los datos recopilados de las actividades antes mencionadas ayudarán a los ingenieros a evaluar el subsuelo en un sitio determinado para un proyecto particular que dará lugar a un diseño seguro de la(s) cimentación(es).

12.2 Programa de exploración del subsuelo

La exploración del subsuelo consta de varios pasos, incluidos la recopilación de información preliminar, el reconocimiento y la investigación del sitio.

Recopilación de la información preliminar

Debe obtenerse la información sobre el tipo de estructura que se construirá y su uso general. Para la construcción de edificios, las cargas de columnas aproximadas y su separación y el sótano, deben conocerse los requisitos del código de construcción local. La construcción de puentes requiere determinar la longitud del tramo y la carga de pilas y estribos.

Una idea general de la topografía y el tipo de suelo que se encuentran cerca y alrededor del sitio propuesto se puede obtener a partir de las siguientes fuentes (en el caso de Estados Unidos):

1. Mapas del Servicio Geológico.
2. Mapas geológicos del gobierno estatal.
3. Reportes de suelos del condado del Departamento de Agricultura y Servicio de Conservación del Suelo.
4. Mapas agrícolas publicados por los departamentos de agricultura de varios estados.
5. Información hidrológica publicada, incluyendo los registros de caudales, niveles altos de inundación, registros de marea, etcétera.
6. Manuales de suelos publicados por el Departamento de Carreteras de varios estados.

La información obtenida de estas fuentes puede ser muy útil para la planificación de una investigación sobre el terreno. En algunos casos se obtienen ahorros sustanciales mediante la previsión de los problemas que se pueden encontrar más adelante en el programa de exploración.

Reconocimiento

El ingeniero siempre debe realizar una inspección visual del sitio para obtener información acerca de estas características:

1. Topografía general del sitio y posible existencia de zanjas de drenaje, los tiraderos de escombros abandonados y otros materiales. Además, la evidencia de deslizamiento de las laderas y profundidad, y amplias grietas de contracción a intervalos regularmente espaciados puede ser indicativo de suelos expansivos.
2. Estratificación del suelo de los cortes profundos, como los realizados para la construcción de carreteras y vías férreas cercanas.
3. Tipo de vegetación en el sitio, que puede indicar la naturaleza del suelo. Por ejemplo, una cubierta de mezquite en el centro de Texas puede indicar la existencia de arcillas expansivas que pueden causar posibles problemas de cimentación.
4. Marcas de agua alta en los edificios cercanos y pilares de puente.
5. Niveles de aguas subterráneas, que pueden determinarse mediante la verificación de los pozos cercanos.
6. Tipos de construcción cercana y existencia de grietas en las paredes u otros problemas.

La naturaleza de la estratificación y las propiedades físicas del suelo en las inmediaciones también se pueden obtener a partir de los informes de exploración del suelo disponibles para las estructuras existentes cercanas.

Investigación del sitio

La fase de investigación del sitio del programa de exploración consiste en la planificación, el barrenado de prueba y la recolección de muestras de suelo a intervalos deseados para la observación posterior y pruebas de laboratorio. La profundidad mínima requerida aproximada de las

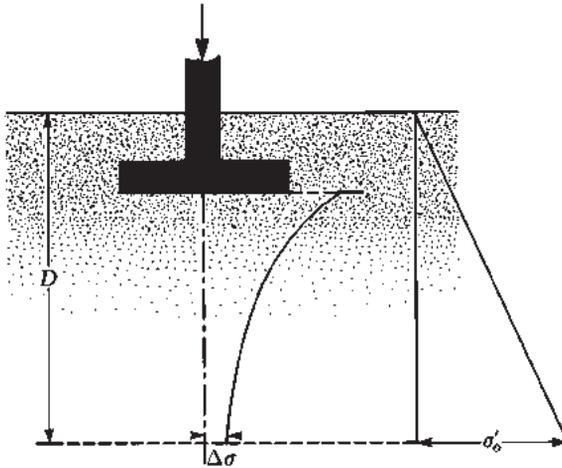


Figura 12.1 Determinación de la profundidad mínima de perforación

perforaciones debe ser predeterminada; sin embargo, la profundidad se puede cambiar durante la operación de perforación, dependiendo del subsuelo encontrado. Para determinar la profundidad mínima aproximada de perforación para cimentaciones, los ingenieros pueden utilizar las reglas establecidas por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (1972):

1. Determinar el aumento neto del esfuerzo, $\Delta\sigma$, bajo una cimentación con la profundidad, como se muestra en la figura 12.1. (Las ecuaciones generales para la estimación de aumento del esfuerzo se proporcionan en el capítulo 8.)
2. Estimar la variación del esfuerzo efectivo vertical, σ'_o , con la profundidad.
3. Determinar la profundidad, $D = D_1$, en que el aumento del esfuerzo $\Delta\sigma$ es igual a $1/10 q$ ($q =$ esfuerzo neto estimado sobre la cimentación).
4. Determinar la profundidad, $D = D_2$, en la que $\Delta\sigma/\sigma'_o = 0.05$.
5. A menos que se encuentre lecho de roca, la más pequeña de las dos profundidades, D_1 y D_2 , se determinará como la profundidad mínima aproximada requerida de perforación.

Si se utilizan las reglas anteriores, las profundidades de perforación para un edificio con una anchura de 30 m serán aproximadamente como se enlistan en la tabla 12.1, de acuerdo con Sowers y Sowers (1970). Para los hospitales y edificios de oficinas también se utiliza la siguiente regla para determinar la profundidad de perforación:

$$D_b = 3S^{0.7} \quad (\text{para acero ligero o edificios estrechos de concreto}) \quad (12.1)$$

$$D_b = 6S^{0.7} \quad (\text{para el acero pesado o edificios anchos de concreto}) \quad (12.2)$$

Tabla 12.1 Profundidades de perforación aproximadas para edificios con una anchura de 30 m

Núm. de pisos	Profundidad de perforación (m)
1	3.5
2	6
3	10
4	16
5	24

Tabla 12.2 Espaciamiento aproximado entre perforaciones

Tipo de proyecto	Separación (m)
Edificio de varios niveles	10–30
Instalaciones industriales de una sola planta	20–60
Carreteras	250–500
Subdivisión residencial	250–500
Presas y diques	40–80

donde

$$D_b = \text{profundidad de perforación (m)}$$

$$S = \text{número de perforaciones}$$

Cuando se prevén excavaciones profundas, la profundidad de perforación debe ser al menos 1.5 veces la profundidad de la excavación.

A veces las condiciones del subsuelo requieren que la carga de cimentación sea transmitida a la roca madre. La profundidad mínima de la perforación central en el lecho de roca es de unos 3 m. Si la cimentación es irregular o degradada, las perforaciones centrales pueden tener que ser más profundas.

No hay reglas muy estrictas para el espaciamiento de los barrenos. La tabla 12.2 ofrece algunas pautas generales. La separación puede ser aumentada o disminuida, dependiendo de la condición del subsuelo. Si varios estratos del suelo son más o menos uniformes y predecibles se necesitan menos barrenos que en estratos de suelo no homogéneos.

El ingeniero también debe tener en cuenta el costo final de la estructura cuando toma las decisiones con respecto a la extensión de la exploración de campo. El costo de exploración debe ser generalmente 0.1% a 0.5% del costo de la estructura.

12.3 Perforaciones exploratorias en campo

Los barrenos en el suelo se pueden hacer por varios métodos, incluyendo la perforación con barrena, por lavado, la perforación por percusión y el sondeo rotatorio.

La *perforación con barrena* es el método más simple de hacer perforaciones exploratorias. La figura 12.2 muestra dos tipos de barrenas manuales: la *barrena de agujeros para poste* y la *barrena helicoidal*. No se pueden utilizar barrenas manuales para perforar agujeros a profundidades superiores a 3-5 m; sin embargo, se pueden usar para el trabajo de exploración del suelo para algunas carreteras y estructuras pequeñas. Para hacer perforaciones profundas están disponibles *barrenas helicoidales portátiles de motor* (de 30 a 75 mm de diámetro). Las muestras de suelo obtenidas a partir de dichas perforaciones están muy alteradas. En algunos suelos no cohesivos o suelos con baja cohesión las paredes de los pozos no se sostendrán sin apoyo. En tales circunstancias se utiliza un tubo de metal como *carcasa* para evitar que el suelo se derrumbe.

Cuando la energía eléctrica está disponible, las *barrenas de raspado continuo* son, probablemente, el método más común utilizado para la perforación de un pozo de sondeo. El poder para la perforación es entregado por camiones o tractores montados sobre plataformas de perforación. Con este método se pueden hacer fácilmente perforaciones de hasta aproximadamente 60-70 m. Las barrenas de raspado continuo están disponibles en secciones de alrededor de 1-2 m, ya sea con un vástago sólido o hueco. Algunas de las barrenas sólidas utilizadas tienen diámetros exteriores de 67 mm,

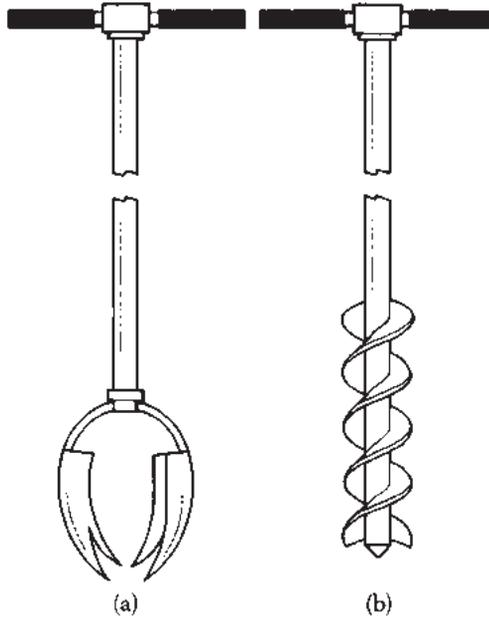


Figura 12.2 Herramientas manuales: (a) taladro de agujeros para poste; (b) taladro helicoidal

83 mm, 102 mm y 114 mm. Las barrenas huecas disponibles comercialmente tienen dimensiones de 64 mm de diámetro interior (ID) y 158 mm de diámetro exterior (OD), 70 mm de diámetro interior y 178 mm de diámetro exterior, 76 mm de diámetro interior y 203 mm de diámetro exterior y 83 mm de diámetro interior y 229 mm de diámetro exterior.

La punta de la barrena está unida a una cabeza cortadora. Durante la operación de perforación (figura 12.3), sección tras sección pueden ser añadidas a la barrena y prolongar el agujero hacia abajo. La hélice de la barrena lleva la tierra suelta desde la parte inferior del pozo a la superficie. El perforador puede detectar cambios en el tipo de suelo al observar los cambios en la velocidad y el sonido de la perforación. Cuando se utilizan barrenas sólidas, éstas deben ser retiradas en intervalos regulares para obtener muestras de suelo y también para llevar a cabo otras operaciones, como pruebas de penetración estándar. Las barrenas huecas tienen una clara ventaja sobre las sólidas, ya que no tienen que ser retiradas con frecuencia para el muestreo u otras pruebas. Como se muestra esquemáticamente (figura 12.4), el exterior de la barrena hueca actúa como una carcasa.

El sistema de la barrena hueca incluye lo siguiente:

- | | |
|----------------------------|---|
| <i>Componente externo:</i> | (a) las secciones huecas de la barrena, (b) la barrena de cabeza hueca y (c) la cabeza de accionamiento |
| <i>Componente interno:</i> | (a) el conjunto de la guía, (b) la columna de la barra central y (c) del adaptador de barra a la cabeza |

La cabeza de la barrena contiene dientes de carburo reemplazables. Durante la perforación, si se colectan muestras de suelo a una cierta profundidad, se retira el conjunto de la guía y la barra central, y a continuación se inserta el tomador de muestras de suelo a través del vástago hueco de la columna de la barrena.

La *perforación por lavado* es otro método de perforación de pozos de sondeo. En este método, una carcasa alrededor de 2-3 m de largo está enterrada en el suelo. A continuación se retira el suelo del interior de la carcasa, utilizando una punta de corte unida a una varilla de perforación.



Figura 12.3 Perforación con barrenas de raspado continuo (Cortesía de Danny R. Anderson, PE de Professional Service Industries, Inc., El Paso, Texas)

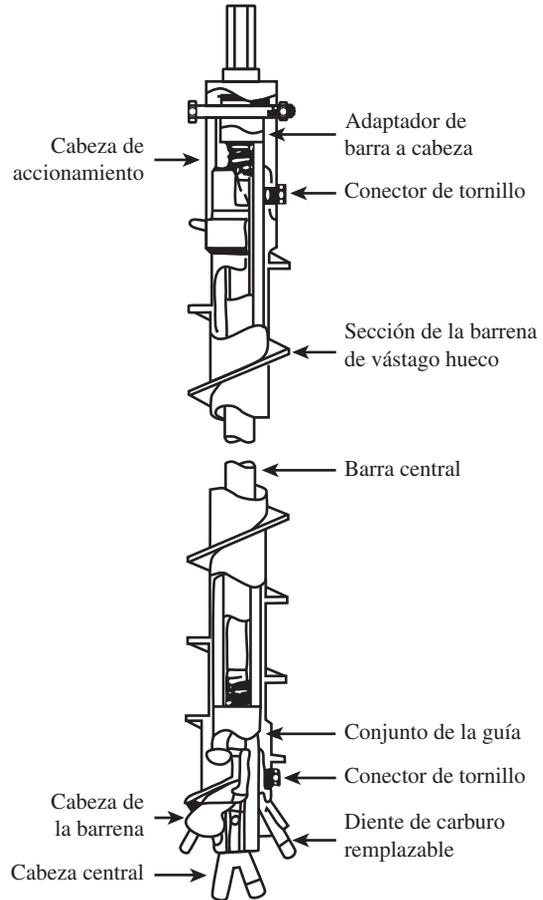


Figura 12.4 Componentes de la barrena hueca (Reproducido con permiso de Annual Book of ASTM Standards, 2003, derechos reservados ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA, 19428)

El agua es inyectada a través de la varilla de perforación y sale a una velocidad muy alta a través de los agujeros en la parte inferior de la broca de corte. El agua y las partículas desmenuzadas de suelo se elevan por el agujero de perforación y se vierten en la parte superior de la carcasa a través de una conexión en T. El agua de lavado se recoge en un recipiente. La carcasa se puede ampliar con piezas adicionales a medida que progresa la perforación; sin embargo, esto no es necesario si el pozo se mantiene abierto y no se derrumba.

La *perforación rotatoria* es un procedimiento por el cual las barrenas de perforación giran rápidamente, unidas a la parte inferior de las barras de perforación cortan y trituran el suelo y avanzan en el pozo de sondeo. Este procedimiento se puede utilizar en arena, arcilla y roca (a menos que esté muy fisurada). Agua, o *lodo de perforación*, es inyectada hacia abajo por las varillas de perforación y el flujo de retorno lleva los recortes a la superficie. Con esta técnica se pueden hacer fácilmente perforaciones con diámetros de 50-200 mm. El lodo de perforación es una lechada de agua y bentonita. En general, la perforación rotatoria se utiliza cuando es probable que el suelo encontrado se desmorone. Cuando se necesitan muestras de suelo, la varilla de perforación se eleva y la cabeza de corte se sustituye por un muestreador.

La *perforación por percusión* es un método alternativo de avance de un pozo de sondeo, en particular a través del suelo y rocas duras. Una pesada barrena de perforación se sube y se baja para cortar el suelo duro. Las partículas del suelo picadas son atrapadas por la circulación de agua. La perforación por percusión puede requerir una carcasa.

12.4 Procedimientos para muestrear el suelo

Se pueden obtener dos tipos de muestras de suelo durante la exploración del subsuelo: *alteradas* y *no alteradas*. Las muestras alteradas, pero representativas, generalmente se pueden utilizar para los siguientes tipos de pruebas de laboratorio:

1. Análisis granulométrico
2. Determinación de los límites líquido y plástico
3. Peso específico de sólidos del suelo
4. Determinación del contenido orgánico
5. Clasificación de suelo

Sin embargo, las muestras de suelo alterado no pueden ser utilizadas para la consolidación, conductividad hidráulica o pruebas de resistencia al corte. Para estas pruebas de laboratorio se deben obtener muestras de suelo no alteradas. El procedimiento común de recolección de muestras alteradas es a través de muestreadores de cuchara dividida. Las muestras no alteradas se pueden recoger mediante el uso de tubos de pared delgada. En las siguientes secciones se describen estos procedimientos de muestreo.

12.5 Muestreo con tubo muestreador de media caña

Los muestreadores de media caña pueden utilizarse en campo para obtener muestras de suelo que por lo general están alteradas, pero todavía son representativas. En la figura 12.5 se muestra una sección de un *muestreador de media caña estándar*. Se compone de una zapata de acero para herramientas de conducción, un tubo de acero que se divide longitudinalmente por la mitad y un acoplamiento en la parte superior. El acoplamiento conecta la toma de muestras a la varilla de perforación. El tubo dividido estándar tiene un diámetro interior de 34.93 mm y un diámetro exterior de 50.8 mm; sin embargo, hay muestreadores que tienen diámetros dentro y fuera de hasta 63.5 mm y 76.2 mm, respectivamente, que también están disponibles. Cuando un pozo de sondeo se extiende a una profundidad predeterminada, las herramientas de perforación son retiradas y el muestreador se baja a la parte inferior del pozo de sondeo. El muestreador se introduce en el suelo con golpes de martillo en la parte superior de la barra de perforación. El peso estándar del martillo es de 623 N y, para cada golpe, el martinete tiene una altura de caída de 762 mm. Se registra el número de golpes necesarios para la penetración del muestreador de tres intervalos de 152.4 mm. El número de golpes necesarios para los dos últimos intervalos se suman para dar el *número de penetración estándar*, N , a esa profundidad. Este número se refiere generalmente como el valor N (Sociedad Americana para Pruebas y Materiales, 2010, Designación D-1586). Entonces, el muestreador es retirado y se eliminan la zapata y el cople. A continuación, la muestra de suelo recuperado del tubo se coloca en una botella de vidrio y se transporta al laboratorio.

El grado de alteración de una muestra de suelo generalmente se expresa como

$$A_R(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2}(100) \quad (12.3)$$

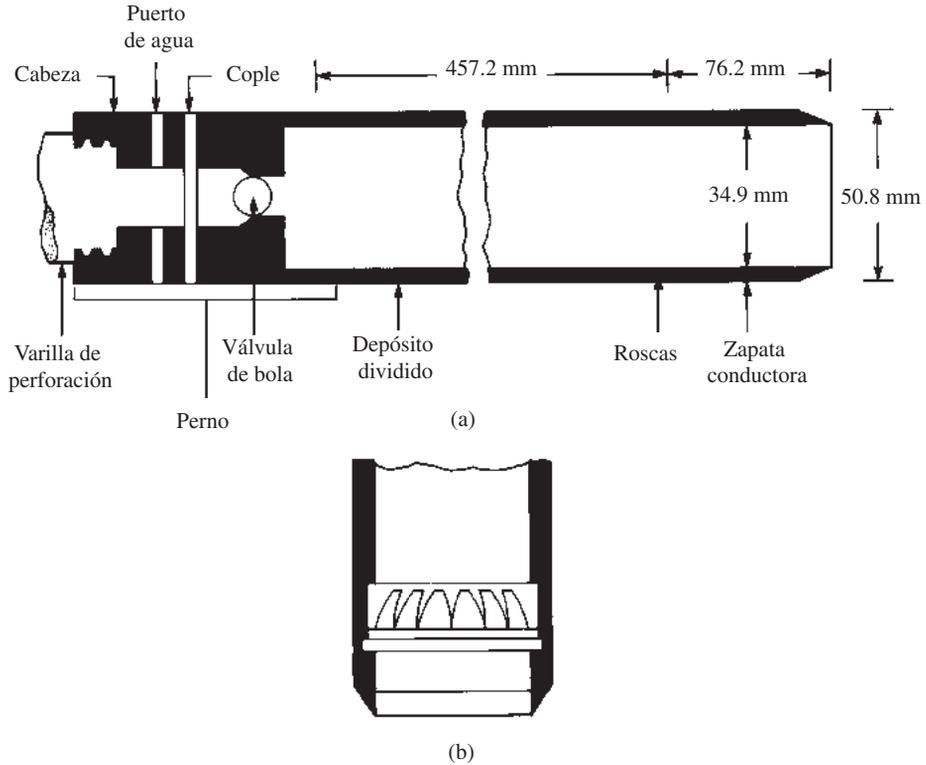


Figura 12.5 (a) Muestreador de media caña estándar; (b) núcleo de muelles del colector

donde

- A_R = relación de área
- D_o = diámetro exterior del tubo de muestreo
- D_i = diámetro interior del tubo de muestreo

Cuando la relación de área es 10% o menos, generalmente se considera que la muestra no tiene alteraciones.

Las muestras de media caña generalmente se toman a intervalos de aproximadamente 1.5 m. Cuando el material encontrado en campo es de arena (arena especialmente fina por debajo del nivel freático), la recuperación de la muestra por un muestreador de media caña puede ser difícil. En ese caso, un dispositivo, como un *extractor de núcleos de resorte* (figura 12.5b), puede colocarse dentro del penetrómetro.

En este punto, es importante señalar que hay varios factores que contribuyen a la variación de la cantidad de penetración estándar N a una determinada profundidad de perfiles de suelos similares. Estos factores incluyen la prueba de penetración (SPT), la eficiencia de martillo, el diámetro de la perforación, el método de muestreo y el factor de longitud de la varilla (Seed *et al.*, 1985; Skempton, 1986). Los dos tipos más comunes de martillos SPT utilizados en campo son el *martillo de seguridad* y el *martillo de anillos*. Comúnmente se dejan caer por una cuerda con dos vueltas *alrededor de una polea*.

Con base en las observaciones de campo parece razonable estandarizar el número estándar de penetración de campo basado en la energía de conducción de entrada y su disipación en torno a la toma de muestras en el suelo circundante, o

$$N_{60} = \frac{N\eta_H\eta_B\eta_S\eta_R}{60} \quad (12.4)$$

donde

N_{60} = número de penetración estándar corregido para condiciones de campo

N = número de penetración medido

η_H = eficiencia del martillo (%)

η_B = corrección para el diámetro de la perforación

η_S = corrección del muestreador

η_R = corrección para la longitud de la varilla

Con base en las recomendaciones de Seed *et al.* (1985) y Skempton (1986), las variaciones de η_H , η_B , η_S y η_R se resumen en la tabla 12.3.

Correlaciones con N_{60} en suelo cohesivo

Además de la obtención de muestras de suelo, las pruebas de penetración estándar proporcionan varias correlaciones útiles. Por ejemplo, la consistencia de los suelos arcillosos a menudo puede

Tabla 12.3 Variaciones de η_H , η_B , η_S y η_R [ecuación (12.4)]

1. Variación de η_H

País	Tipo de martillo	Lanzamiento del martillo	η_H (%)
Japón	Anillos	Caída libre	78
Estados Unidos	Anillos	Cuerda y polea	67
	Seguridad	Cuerda y polea	60
Argentina	Anillos	Cuerda y polea	45
	China	Cuerda y polea	60
China	Anillos	Cuerda y polea	60
	Anillos	Cuerda y polea	50

2. Variación de η_B

Diámetro (mm)	η_B
60–120	1
150	1.05
200	1.15

3. Variación de η_S

Variable	η_S
Muestreado estándar	1.0
Con revestimiento para arena densa y arcilla	0.8
Con revestimiento para arena suelta	0.9

4. Variación de η_R

Longitud de la varilla (m)	η_R
>10	1.0
6–10	0.95
4–6	0.85
0–4	0.75

Tabla 12.4 Consistencia de arcillas y correlación aproximada para el número de penetración estándar, N_{60}

Número de penetración estándar, N_{60}	Consistencia	Resistencia a la compresión no confinada, q_u (kN/m ²)
0–2	Muy blanda	0–25
2–5	Blanda	25–50
5–10	Rigidez media	50–100
10–20	Rígida	100–200
20–30	Muy rígida	200–400
>30	Dura	>400

estimarse a partir del número estándar de penetración, N_{60} , como se muestra en la tabla 12.4. Sin embargo, las correlaciones de arcillas requieren pruebas para verificar que las relaciones son válidas para que el depósito de arcilla sea examinado.

La literatura técnica contiene muchas correlaciones entre el número estándar de penetración y la resistencia al corte no drenada de la arcilla, c_u . Sobre la base de los resultados de las pruebas triaxiales no drenadas realizadas en arcillas insensitivas, Stroud (1974) sugirió que

$$c_u = KN_{60} \tag{12.5}$$

donde

K = constante = 3.5-6.5 kN/m²

N_{60} = número de penetración estándar obtenido en el campo

El valor promedio de K es aproximadamente de 4.4 kN/m². Hara *et al.* (1971) también sugirieron que

$$c_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 29N_{60}^{0.72} \tag{12.6}$$

Esto es importante para hacer notar que toda correlación entre c_u y N_{60} sólo es aproximada.

Corrección para el número de penetración estándar en suelo granular

En suelos granulares, el valor N_{60} se ve afectado por la presión de sobrecarga efectiva, σ'_o . Por esa razón, el valor N_{60} obtenido a partir de la exploración de campo bajo diferentes presiones efectivas de sobrecarga debe ser cambiado para corresponder a un valor estándar de σ'_o . Es decir,

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} \tag{12.7}$$

donde

$(N_1)_{60}$ = valor corregido N para un valor estándar de σ'_o (≈ 100 kN/m²)

C_N = factor de corrección

N_{60} = valor N obtenido del campo

Se han propuesto muchas relaciones empíricas para C_N . Algunas de ellas se dan a continuación. Las relaciones más comúnmente citadas son las dadas por Liao y Whitman (1986) y Skempton (1986).

Relación de Liao y Whitman (1986):

$$C_N = \left[\frac{1}{\left(\frac{\sigma'_o}{p_a} \right)} \right]^{0.5} \quad (12.8)$$

Relación de Skempton (1986):

$$C_N = \frac{2}{1 + \left(\frac{\sigma'_o}{p_a} \right)} \quad (\text{para arena fina normalmente consolidada}) \quad (12.9)$$

$$C_N = \frac{3}{2 + \left(\frac{\sigma'_o}{p_a} \right)} \quad (\text{para arena gruesa normalmente consolidada}) \quad (12.10)$$

$$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \left(\frac{\sigma'_o}{p_a} \right)} \quad (\text{para arena sobreconsolidada}) \quad (12.11)$$

Relación de Seed *et al.* (1975):

$$C_N = 1 - 1.25 \log \left(\frac{\sigma'_o}{p_a} \right) \quad (12.12)$$

Relación de Peck *et al.* (1974):

$$C_N = 0.77 \log \left[\frac{20}{\left(\frac{\sigma'_o}{p_a} \right)} \right] \left(\text{para } \frac{\sigma'_o}{p_a} \geq 0.25 \right) \quad (12.13)$$

Relación de Bazaraa (1967):

$$C_N = \frac{4}{1 + 4 \left(\frac{\sigma'_o}{p_a} \right)} \quad \left(\text{para } \frac{\sigma'_o}{p_a} \leq 0.75 \right) \quad (12.14)$$

$$C_N = \frac{4}{3.25 + \left(\frac{\sigma'_o}{p_a} \right)} \quad \left(\text{para } \frac{\sigma'_o}{p_a} > 0.75 \right) \quad (12.15)$$

En las ecuaciones (12.8) a (12.15), p_a = presión atmosférica ($\approx 100 \text{ kN/m}^2$).

La tabla 12.5 muestra la comparación del C_N resultante utilizando las diversas relaciones antes citadas. Se puede observar que la magnitud del factor de corrección calculado mediante el uso de cualquiera de las relaciones es aproximadamente el mismo, teniendo en cuenta las incertidumbres que intervienen en la realización de las pruebas de penetración estándar. Por lo tanto, se recomienda que la ecuación (12.8) puede ser utilizada para todos los cálculos.

Tabla 12.5 Variación de C_N

$\frac{\sigma'_o}{P_a}$	C_N						Ecuaciones (12.14) y (12.15)
	Ec. (12.8)	Ec. (12.9)	Ec. (12.10)	Ec. (12.11)	Ec. (12.12)	Ec. (12.13)	
0.25	2.00	1.60	1.33	1.78	1.75	1.47	2.00
0.50	1.41	1.33	1.20	1.17	1.38	1.23	1.33
0.75	1.15	1.14	1.09	1.17	1.15	1.10	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.94
1.50	0.82	0.80	0.86	0.77	0.78	0.87	0.84
2.00	0.71	0.67	0.75	0.63	0.62	0.77	0.76
3.00	0.58	0.50	0.60	0.46	0.40	0.63	0.65
4.00	0.50	0.40	0.60	0.36	0.25	0.54	0.55

Correlación entre la resistencia de penetración estándar y la densidad relativa del suelo granular

Una relación aproximada entre el número de penetración estándar corregido y la densidad relativa de la arena se da en la tabla 12.6. Estos valores son aproximados, principalmente debido a que la presión de sobrecarga efectiva y el esfuerzo histórico del suelo influyen significativamente los valores N_{60} de arena.

Más recientemente, Hatanaka y Feng (2006) propusieron las siguientes relaciones entre la densidad relativa (D_r) y $(N_1)_{60}$ para la arena fina a media.

$$D_r (\%) = 1.55(N_1)_{60} + 40 \text{ [para } 0 \leq (N_1)_{60} \leq 25 \text{]} \tag{12.16a}$$

$$D_r (\%) = 0.84(N_1)_{60} + 58.8 \text{ [para } 25 \leq (N_1)_{60} \leq 50 \text{]} \tag{12.16b}$$

Para arenas finas a medias con finos (es decir, % que pasa el tamiz núm. 200, F_c) entre 15% y 20%, el $(N_1)_{60}$ en las ecuaciones (12.16a y 12.16b) puede modificarse como

$$(N_1)_{60} = (N_{60} + 12.9) \left(\frac{98}{\sigma'_o} \right)^{0.5} \tag{12.17}$$

donde σ'_o es el esfuerzo efectivo vertical en kN/m^2 .

Tabla 12.6 Relación entre el valor N corregido y la densidad relativa en arenas

Número de penetración estándar, $(N_1)_{60}$	Densidad relativa aproximada, D_r (%)
0–5	0–5
5–10	5–30
10–30	30–60
30–50	60–95

Correlación entre N_{60} y $(N_1)_{60}$ con el ángulo pico de fricción en el suelo granular

El ángulo *pico* efectivo de fricción de suelos granulares, ϕ' , fue correlacionado con el número de penetración estándar corregido por Peck, Hanson y Thornburn (1974). Le dieron una correlación entre $(N_1)_{60}$ y ϕ' en una forma gráfica, que se puede aproximar como (Wolff, 1989)

$$\phi' \text{ (grad)} = 27.1 + 0.3(N_1)_{60} - 0.00054[(N_1)_{60}]^2 \quad (12.18)$$

Schmertmann (1975) proporcionó una correlación entre N_{60} , σ'_o y ϕ' . La correlación se puede aproximar como (Kulhawy y Mayne, 1990)

$$\phi' = \tan^{-1} \left[\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma'_o}{p_a} \right)} \right]^{0.34} \quad (12.19)$$

donde

- N_{60} = número de penetración estándar de campo
- σ'_o = presión de sobrecarga efectiva
- p_a = presión atmosférica en la misma unidad como σ'_o ($\approx 100 \text{ kN/m}^2$)
- ϕ' = ángulo de fricción del suelo (efectivo)

Más recientemente, Hatanaka y Uchida (1996) proporcionaron una correlación simple entre ϕ' y $(N_1)_{60}$, que se puede expresar como

$$\phi' = \sqrt{20(N_1)_{60}} + 20 \quad (12.20)$$

Comentarios generales

Cuando se utilizan los valores de resistencia a la penetración estándar en las correlaciones anteriores para estimar parámetros del suelo, deben tenerse en cuenta las siguientes reservas:

1. Las ecuaciones son aproximadas y en gran medida empíricas.
2. Debido a que el suelo no es homogéneo, los valores N_{60} obtenidos a partir de un pozo de sondeo dado varían ampliamente.
3. En depósitos de suelos que contienen grandes cantos rodados y grava, los números de penetración estándar pueden ser erráticos y poco fiables.

Aunque las correlaciones son aproximadas, con la interpretación correcta la prueba de penetración estándar proporciona una buena evaluación de las propiedades del suelo. Las principales fuentes de error en los ensayos de penetración estándar son la limpieza inadecuada de la perforación, la medición descuidada del número de golpes, los golpes de martillo excéntricos en la barra de perforación y el mantenimiento inadecuado del nivel de agua en el barreno.

12.6 Muestreo con tubo de pared delgada

Los tubos de pared delgada a veces son llamados *tubos Shelby*. Están hechos de acero sin costura y por lo general se utilizan para obtener suelos arcillosos inalterados. Los muestreadores de tubo de pared delgada comúnmente utilizados tienen diámetros exteriores de 50.8 mm y

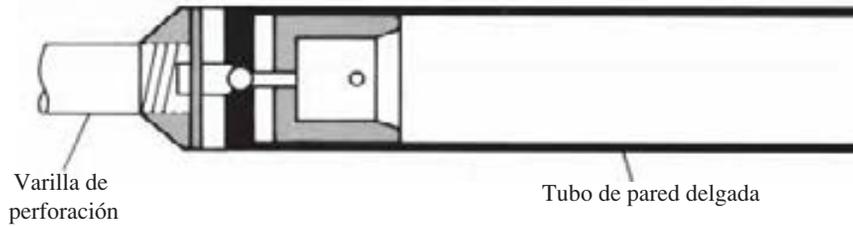


Figura 12.6 Tubo de pared delgada

76.2 mm. El extremo inferior del tubo es afilado. Los tubos pueden ser unidos a las varillas de perforación (figura 12.6). La varilla de perforación con el muestreador adjunto se baja a la parte inferior del pozo de sondeo y la toma de muestras se introduce en el suelo. La muestra de suelo en el interior del tubo se jala hacia fuera. Los dos extremos del muestreador son sellados y se envía al laboratorio para su análisis.

Las muestras obtenidas de esta manera pueden ser utilizadas para las pruebas de consolidación o de corte. Un tubo de pared delgada con un diámetro exterior de 50.8 mm tiene un diámetro interior de aproximadamente 47.63 mm. La razón de área es

$$A_R(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2}(100) = \frac{(50.8)^2 - (47.63)^2}{(47.63)^2}(100) = 13.75\%$$

Aumentar los diámetros de las muestras aumenta el costo de obtención de las mismas.

12.7 Observación de los niveles de agua

La presencia de una capa freática cerca de la cimentación afecta significativamente la capacidad de carga y de asentamiento de ésta. El nivel del agua cambia según la temporada. En muchos casos, puede ser necesario el establecimiento de los niveles más alto y más bajo posibles de agua durante la vida de un proyecto.

Si se encuentra agua en un pozo durante una exploración de campo, debe quedar registrado. En suelos con alta permeabilidad, el nivel de agua en un pozo de sondeo se estabilizará alrededor de 24 horas después de terminada la perforación. Entonces la profundidad del nivel freático puede ser registrada bajando una cadena o cinta en el pozo de sondeo.

En capas altamente impermeables, el nivel del agua en un pozo de sondeo no puede estabilizarse durante varias semanas. En estos casos, si se requieren mediciones exactas del nivel de agua se utilizará un *piezómetro*.

El piezómetro simple (figura 12.7) es un tubo vertical o piezómetro tipo Casagrande. Se compone de un tubo de elevación unido a una boquilla de filtro que se coloca en la arena. Un sello de bentonita se coloca por encima de la arena para aislar la presión de agua intersticial en la punta del filtro. El espacio anular entre el tubo ascendente y el pozo se rellena con lechada de bentonita-cemento para evitar la migración vertical de agua. Esto permite la verificación periódica hasta que el nivel del agua se estabilice.

12.8 Prueba de corte con veleta

Resultados bastante fiables para la conservación *in situ* de la resistencia al corte no drenada, c_u ($\phi = 0$ concepto) de los suelos cohesivos plásticos blandos pueden obtenerse directamente de pruebas de veletas de corte durante la operación de perforación (Norma ASTM D-2573). La veleta

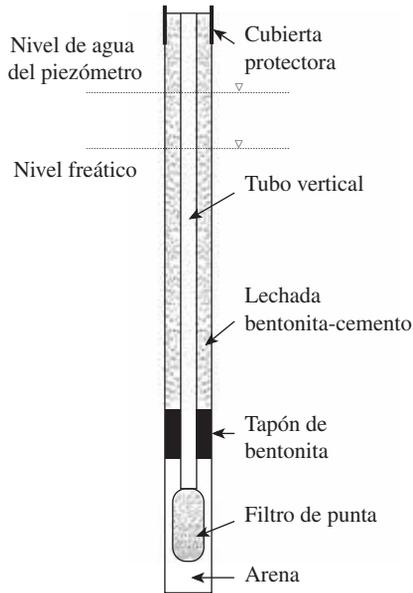


Figura 12.7 Piezómetro tipo Casagrande

de corte por lo general consiste de cuatro placas de acero delgadas de igual tamaño soldadas a una barra de torsión de acero (figura 12.8a). En primer lugar, la veleta se introduce en el suelo. A continuación, se aplica el torque en la parte superior de la barra de torsión para hacer girar la veleta a una velocidad uniforme. Un cilindro de suelo de altura h y diámetro d se resistirá a la torsión hasta que falla. La resistencia al corte sin drenaje del suelo se puede calcular de la siguiente manera.

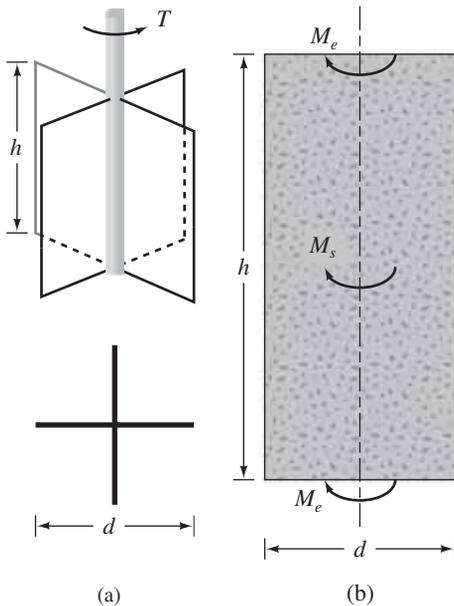


Figura 12.8 Prueba de corte con veleta

Si T es el par de torsión máxima aplicada a la cabeza de la barra de torsión para provocar la falla, debe ser igual a la suma del momento de resistencia de la fuerza de corte a lo largo de la superficie lateral del cilindro de suelo (M_s) y el momento resistente de la fuerza de corte en cada extremo (M_e) (figura 12.8b):

$$T = M_s + \underbrace{M_e + M_e}_{\text{Dos extremos}} \quad (12.21)$$

El momento resistente M_s se puede dar como

$$M_s = \underbrace{(\pi dh)}_{\text{Área}} \underbrace{c_u(d/2)}_{\text{Momento de brazo}} \quad (12.22)$$

La geometría de campo de veletas rectangulares y ahusadas, según lo recomendado por ASTM, se muestra en la figura 12.9. Las dimensiones de las paletas utilizadas en el campo se

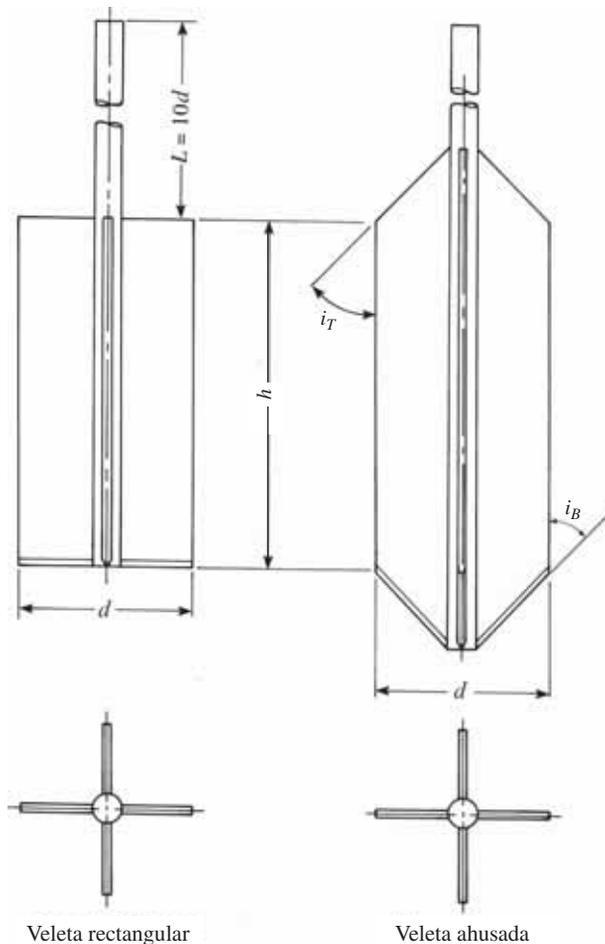


Figura 12.9 Geometría de veleta de campo (Reproducido con permiso del Libro Anual de Normas ASTM, 2002, derechos reservados ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA, 19428.) *Nota:* i_T e i_B son por lo general 45°

Tabla 12.7 Dimensiones recomendadas por la ASTM (2002) para veletas de campo*

Tamaño de carcasa	Diámetro, d (mm)	Altura, h (mm)	Espesor de la hoja (mm)	Diámetro de la varilla (mm)
AX	38.1	76.2	1.6	12.7
BX	50.8	101.6	1.6	12.7
NX	63.5	127.0	3.2	12.7
101.6 mm [†]	92.1	184.1	3.2	12.7

* La selección del tamaño de paletas está directamente relacionada con la consistencia del suelo que está siendo probado; es decir, a mayor suavidad del suelo, el diámetro de paletas debe ser más grande.

† Diámetro interior.

Reproducido con permiso del Libro Anual de Normas ASTM, 2002, derechos reservados ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA, 19428.

proporcionan en la tabla 12.7. La tasa estándar de aplicación de torque es 0.1°/s. El torque T máximo aplicado para causar falla puede darse como

$$T = f(c_u, h \text{ y } d) \quad (12.23)$$

o

$$c_u = \frac{T}{K} \quad (12.24)$$

De acuerdo con la norma ASTM (2010), para veletas rectangulares,

$$K = \frac{\pi d^2}{2} \left(h + \frac{d}{3} \right) \quad (12.25)$$

Si $h/d = 2$,

$$K = \frac{7\pi d^3}{6} \quad (12.26)$$

Por lo tanto

$$c_u = \frac{6T}{7\pi d^3} \quad (12.27)$$

Para veletas ahusadas,

$$K = \frac{\pi d^2}{12} \left(\frac{d}{\cos i_T} + \frac{d}{\cos i_B} + 6h \right) \quad (12.28)$$

Los ángulos i_T e i_B se definen en la figura 12.9.

Las pruebas de corte con veleta en campo son moderadamente rápidas y económicas, y son ampliamente utilizadas en los programas de exploración de suelo en campo. La prueba da buenos resultados en arcillas blandas y de rigidez media, y también es una excelente prueba para determinar las propiedades de las arcillas sensibles.

Fuentes de error significativo en la prueba de corte con veleta en campo son la pobre calibración de la medida del torque y paletas dañadas. Otros errores pueden ser introducidos si no se controla adecuadamente la velocidad de rotación de las paletas.

Skempton (1957) dio una corrección empírica para el c_u obtenido de pruebas de veleta de corte en campo, que es de la forma

$$\frac{c_{u(VST)}}{\sigma'_o} = 0.11 + 0.0037(PI) \quad (12.29)$$

donde

σ'_o = presión de sobrecarga efectiva

PI = índice de plasticidad, en porcentaje

Bjerrum (1974) también mostró que como la plasticidad de los suelos aumenta, c_u obtenidos a partir de pruebas de corte con veleta pueden dar resultados que no son seguros para el diseño de la cimentación. Por esta razón, se sugiere la corrección

$$c_{u(\text{diseño})} = \lambda c_{u(\text{veleta de corte})} \quad (12.30)$$



Figura 12.10 Dispositivo de laboratorio de corte con veleta (Cortesía de ELE International)

donde

$$\lambda = \text{factor de corrección} = 1.7 - 0.54 \log(PI) \quad (12.31)$$

$PI = \text{índice de plasticidad}$

Más recientemente, Morris y Williams (1994) dieron las correlaciones de λ como

$$\lambda = 1.18e^{-0.08(PI)} + 0.57 \quad (\text{para } PI > 5) \quad (12.32a)$$

y

$$\lambda = 7.01e^{-0.08(LL)} + 0.57 \quad (\text{para } LL > 20) \quad (12.32b)$$

donde $LL = \text{límite líquido } (\%)$.

En el laboratorio pueden llevarse a cabo pruebas de corte con veletas. La veleta de corte del laboratorio tiene dimensiones de aproximadamente 12.7 mm (diámetro) y 25.4 mm (altura). La figura 12.10 ilustra un equipo de veleta de corte de laboratorio.

Ejemplo 12.1

En la figura 12.11 se muestra un perfil de suelo. La arcilla está normalmente consolidada. Su límite líquido es 60 y su límite plástico es de 25. Estime la resistencia a la compresión no confinada de la arcilla a una profundidad de 10 m, medida desde la superficie del suelo. Use la relación de Skempton de las ecuaciones (12.29), (12.30) y (12.31).

Solución

Para la capa de arcilla saturada, la relación de vacíos es

$$e = wG_s = (2.68)(0.3) = 0.8$$

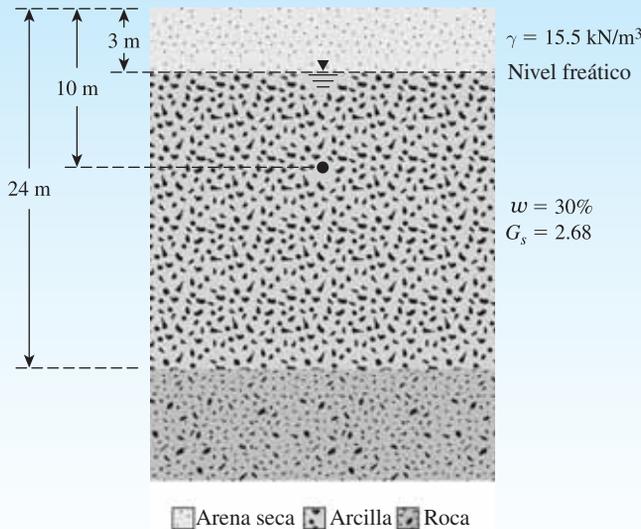


Figura 12.11

El peso unitario efectivo es

$$\gamma'_{\text{arcilla}} = \left(\frac{G_s - 1}{1 + e} \right) \gamma_w = \frac{(2.68 - 1)(9.81)}{1 + 0.8} = 9.16 \text{ kN/m}^3$$

El esfuerzo efectivo a una profundidad de 10 m a partir de la superficie del suelo es

$$\begin{aligned} \sigma'_o &= 3\gamma_{\text{arena}} + 7\gamma'_{\text{arcilla}} = (3)(15.5) + (7)(9.16) \\ &= 110.62 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

De la ecuación (12.29),

$$\frac{c_{u(\text{VST})}}{\sigma'_o} = 0.11 + 0.0037(PI)$$

$$\frac{c_{u(\text{VST})}}{110.62} = 0.11 + 0.0037(60 - 25)$$

Por lo tanto,

$$c_{u(\text{VST})} = 26.49 \text{ kN/m}^2$$

De las ecuaciones (12.30) y (12.31), tenemos

$$\begin{aligned} c_u &= \lambda c_{u(\text{VST})} \\ &= [1.7 - 0.54 \log(PI)] c_{u(\text{VST})} \\ &= [1.7 - 0.54 \log(60 - 25)] 26.49 = 22.95 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Por lo que la resistencia a la compresión no confinada es

$$q_u = 2c_u = (2)(22.95) = 45.9 \text{ kN/m}^2$$

12.9 Prueba de penetración de cono

La prueba de penetración de cono (CPT), originalmente conocida como prueba de penetración de cono holandés, es un método de resonancia versátil que se puede utilizar para determinar los materiales en un perfil de suelo y estimar sus propiedades de ingeniería. Esta prueba también se conoce como *prueba de penetración estática*, y no se necesitan perforaciones para llevarla a cabo. En la versión original, un cono de 60° con una base de apoyo de 10 cm² era empujado en el suelo a una velocidad constante de alrededor de 20 mm/s, y se medía la resistencia a la penetración (llamada resistencia de punta).

Los penetrómetros de cono utilizados en la actualidad miden (a) la *resistencia de cono*, q_c , a la penetración desarrollada por el cono, la cual es igual a la fuerza vertical aplicada al cono dividida entre su área proyectada horizontalmente, y (b) la *resistencia a la fricción*, f_c , que es la resistencia medida por un manguito situado por encima del cono con el suelo local rodeándolo. La resistencia a la fricción es igual a la fuerza vertical aplicada al manguito dividido entre su área de superficie, en realidad, la suma de la fricción y la adherencia.

En general, se utilizan dos tipos de penetrómetros para medir q_c y f_c :

1. *Penetrómetro de cono de fricción mecánica* (figura 12.12). En este caso, la punta del penetrómetro está conectada a un conjunto interior de varillas. La punta se adelanta primero unos 40 mm, dando así la resistencia del cono. Con un mayor empuje, la punta acciona la fricción del manguito.

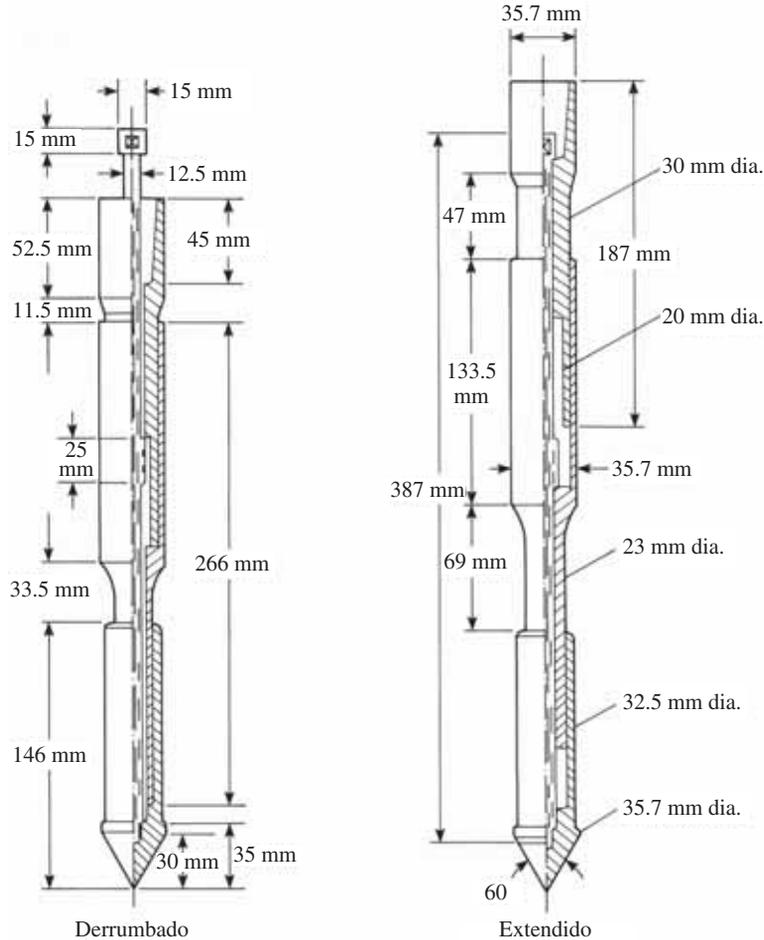


Figura 12.12 Penetrómetro de cono de fricción mecánica (Reproducido con permiso del Libro Anual de Normas ASTM, 2002, derechos reservados ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA, 19428.)

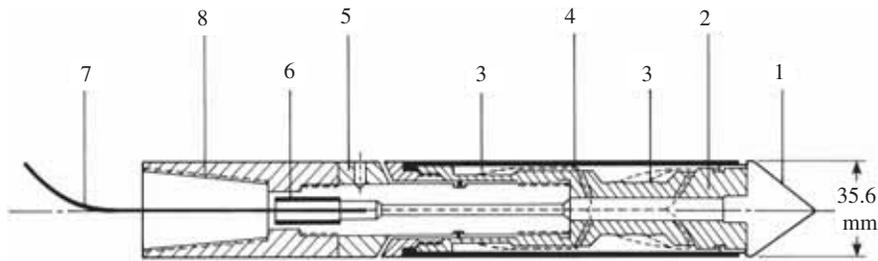
A medida que avanza la varilla interior, la fuerza de ésta es igual a la suma de las fuerzas verticales sobre el cono y el mango. Restando la fuerza sobre el cono se obtiene la resistencia lateral.

2. *Penetrómetro de cono eléctrico de fricción* (figura 12.13). En este caso, la punta está unida a una serie de varillas de acero. La punta se introduce en el suelo a una velocidad de 20 mm/s. Los cables de los transductores se roscan a través del centro de las varillas y dan continuamente las resistencias de cono y lateral.

La figura 12.14 muestra los resultados de las pruebas de penetrómetro en un perfil de suelo con la medición de fricción por un penetrómetro de cono eléctrico de fricción.

Varias correlaciones, que son útiles en la estimación de las propiedades de los suelos encontrados durante un programa de exploración, han sido desarrolladas para la resistencia de cono, q_c , y la relación de fricción, F_r , obtenidas a partir de las pruebas de penetración de cono. La razón de fricción, F_r , se define como

$$F_r = \frac{\text{resistencia por fricción}}{\text{resistencia de cono}} = \frac{f_c}{q_c} \quad (12.33)$$



- 1 Punto cónico (10 cm²)
- 2 Celdas de carga
- 3 Extensómetro
- 4 Manguito de fricción (150 cm²)
- 5 Anillo de ajuste
- 6 Buje impermeable
- 7 Cable
- 8 Conexión con varillas

Figura 12.13 Penetrómetro de cono eléctrico de fricción (Reproducido con permiso del Libro Anual de Normas ASTM, 2002, derechos reservados ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA, 19428.)

En Grecia, en un estudio más reciente de varios suelos, Anagnostopoulos *et al.* (2003) expresaron F_r como

$$F_r(\%) = 1.45 - 1.36 \log D_{50} \text{ (cono eléctrico)} \quad (12.34)$$

y

$$F_r(\%) = 0.7811 - 1.611 \log D_{50} \text{ (cono mecánico)} \quad (12.35)$$

donde D_{50} = tamaño a través del cual 50% de suelo pasará (mm).

El D_{50} para suelos basado en las ecuaciones (12.34) y (12.35) ha desarrollado un rango de 0.001 mm a aproximadamente 10 mm.

Correlación entre densidad relativa (D_r) y q_c para arena

Lancellotta (1983) y Jamiolkowski *et al.* (1985) mostraron que la densidad relativa de arena normalmente consolidada, D_r , y q_c pueden ser correlacionados de acuerdo con la fórmula

$$D_r(\%) = A + B \log_{10} \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_o}} \right) \quad (12.36)$$

La relación anterior puede reescribirse como (Kulhawy y Mayne, 1990)

$$D_r(\%) = 68 \left[\log \left(\frac{q_c}{\sqrt{p_a \cdot \sigma'_o}} \right) - 1 \right] \quad (12.37a)$$

donde

- p_a = presión atmosférica
 σ'_o = esfuerzo efectivo vertical

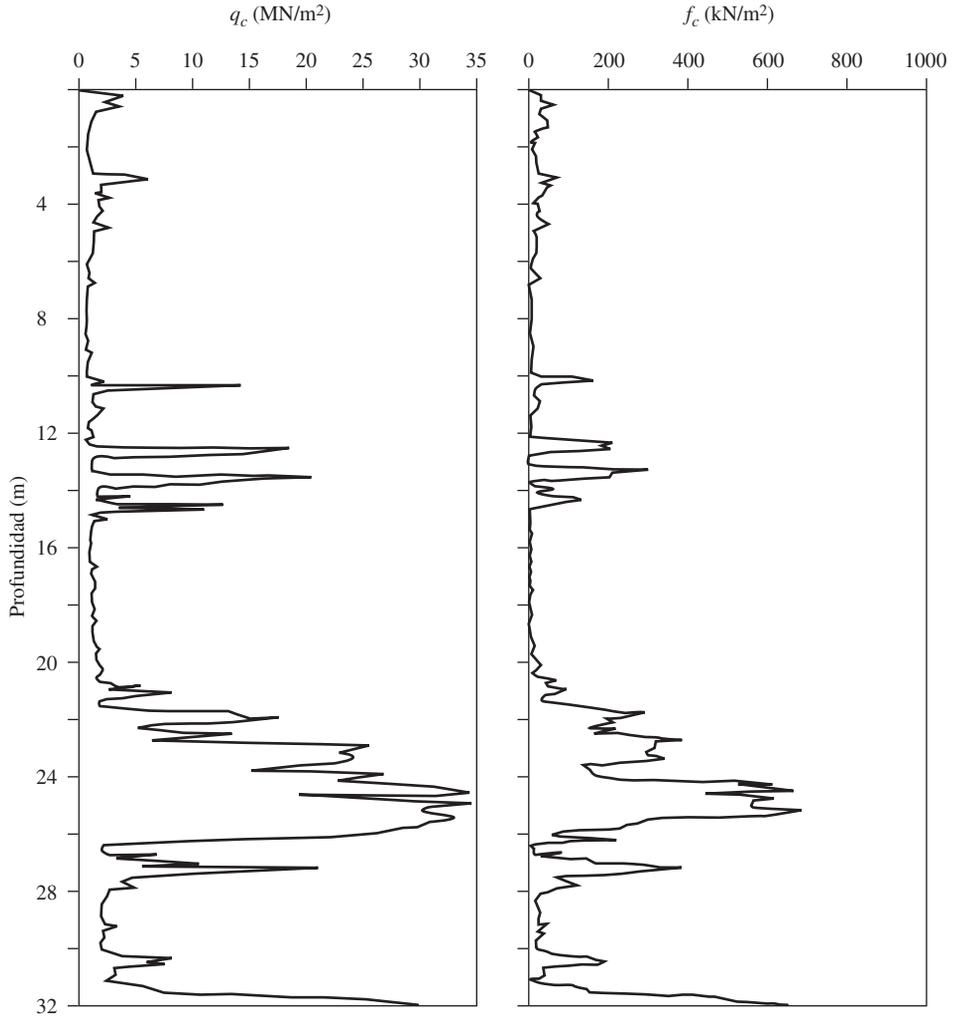


Figura 12.14 Prueba de penetrómetro con medición de la fricción

Kulhawy y Mayne (1990) propusieron la siguiente relación para correlacionar D_r , q_c , la relación de sobreconsolidación y el esfuerzo vertical efectivo σ'_o :

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{1}{305 Q_c OCR^{1.8}} \right] \left[\frac{\frac{q_c}{p_a}}{\left(\frac{\sigma'_o}{p_a} \right)^{0.5}} \right]} \quad (12.37b)$$

En esta ecuación,

OCR = relación de sobreconsolidación

p_a = presión atmosférica

Q_c = factor de compresibilidad

Los valores recomendados de Q_c son los siguientes:

- Arena altamente compresible = 0.91
- Arena compresible moderadamente = 1.0
- Arena poco compresible = 1.09

Correlación entre q_c y ángulo de fricción drenada (ϕ') para arena

Basados en los resultados experimentales, Robertson y Campanella (1983) sugirieron la variación del D_r , σ'_o y ϕ' de arena de cuarzo normalmente consolidada. Esta relación se puede expresar como (Kulhawy y Mayne, 1990)

$$\phi' = \tan^{-1} \left[0.1 + 0.38 \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_o} \right) \right] \tag{12.38}$$

Con base en las pruebas de penetración de cono en los suelos de la Laguna de Venecia (Italia), Ricceri *et al.* (2002) propusieron una relación similar para el suelo con las clasificaciones de ML y SP-SM como

$$\phi' = \tan^{-1} \left[0.38 + 0.27 \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_o} \right) \right] \tag{12.39}$$

Correlación entre q_c y N_{60} en arena

Apoyados en una extensa base de datos de 337 puntos con datos de prueba para el tamaño de grano medio (D_{50} en mm) y alto con 8 mm, Kulhawy y Mayne (1990) propusieron que

$$\frac{\left(\frac{q_c}{p_a} \right)}{N_{60}} = 5.44 D_{50}^{0.25} \tag{12.40}$$

donde p_a = presión atmosférica (mismas unidades que q_c).

Anagnostopoulos *et al.* (2003) proporcionan una relación similar correlacionando q_c , N_{60} y D_{50} . O bien

$$\frac{\left(\frac{q_c}{p_a} \right)}{N_{60}} = 7.64 D_{50}^{0.26} \tag{12.41}$$

donde p_a = presión atmosférica (mismas unidades que q_c) y D_{50} está en mm.

Correlaciones de tipos de suelo

Robertson y Campanella (1983) proporcionaron las correlaciones que se muestran en la figura 12.15 entre q_c y la relación de fricción [ecuación (12.33)] para identificar los diferentes tipos de suelo encontrados en campo.

Correlaciones de resistencia cortante no drenada (c_u), presión de preconsolidación (ϕ'_c) y relación de sobreconsolidación (OCR) para arcillas

La resistencia cortante no drenada, c_u , se puede expresar como

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_o}{N_K} \tag{12.42}$$

donde

- σ_o = esfuerzo vertical total
- N_K = capacidad de carga

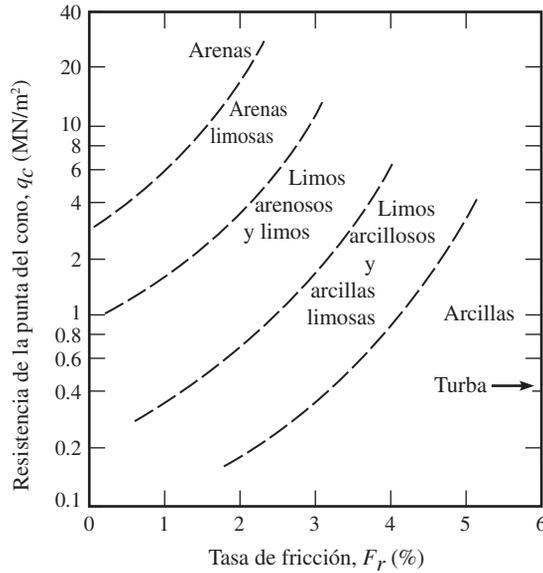


Figura 12.15 Correlación de Robertson y Campanella (1983) de q_c , F_r y el tipo de suelo

El factor de capacidad de carga, N_K , puede variar de 11 a 19 en arcillas normalmente consolidadas y puede acercarse a 25 para la arcilla sobreconsolidada. De acuerdo con Mayne y Kemper (1988),

$$N_K = 15 \text{ (para conos eléctricos)}$$

y

$$N_K = 20 \text{ (para conos mecánicos)}$$

Con base en las pruebas en Grecia, Anagnostopoulos *et al.* (2003) determinaron

$$N_K = 17.2 \text{ (para conos eléctricos)}$$

y

$$N_K = 18.9 \text{ (para conos mecánicos)}$$

Estas pruebas de campo también mostraron que

$$c_u = \frac{f_c}{1.26} \text{ (para conos mecánicos)} \tag{12.43}$$

y

$$c_u = f_c \text{ (para conos eléctricos)} \tag{12.44}$$

Mayne y Kemper (1988) proporcionaron las correlaciones de presión de preconsolidación (σ'_c) y la relación de sobreconsolidación (OCR) como

$$\begin{matrix} \sigma'_c = 0.243(q_c)^{0.96} \\ \uparrow \qquad \qquad \uparrow \\ \text{MN/m}^2 \quad \text{MN/m}^2 \end{matrix} \tag{12.45}$$

y

$$OCR = 0.37 \left(\frac{q_c - \sigma_o}{\sigma'_o} \right)^{1.01} \tag{12.46}$$

donde σ_o y σ'_o = esfuerzo total y esfuerzo efectivo, respectivamente.

12.10 Prueba del presurímetro (PMT)

La prueba del presurímetro es una prueba *in situ* realizada en un pozo. Fue desarrollada originalmente por Menard (1956) para medir la resistencia y deformabilidad del suelo. También ha sido aprobada por ASTM como Norma 4719. El PMT de tipo Menard esencialmente consiste en una sonda con tres celdas. La parte superior e inferior son las *celdas de guarda* y la del medio es la *celda de medición*, como se muestra esquemáticamente en la figura 12.16a. La prueba se realiza en un agujero pre-taladrado. Éste debe tener un diámetro que esté entre 1.03 y 1.2 veces el diámetro nominal de la sonda, y el que se utiliza más comúnmente tiene un diámetro de 58 mm y una longitud de 420 mm. Las celdas de la sonda se pueden expandir ya sea a líquido o gas. Las celdas de guarda se expanden para reducir el efecto de condición extrema en la celda de medición. Ésta tiene un volumen, V_o , de 535 m³. La tabla 12.8 lista los diámetros de la sonda y de los pozos de sondeo según lo recomendado por la norma ASTM.

Para llevar a cabo una prueba, se mide el volumen de la celda de medición, V_o , y se inserta la sonda en el pozo de sondeo. La presión es aplicada por incrementos, y se mide la expansión volumétrica de la celda. Este proceso se continúa hasta que falla el suelo o hasta que se alcanza el límite de presión del dispositivo. Se considera que el suelo ha fallado cuando el volumen total

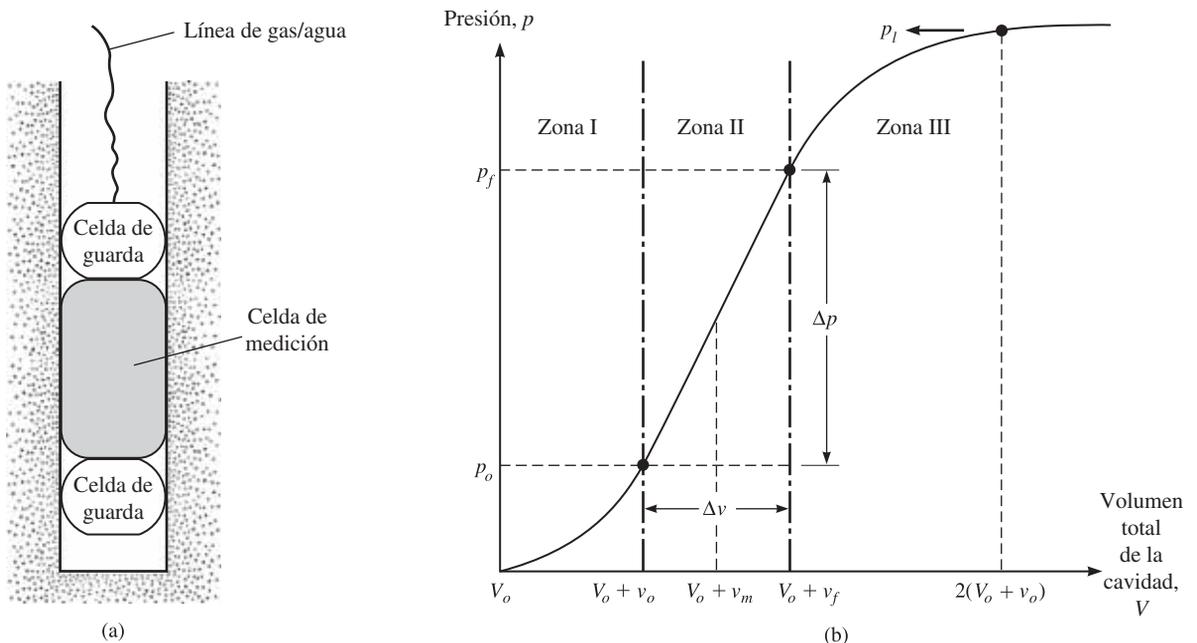


Figura 12.16 (a) Presurímetro; (b) gráfica de la presión en función del volumen total de la cavidad

Tabla 12.8 Diámetros de sonda y de pozo para la prueba del presurómetro

Diámetro de la sonda (mm)	Diámetro del pozo	
	Nominal (mm)	Máximo (mm)
44	45	53
58	60	70
74	76	89

de la cavidad expandida, V , es aproximadamente el doble del volumen de la cavidad original. Después de la finalización de la prueba, la sonda se desinfla y es movida para probar a otra profundidad.

Los resultados de la prueba del presurómetro se expresan en una forma gráfica de la presión en función del volumen en la figura 12.16b. En esta figura, la zona I representa la porción de recarga durante la cual el suelo alrededor del pozo es empujado de nuevo al estado inicial (es decir, el estado en que estaba antes de la perforación). La presión, p_o , representa el esfuerzo horizontal total *in situ*. La zona II representa una zona pseudoelástica en la que la razón de volumen de la celda con la presión de la celda es prácticamente lineal. La presión, p_f , representa el desplazamiento o arrastre. La zona marcada como III es la zona plástica. La presión, p_l , representa la presión límite.

El módulo del presurómetro, E_p , del suelo se determina utilizando la teoría de la expansión de un cilindro infinitamente grueso. Por lo tanto,

$$E_p = 2(1 + \mu_s)(V_o + v_m) \left(\frac{\Delta p}{\Delta v} \right) \quad (12.47)$$

donde

$$v_m = \frac{v_o + v_f}{2}$$

$$\Delta p = p_f - p_o$$

$$\Delta v = v_f - v_o$$

$$\mu_s = \text{relación de Poisson (que puede ser supuesta como 0.33)}$$

La presión límite, p_l , por lo general se obtiene por extrapolación y no por medición directa.

Para superar la dificultad de preparar el pozo de sondeo con el tamaño adecuado, también se han desarrollado presurímetros autoperforantes (SBPMT). Los detalles relativos a éstos se pueden encontrar en la obra de Baguelin *et al.* (1978).

Ohya *et al.* (1982) (véase también Kulhawy y Mayne, 1990) correlacionaron E_p con los números de penetración estándar de campo, N_{60} , para la arena y la arcilla de la siguiente manera:

$$\text{arcilla: } E_p(\text{kN/m}^2) = 1930(N_{60})^{0.63} \quad (12.48)$$

$$\text{arena: } E_p(\text{kN/m}^2) = 908(N_{60})^{0.66} \quad (12.49)$$

12.11 Prueba del dilatómetro

El uso de la prueba del dilatómetro de placa plana (DMT) es relativamente reciente (Marchetti, 1980; Schmertmann, 1986). El equipo se compone esencialmente de una placa plana con dimensiones de 220 mm (longitud) \times 95 mm (ancho) \times 14 mm (espesor). Una membrana delgada, plana, circular expandible de acero con un diámetro de 60 mm es colocada al ras en el centro en un lado de la placa (figura 12.17a). La sonda dilatómetro se inserta en el suelo utilizando un penetrómetro de pruebas de cono de penetración (figura 12.17b). Las líneas de gas y electricidad se extienden desde la caja de control de la superficie a través de la barra del penetrómetro en la hoja. En la profundidad requerida se utiliza gas nitrógeno a alta presión para inflar la membrana. Se toman dos lecturas de presión:

1. La presión A al “despegue” de la membrana
2. La presión B a la que la membrana se expande 1.1 mm en el suelo circundante

Las lecturas de A y B se corrigen de la siguiente manera (Schmertmann, 1986):

$$\text{esfuerzo de contacto, } p_o = 1.05(A + \Delta A - Z_m) - 0.05(B - \Delta B - Z_m) \quad (12.50)$$

$$\text{esfuerzo de expansión, } p_1 = B - Z_m - \Delta B \quad (12.51)$$

donde

ΔA = presión de vacío necesaria para mantener la membrana en contacto con su asiento

ΔB = presión de aire necesaria en el interior de la membrana para desviarla hacia el exterior a una expansión del centro de 1.1 mm

Z_m = medidor de la desviación de presión a partir de 0 cuando ventila a presión atmosférica

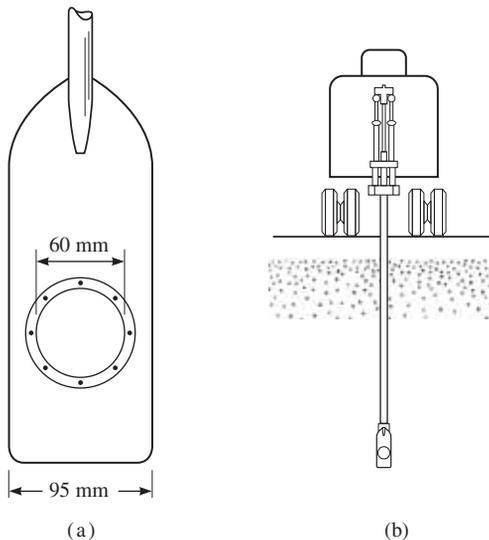


Figura 12.17 (a) Diagrama esquemático de un dilatómetro de placa plana; (b) sonda de un dilatómetro insertada en el suelo

La prueba se lleva a cabo normalmente a profundidades entre 200 y 300 mm entre sí. El resultado de una prueba particular se utiliza para determinar tres parámetros:

1. Índice del material, $I_D = \frac{p_1 - p_o}{p_o - u_o}$
2. Índice del esfuerzo horizontal, $K_D = \frac{p_o - u_o}{\sigma'_o}$
3. Módulo del dilatómetro, $E_D \text{ (kN/m}^2\text{)} = 34.7 [p_1 \text{ (kN/m}^2\text{)} - p_o \text{ (kN/m}^2\text{)}]$

donde

u_o = presión de poros

σ'_o = esfuerzo efectivo vertical *in situ*

La figura 12.18 muestra un conjunto de equipos necesarios para la prueba de dilatómetro.

Marchetti (1980) llevó a cabo varias pruebas de dilatómetro en Porto Tolle, Italia. El subsuelo estaba formado por depósitos delta recientes, normalmente consolidados del río Po. Se encontró una gruesa capa de arcilla limosa por debajo de una profundidad de aproximadamente 3 m ($c' = 0$; $\phi' \approx 28^\circ$). Los resultados obtenidos de las pruebas de dilatómetro se correlacionaron con varias propiedades del suelo (Marchetti, 1980). Algunas de estas correlaciones se dan aquí:

$$K_o = \left(\frac{K_D}{1.5} \right)^{0.47} - 0.6 \quad (12.52)$$

$$OCR = (0.5K_D)^{1.6} \quad (12.53)$$

$$\frac{c_u}{\sigma'_o} = 0.22 \quad (\text{para arcilla normalmente consolidada}) \quad (12.54)$$



Figura 12.18 Conjunto de equipo para una prueba de dilatómetro (Cortesía de N. Sivakugan, James Cook University, Australia)

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_o}\right)_{OC} = \left(\frac{c_u}{\sigma'_o}\right)_{NC} (0.5K_D)^{1.25} \quad (12.55)$$

$$E_s = (1 - \mu_s^2)E_D \quad (12.56)$$

donde

- K_o = coeficiente de tierra en reposo
- OCR = relación de sobreconsolidación
- OC = suelo sobreconsolidado
- NC = suelo normalmente consolidado
- E_s = módulo de elasticidad del suelo

12.12 Extracción de núcleos de roca

Cuando se encuentra una capa de roca durante una operación de perforación, puede ser necesaria la extracción de núcleos de la misma. Para esto, el *barril de extracción* está unido a una varilla de perforación. Un pequeño *extractor de muestras* se une a la parte inferior del depósito

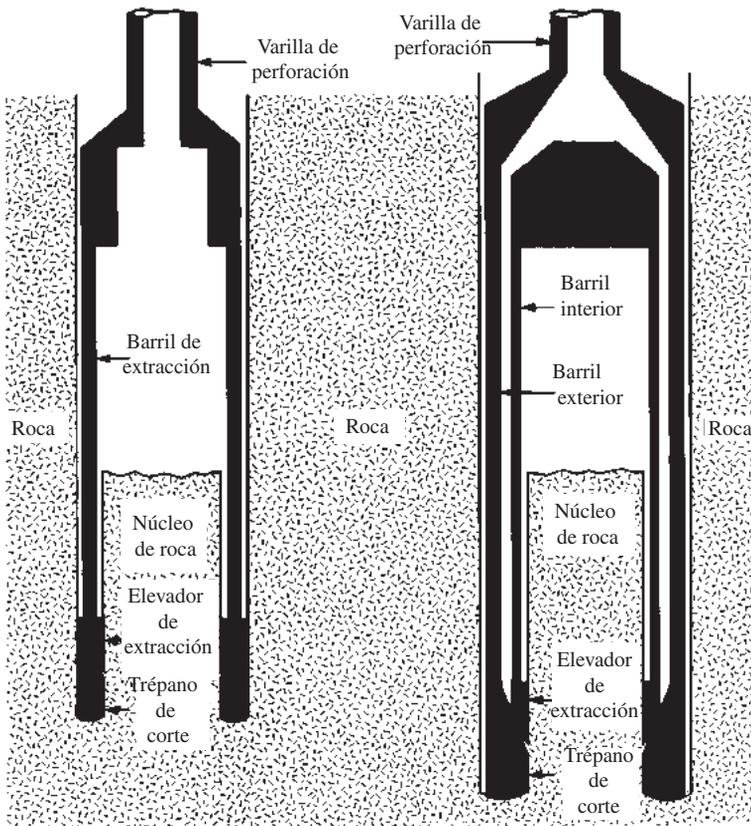


Figura 12.19 Extracción de núcleos de roca: (a) barril de extracción de tubo simple; (b) barril de extracción de tubo doble

Tabla 12.9 Tamaño estándar y designación de carcasa, depósito del núcleo y varilla de perforación compatible

Designación del barril de extracción y la carcasa	Diámetro exterior del trépano del barril de extracción (mm)	Designación de la varilla de perforación	Diámetro exterior de la varilla de perforación (mm)	Diámetro del pozo (mm)	Diámetro de la muestra de roca (mm)
EX	36.51	E	33.34	38.1	22.23
AX	47.63	A	41.28	50.8	28.58
BX	58.74	B	47.63	63.5	41.28
NX	74.61	N	60.33	76.2	53.98

del núcleo (figura 12.19). Los elementos de corte pueden ser de diamante, tungsteno, carburo u otros. La tabla 12.9 resume los diferentes tipos de barriles de extracción y su tamaño, así como las barras de perforación compatibles comúnmente utilizadas para la exploración de los cimientos. La extracción de muestras se hace avanzar por la perforación rotatoria. El agua circula a través de la varilla de perforación durante la extracción de muestras, y el corte se lava afuera.

Hay dos tipos de barriles de extracción que están disponibles: el *barril de extracción de tubo simple* (figura 12.19a) y el *barril de extracción de tubo doble* (figura 12.19b). Los núcleos de roca obtenidos por los barriles de tubo simple pueden estar altamente alterados y fracturados debido a la torsión. Los núcleos de rocas más pequeñas que el tamaño BX tienden a fracturarse durante el proceso de extracción de muestras.

Cuando se recuperan las muestras del núcleo, la profundidad de la recuperación debería ser debidamente registrada para su posterior evaluación en el laboratorio. Con base en la longitud del núcleo de roca recuperado en cada avance, pueden calcularse las siguientes cantidades para una evaluación general de la calidad de la roca encontrada:

$$\text{tasa de recuperación} = \frac{\text{longitud del núcleo recuperado}}{\text{longitud teórica del núcleo recortado}} \quad (12.57)$$

designación de la calidad de la roca (*RQD*)

$$= \frac{\sum \text{longitud de los pedazos recuperados iguales a o mayores que 101.6 mm}}{\text{longitud teórica del núcleo de roca recortada}} \quad (12.58)$$

Una tasa de recuperación de 1 indica la presencia de roca intacta; para rocas altamente fracturadas, la tasa de recuperación puede ser 0.5 o menos. En la tabla 12.10 se presenta la relación general (Deere, 1963) entre el *RQD* y la calidad de la roca *in situ*.

Tabla 12.10 Relación entre la calidad de la roca *in situ* y la *RQD*

<i>RQD</i>	Calidad de la roca
0–0.25	Muy mala
0.25–0.5	Mala
0.5–0.75	Regular
0.75–0.9	Buena
0.9–1	Excelente

12.13 Preparación de los registros de perforación

La información detallada obtenida de cada pozo se presenta en una forma gráfica llamada *bitá-cora de perforación*. A medida que un pozo se perfora, el perforador generalmente debe registrar la siguiente información en un registro estándar:

1. Nombre y dirección de la empresa de perforación
2. Nombre del perforador
3. Descripción y número del trabajo
4. Número y tipo de perforación y lugar de la perforación
5. Fecha de la perforación
6. Estratificación del subsuelo, que se puede obtener mediante la observación visual de la tierra traída por la barrena, muestreador de cuchara dividida y tubo Shelby de paredes delgadas
7. Elevación del nivel freático y la fecha de observación, carcasa utilizada y pérdidas de lodo, y así sucesivamente
8. Resistencia a la penetración estándar y la profundidad
9. Número, tipo y profundidad de la muestra de suelo recogida
10. En caso de extracción de muestras de roca, tipo de depósito del núcleo utilizado y, para cada ejecución, la longitud real de extracción, la longitud del núcleo recuperado y la *RQD*

Esta información no debe dejarse a la memoria, porque no registrar los datos a menudo da lugar a registros de perforación erróneos.

Después de completar todas las pruebas de laboratorio necesarias, el ingeniero geotecnista prepara un registro de terminación que incluye notas de registro de campo del perforador y los resultados de las pruebas realizadas en el laboratorio. La figura 12.20 muestra un registro de perforación típico. Estos registros deberán adjuntarse al informe final de la exploración del suelo presentado al cliente. Note que la figura 12.20 en la columna de la izquierda también enumera las clasificaciones de los suelos junto con la descripción de cada suelo (basado en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

12.14 Exploración geofísica

Hay varios tipos de técnicas de exploración geofísica que permiten una evaluación rápida de las características del subsuelo. Estos métodos también permiten una rápida cobertura de las áreas grandes y son menos costosos que la exploración convencional por perforación. Sin embargo, en muchos casos la interpretación definitiva de los resultados es difícil. Por esa razón, tales técnicas se deben usar sólo para el trabajo preliminar. En este caso, hablamos de tres tipos de técnicas geofísicas de exploración: el estudio de refracción sísmica, los estudios sísmicos de perforaciones cruzadas y el estudio de resistividad.

Estudio de refracción sísmica

Los *estudios de refracción sísmica* son útiles en la obtención de información preliminar sobre el espesor de las capas de diversos tipos de suelo y la profundidad del basamento en un sitio. Los estudios de refracción se llevan a cabo por el impacto de la superficie, como en el punto A de la figura 12.21a, y la observación de la primera llegada de la perturbación (ondas de esfuerzo) en algunos otros puntos (por ejemplo, B, C, D, ...). El impacto puede ser creado por un golpe de martillo o por una pequeña carga explosiva. La primera llegada de las ondas de perturbación en varios puntos puede ser grabada por geófonos.

El impacto sobre la superficie del suelo crea dos tipos de onda de esfuerzo: *ondas P* (u *ondas planas*) y *ondas S* (u *ondas de corte*). Las ondas *P* viajan más rápido que las ondas *S*, por

Registro de perforación

Nombre del proyecto: Edificio de departamentos Two-story
 Ubicación: Johnson & Olive St. Fecha de perforación: Marzo 2, 2006
 Tipo de Perforación núm. 3 Tipo de perforación Barrena hueca Elevación del suelo: 60.8 m

Descripción del suelo	Profundidad (m)	Tipo de muestra de suelo y número	N_{60}	w_n (%)	Comentarios
Arcilla café claro (relleno)	1	SS-1	9	8.2	$LL = 38$ $PL = 11$
Arena limosa (SM)	2				
	3	SS-2	12	17.6	
	4	ST-1		20.4	
°G.W.T 3.5 m 	5				$LL = 36$ $q_u = 112 \text{ kN/m}^2$
Limo arcilloso gris claro (ML)	6	SS-3	11	20.6	
Arena con algo de grava (SP)	7				
Extremo de la perforación @ 8 m	8	SS-4	27	9	
N_{60} = número de penetración estándar (golpes/305 mm) w_n = contenido natural de humedad LL = límite líquido; PI = índice de plasticidad q_u = resistencia a la presión no confinada SS = muestreados de media caña; ST = tubo Shelby					°Nivel freático observado después de una semana de perforación

Figura 12.20 Registro de perforación típico

lo que la primera llegada de las ondas de perturbación se relaciona con las velocidades de las ondas P en varias capas. La velocidad de las ondas P en un medio es

$$v = \sqrt{\frac{E_s}{\left(\frac{\gamma}{g}\right)} \frac{(1 - \mu_s)}{(1 - 2\mu_s)(1 + \mu_s)}} \quad (12.59)$$

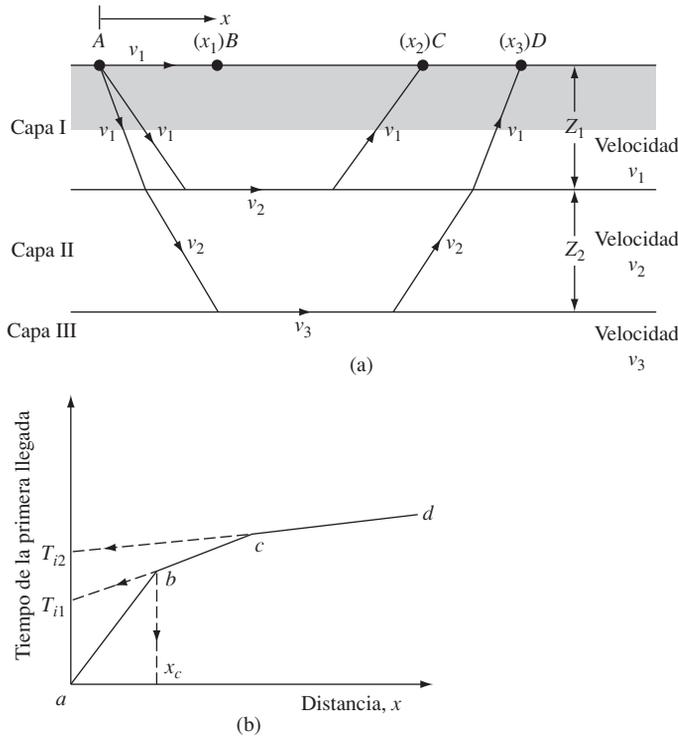


Figura 12.21 Estudios de refracción sísmica

donde

- E_s = módulo de elasticidad del medio
- γ = peso específico del medio
- g = aceleración de la gravedad
- μ_s = relación de Poisson

Para determinar la velocidad de las ondas P en varias capas y los espesores de las capas, se utiliza el siguiente procedimiento:

- Paso 1.** Obtener los tiempos de la primera llegada, t_1, t_2, t_3, \dots , a diferentes distancias x_1, x_2, x_3, \dots desde el punto de impacto.
- Paso 2.** Trazar la curva de tiempo t contra distancia x . El gráfico se verá como el que se muestra en la figura 12.21b.
- Paso 3.** Determinar las pendientes de las líneas ab, bc, cd, \dots :

$$\text{Pendiente de } ab = \frac{1}{v_1}$$

$$\text{Pendiente de } bc = \frac{1}{v_2}$$

$$\text{Pendiente de } cd = \frac{1}{v_3}$$

Aquí, v_1, v_2, v_3, \dots son las velocidades de onda P en las capas I, II, III, . . . respectivamente (figura 12.21a).

Paso 4. Determinar el espesor de la capa superior:

$$Z_1 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} x_c \quad (12.60)$$

El valor de x_c puede obtenerse a partir de la gráfica, como se muestra en la figura 12.21b.

Paso 5. Determinar el espesor de la segunda capa:

$$Z_2 = \frac{1}{2} \left[T_{i2} - 2Z_1 \frac{\sqrt{v_3^2 - v_1^2}}{v_3 v_1} \right] \frac{v_3 v_2}{\sqrt{v_3^2 - v_2^2}} \quad (12.61)$$

Aquí, el tiempo T_{i2} interseca a la línea cd en la figura 12.21b, extendida hacia atrás.

Las velocidades de las ondas P en varias capas indican los tipos de suelo o roca que están presentes por debajo de la superficie del suelo. El rango de velocidad de la onda P que se encuentra generalmente en los diferentes tipos de suelo y roca a poca profundidad se indica en la tabla 12.11.

Al analizar los resultados de un estudio de refracción, deben tenerse en cuenta dos limitaciones:

1. Las ecuaciones básicas del estudio, ecs. (12.60) y (12.61), se basan en la suposición de la velocidad de la onda P : $v_1 < v_2 < v_3 \dots$
2. Cuando el suelo está saturado por debajo del nivel freático, la velocidad de la onda P puede ser engañosa. Las ondas P pueden viajar con una velocidad de aproximadamente 1500 m/s a través del agua. Para suelos secos, sueltos, la velocidad puede ser muy por debajo de 1500 m/s. Sin embargo, en una condición saturada, las ondas se desplazan a través del agua que está presente en los espacios vacíos con una velocidad de aproximadamente 1500 m/s. Si no se ha detectado la presencia de aguas subterráneas, la velocidad de la onda P puede ser interpretada erróneamente para indicar un material más fuerte (por ejemplo, roca arenisca) que está realmente presente *in situ*. En general, las interpretaciones geofísicas siempre deben ser verificadas por los resultados obtenidos a partir de perforaciones.

Tabla 12.11 Rango de velocidad de las ondas P en diversos suelos y rocas

Tipo de suelo o roca	Velocidad de la onda P (m/s)
<i>Suelo</i>	
Arena, sill y suelo superficial de grano fino	200–1000
Aluvión	500–2000
Arcillas compactadas, gravas arcillosas y arena arcillosa densa	1000–2500
Loess	250–750
<i>Roca</i>	
Pizarra y lutita	2500–5000
Arenisca	1500–5000
Granito	4000–6000
Roca caliza	5000–10 000

Ejemplo 12.2

En la siguiente tabla se proporcionan los resultados de un estudio de refracción en un lugar:

Distancia del geófono a partir de la fuente de perturbación (m)	Tiempo de la primera llegada ($s \times 10^3$)
2.5	11.2
5	23.3
7.5	33.5
10	42.4
15	50.9
20	57.2
25	64.4
30	68.6
35	71.1
40	72.1
50	75.5

Determine la velocidad de la onda P y el espesor del material encontrado.

Solución

Velocidad

En la figura 12.22, los tiempos de la primera llegada de las ondas P están graficados en función de la distancia del geófono a la fuente de perturbación. La gráfica tiene tres segmentos de línea recta. Ahora se puede calcular la velocidad de las tres capas superiores de la siguiente manera:

$$\text{Pendiente del segmento } 0a = \frac{1}{v_1} = \frac{\text{tiempo}}{\text{distancia}} = \frac{23 \times 10^{-3}}{5.25}$$

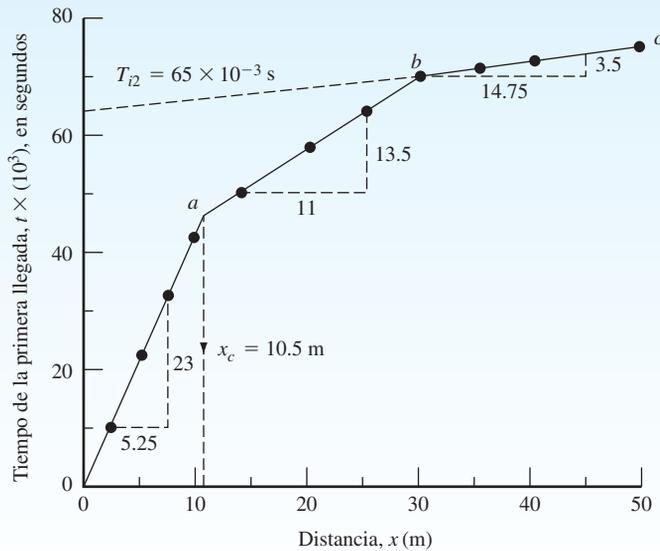


Figura 12.22 Gráfica del tiempo de la primera llegada de la onda P en función de la distancia del geófono a la fuente de la perturbación

o

$$v_1 = \frac{5.25 \times 10^3}{23} = \mathbf{228 \text{ m/s (capa superior)}}$$

$$\text{Pendiente del segmento } ab = \frac{1}{v_2} = \frac{13.5 \times 10^{-3}}{11}$$

o

$$v_2 = \frac{11 \times 10^3}{13.5} = \mathbf{814.8 \text{ m/s (capa intermedia)}}$$

$$\text{Pendiente del segmento } bc = \frac{1}{v_3} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{14.75}$$

o

$$v_3 = \mathbf{4214 \text{ m/s (tercera capa)}}$$

La comparación de las velocidades obtenidas aquí con las que figuran en la tabla 12.11 indica que la tercera capa es una *capa de roca*.

Espesor de las capas

De la figura 12.22, $x_c = 10.5 \text{ m}$, así

$$Z_1 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} x_c$$

Por lo tanto,

$$Z_1 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{814.8 - 228}{814.8 + 228}} \times 10.5 = \mathbf{3.94 \text{ m}}$$

Una vez más, de la ecuación (12.61)

$$Z_2 = \frac{1}{2} \left[T_{i2} - \frac{2Z_1 \sqrt{v_3^2 - v_1^2}}{(v_3 v_1)} \right] \frac{(v_3)(v_2)}{\sqrt{v_3^2 - v_2^2}}$$

El valor de T_{i2} (de la figura 12.22) es de $65 \times 10^{-3} \text{ s}$. Entonces,

$$\begin{aligned} Z_2 &= \frac{1}{2} \left[65 \times 10^{-3} - \frac{2(3.94) \sqrt{(4214)^2 - (228)^2}}{(4214)(228)} \right] \frac{(4214)(814.8)}{\sqrt{(4214)^2 - (814.8)^2}} \\ &= \frac{1}{2} (0.065 - 0.0345) 830.48 = \mathbf{12.66 \text{ m}} \end{aligned}$$

Por lo tanto, la capa de roca se encuentra a una profundidad de $Z_1 + Z_2 = 3.94 + 12.66 = \mathbf{16.60 \text{ m de la superficie del suelo}}$.

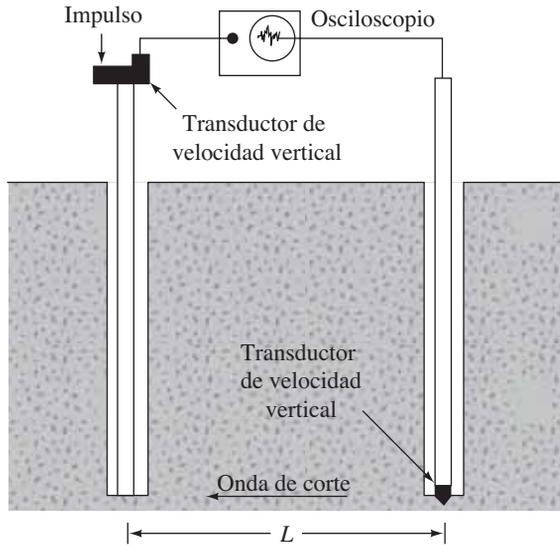


Figura 12.23 Estudio sísmico por el método de perforaciones cruzadas

Estudio sísmico por perforaciones cruzadas

La velocidad de las ondas de corte creadas como resultado de un impacto a una capa de suelo dado se puede determinar efectivamente por el *estudio sísmico de perforaciones cruzadas* (Stokoe y Woods, 1972). El principio de esta técnica se ilustra en la figura 12.23, que muestra dos pozos perforados en el suelo a una distancia de separación L . Por medio de una varilla de impulso se crea un impulso vertical en la parte inferior de un pozo de sondeo. Las ondas de corte generadas de este modo se registran por un transductor sensible verticalmente. La velocidad de las ondas de corte puede ser calculada como

$$v_s = \frac{L}{t} \quad (12.62)$$

donde t = tiempo de viaje de las ondas.

El módulo de corte, G_s , del suelo a la profundidad a la que se toma la prueba puede determinarse a partir de la relación

$$v_s = \frac{\sqrt{G_s}}{(\gamma/g)}$$

o

$$G_s = \frac{v_s^2 \gamma}{g} \quad (12.63)$$

donde

- v_s = velocidad de las ondas de corte
- γ = peso específico del suelo
- g = aceleración de la gravedad

Tabla 12.12 Valores representativos de resistividad

Material	Resistividad (ohm · m)
Arena	500–1500
Arcilla, limo saturado	0–100
Arena arcillosa	200–500
Grava	1500–4000
Roca intemperizada	1500–2500
Roca firme	>5000

El módulo de corte es útil en el diseño de los cimientos para apoyar maquinaria de vibración y similares.

Estudio de resistividad

Otro método geofísico de exploración del subsuelo es el *estudio de resistividad eléctrica*. La resistividad eléctrica de cualquier material conductor que tiene una longitud L y un área de sección transversal A puede ser definida como

$$\rho = \frac{RA}{L} \quad (12.64)$$

donde R = resistencia eléctrica.

La unidad de la resistividad es *ohm-centímetro* u *ohm-metro*. La resistividad de diferentes suelos depende principalmente de su contenido de humedad y también de la concentración de los iones disueltos en ellos. Las arcillas saturadas tienen una muy baja resistividad, los suelos secos y las rocas tienen una alta resistividad. En la tabla 12.12 se da el rango de resistividad encontrado generalmente en diversos suelos y rocas.

El procedimiento más común para la medición de la resistividad eléctrica de un perfil de suelo utiliza cuatro electrodos clavados en el suelo y espaciados por igual a lo largo de una línea recta. El procedimiento se conoce generalmente como *método de Wenner* (figura 12.24a).

Los dos electrodos exteriores se usan para enviar una corriente eléctrica I (normalmente una corriente *DC* con electrodos de potencial no polarizados) al suelo. La corriente está generalmente en el intervalo de 50 a 100 miliamperes. La caída de voltaje, V , se mide entre los dos electrodos interiores. Si el perfil del suelo es homogéneo, su resistividad eléctrica es

$$\rho = \frac{2\pi dV}{I} \quad (12.65)$$

En la mayoría de casos, el perfil del suelo puede consistir en varias capas con diferentes resistividades, y la ecuación (12.65) dará paso a la *resistividad aparente*. Para obtener la *resistividad real* de diversas capas y sus espesores, se puede usar un método empírico que implica la realización de pruebas con varias separaciones de electrodos (es decir, se cambia d). La suma de las resistividades aparentes, $\Sigma\rho$, se grafica en función de la separación d , como se muestra en la figura 12.24b. La gráfica así obtenida tiene segmentos relativamente rectos, cuyas pendientes dan la resistividad de las capas individuales. Los espesores de las diversas capas se pueden estimar como se muestra en la figura 12.24b.

El estudio de resistividad es particularmente útil en la localización de depósitos de grava dentro de un suelo de grano fino.

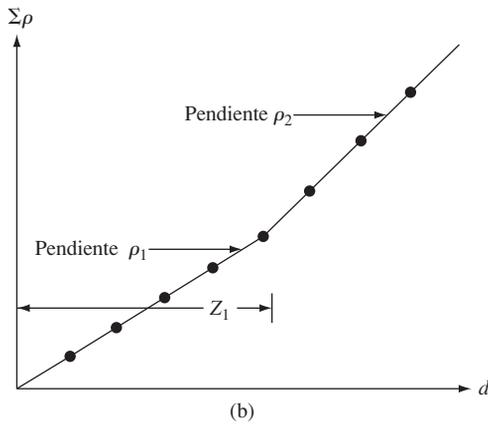
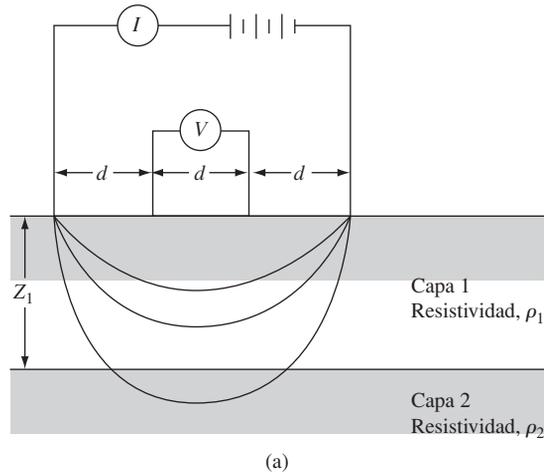


Figura 12.24 Estudio de resistividad eléctrica: (a) método de Wenner; (b) método empírico para determinar la resistividad y el espesor de cada capa

12.15 Informe de la exploración del suelo

Al final de todos los programas de exploración del suelo, éste y/o las muestras de roca recolectadas en campo al final están sujetos a observación visual y pruebas de laboratorio apropiadas. Después de que toda la información necesaria ha sido recopilada, se prepara un informe de la exploración del suelo para el uso de la oficina de diseño y como referencia durante los trabajos de construcción futura. Si bien los detalles y la secuencia de la información del informe pueden variar en cierta medida, en función de la estructura en cuestión y la persona que elabora el informe, cada informe debe incluir los siguientes elementos:

1. Alcance de la investigación
2. Descripción de la estructura propuesta para la que se ha llevado a cabo la exploración del subsuelo

3. Descripción de la ubicación del sitio, incluyendo la(s) estructura(s), condiciones de drenaje cerca del lugar, naturaleza de la vegetación en el sitio y el área que lo rodea, y otra(s) característica(s) única(s) para el sitio
4. Configuración geológica del sitio
5. Detalles del campo de exploración, esto es, número de perforaciones, profundidad de las perforaciones, tipo de perforación, y así sucesivamente
6. Descripción general de las condiciones del subsuelo, determinadas a partir de muestras de suelo y de las pruebas de laboratorio relacionadas, resistencia a la penetración estándar y resistencia a la penetración de cono, y así sucesivamente
7. Condiciones de la capa freática
8. Recomendaciones de cimentación, entre ellas, tipo de cimentación recomendada, capacidad de carga admisible y cualquier procedimiento especial de construcción que puedan ser necesarios; los procedimientos de diseño de cimentaciones alternativas también deben ser analizados en esta parte del informe
9. Conclusiones y limitaciones de las investigaciones

Deberán adjuntarse al informe las siguientes presentaciones gráficas:

1. Mapa de ubicación del sitio
2. Vista en planta de la ubicación de las perforaciones con respecto a las estructuras propuestas y las que están cerca
3. Bitácoras de perforación
4. Resultados de las pruebas de laboratorio
5. Otras presentaciones gráficas especiales

Los informes de exploración deben estar bien planificados y documentados. Ellos ayudarán a responder preguntas y resolver problemas de cimentación que puedan surgir más adelante durante el diseño y la construcción.

12.16 Resumen

En este capítulo se ha analizado la exploración del subsuelo. Los siguientes son los principales temas que fueron cubiertos.

1. La profundidad mínima aproximada y el espaciamiento de perforaciones exploratorias se presentan en la sección 12.2.
2. Las perforaciones exploratorias en campo se hacen principalmente con barrenas de raspado continuo (sección 12.3).
3. Se pueden obtener muestras de suelo alterado mediante el uso de un muestreador de media caña. Se requerirán tubos de pared delgada para obtener muestras de suelo inalteradas (sección 12.5).
4. La cohesión sin drenar de los suelos de arcilla puede ser correlacionada con el número de penetración estándar (N_{60}) (sección 12.5).
5. En suelos granulares, la presión de sobrecarga efectiva (σ'_o) afecta al número de penetración estándar en campo. El valor de N se puede corregir con un valor estándar de $\sigma'_o \approx 100 \text{ kN/m}^2$ través de las ecuaciones (12.8) a (12.15).
6. Para suelos granulares los números de penetración estándar, N_{60} y $(N_1)_{60}$, se pueden correlacionar con la densidad relativa (D_r) y el ángulo de fricción (ϕ'). [Ver ecuaciones (12.16) a (12.20).]

7. Las pruebas de corte con veleta *in situ* pueden llevarse a cabo para obtener la resistencia cortante no drenada (c_u) de arcillas blandas a medias (sección 12.8).
8. Las pruebas de penetración de cono, pruebas de presurímetro y pruebas de dilatómetro son pruebas *in situ* para determinar las propiedades del suelo (secciones 12.9 a 12.11).
9. La extracción de núcleos de roca puede ser necesaria si se encuentra una capa de roca a poca profundidad. La tasa de recuperación y denominación de calidad de roca (RQD) son los parámetros para evaluar la calidad de las rocas (sección 12.12).
10. Las exploraciones geofísicas como la sísmica de refracción, sísmica de perforaciones cruzadas y estudio de resistividad pueden ser utilizadas en campo para determinar las propiedades preliminares del suelo (sección 12.14). Estos estudios deben complementarse con trabajo de exploración más detallado.

Problemas

- 12.1 Un tubo Shelby tiene un diámetro exterior de 76.2 mm y un diámetro interior de 73 mm. ¿Cuál es la relación de área del tubo?
- 12.2 En la figura 12.25 se muestra un perfil de suelo junto con los números de penetración estándar en la capa de arcilla. Utilice la ecuación 12.6 para determinar y graficar la variación de c_u con la profundidad.
- 12.3 El valor promedio del número estándar de penetración de campo en una capa de arcilla saturada es 6. Estime la resistencia a la compresión no confinada de la arcilla. Utilice la ecuación (12.5) ($K \approx 4.2 \text{ kN/m}^2$).

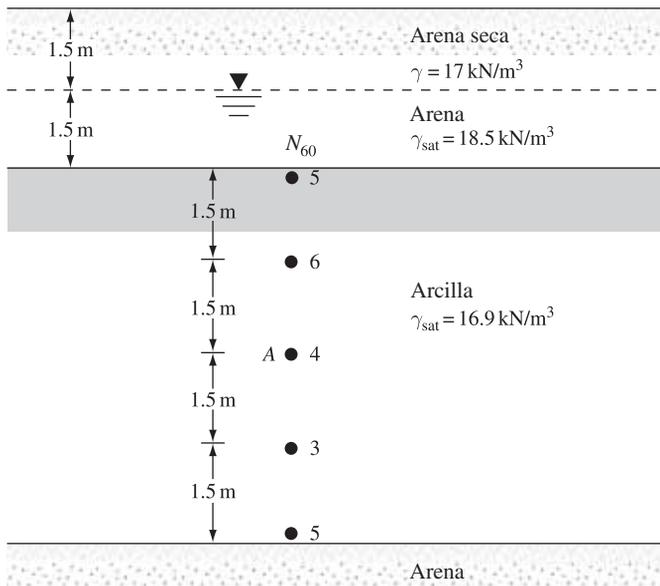


Figura 12.25

- 12.4 La tabla muestra la variación del número de penetración estándar de campo, N_{60} , en un depósito de arena

Profundidad (m)	N_{60}
1.5	6
3	8
4.5	9
6	8
7.5	13
9	14

La capa freática se localiza a 6 m de profundidad. El peso específico seco de la arena de 0 a 6 m es 18 kN/m^3 , y el peso específico saturado de la arena para profundidades de 6 a 12 m es 20.2 kN/m^3 . Utilice la relación de Skempton dada por la ecuación (12.9) para calcular los números de penetración correctos.

- 12.5 Los números de penetración estándar para un depósito de arena seca se dan abajo. Para la arena, $\gamma = 18.7 \text{ kN/m}^3$. Determine la variación de $(N_1)_{60}$ con la profundidad. Use el factor de corrección de Liao y Whitman dado por la ecuación (12.8).

Profundidad (m)	N_{60}
1.5	9
3.0	9
4.5	12
6.0	12
7.5	16

- 12.6 Para el suelo descrito en el problema 12.5, estime el ángulo de fricción pico promedio. Utilice la ecuación (12.18).
- 12.7 La tabla siguiente muestra los números de penetración estándar determinados para un depósito de suelo arenoso en campo:

Profundidad (m)	Peso unitario del suelo (kN/m^3)	N_{60}
3.0	16.66	7
4.5	16.66	9
6.0	16.66	11
7.5	18.55	16
9.0	18.55	18
10.5	18.55	20
12	18.55	22

Determine, utilizando la ecuación (12.19), la variación del ángulo pico de fricción ϕ' . Estime un valor promedio de ϕ' para el diseño de una cimentación superficial.

Nota: para profundidades mayores a 6 m, el peso específico del suelo es de 18.55 kN/m^3 .

- 12.8 En la siguiente tabla se dan los detalles para un depósito de suelo en arena:

Profundidad (m)	Presión efectiva de sobrecarga (kN/m^2)	Número de penetración estándar en campo, N_{60}
3.0	55.1	9
4.5	82.7	11
6.0	97.3	12

El depósito de arena tiene un promedio de 18% de finos. Use las ecuaciones (12.16) y (12.17) y la estimación de la densidad relativa media de arena entre las profundidades de 3 m y 6 m.

- 12.9** Consulte la figura 12.25. En la capa de arcilla se llevaron a cabo pruebas de veleta de corte (veleta rectangular). Las dimensiones de paletas fueron 63.5 mm (d) \times 127 mm (h). Para la prueba en A, el torque requerido para causar la falla fue de 20 N \cdot m. Para la arcilla, el límite líquido fue de 50 y el límite plástico de 18. Estime la cohesión no drenada de la arcilla para utilizarla en el diseño mediante el uso de cada ecuación:

- Relación λ de Bjerrum (ecuación 12.31)
- λ de Morris y Williams y la relación PI (ecuación 12.32a)
- λ de Morris y Williams y la relación LL (ecuación 12.32b)

- 12.10** En un depósito de arena seca normalmente consolidada, se llevó a cabo una prueba de penetración de cono. La tabla muestra los resultados:

Profundidad (m)	Resistencia de punta del cono, q_c (MN/m ²)
1.5	2.05
3.0	4.23
4.5	6.01
6.0	8.18
7.5	9.97
9.0	12.42

Suponga que el peso específico en seco de la arena es 15.5 kN/m³.

- Calcule el ángulo pico de fricción promedio, ϕ' , de la arena. Utilice la ecuación (12.38).
 - Estime la densidad relativa media de la arena. Utilice la ecuación (12.37b) y $Q_c = 1$.
- 12.11** Consulte el perfil del suelo que se muestra en la figura 12.26. Suponga que la resistencia a la penetración de cono, q_c , en A, según lo determinado por un penetrómetro de cono eléctrico, tiene fricción de 0.8 MN/m².
- Determine la cohesión no drenada, c_u .
 - Encuentre la relación de sobreconsolidación, OCR .

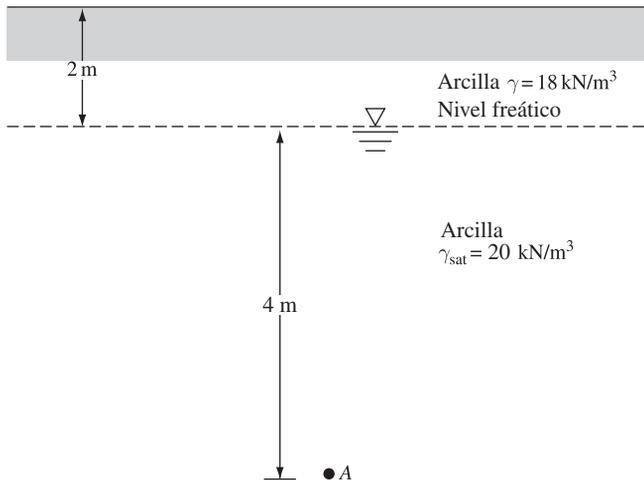


Figura 12.26

12.12 Considere una prueba de presurímetro en una arcilla saturada blanda.

Medida del volumen de la celda, $V_o = 535 \text{ cm}^3$

$p_o = 42.4 \text{ kN/m}^2$ $v_o = 46 \text{ cm}^3$

$p_f = 326.5 \text{ kN/m}^2$ $v_f = 180 \text{ cm}^3$

Suponiendo que la relación de Poisson, μ_{vs} , es 0.5 y en referencia a la figura 12.16, calcule el módulo del presurímetro, E_p .

12.13 En un depósito de arcilla se llevó a cabo una prueba de dilatómetro. El nivel freático se encuentra a una profundidad de 3 m. A una profundidad de 8 m, la presión de contacto, p_o , fue de 280 kN/m^2 y el esfuerzo de expansión, p_1 , fue de 350 kN/m^2 .

a. Determine el coeficiente de presión de tierra en reposo, K_o .

b. Encuentre la tasa de sobreconsolidación, OCR .

c. ¿Cuál es el módulo de elasticidad, E_s ?

Suponga σ'_o a una profundidad de 8 m en 95 kN/m^2 y $\mu_s = 0.35$.

12.14 La velocidad de la onda P en un suelo es 1900 m/s . Suponiendo que la relación de Poisson es 0.32, calcule el módulo de elasticidad del suelo. Suponga que el peso específico del suelo es 18 kN/m^3 .

12.15 En la tabla siguiente se dan los resultados de un estudio de refracción (figura 12.21a) en un sitio. Determine el espesor y la velocidad de la onda P de los materiales encontrados.

Distancia a partir de la fuente de perturbación (m)	Tiempo de la primera llegada de las ondas P ($s \times 10^3$)
2.5	5.08
5.0	10.16
7.5	15.24
10.0	17.01
15.0	20.02
20.0	24.2
25.0	27.1
30.0	28.0
40.0	31.1
50.0	33.9

Referencias

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2010). *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.08, West Conshohocken, PA.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2003). *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.09, West Conshohocken, PA.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2002). *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.08, West Conshohocken, PA.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1997). *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.08, West Conshohocken, PA.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (1972). "Subsurface Investigation for Design and Construction of Foundations of Buildings," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 98, No. SM5, 481–490.

- ANAGNOSTOPOULOS, A., KOUKIS, G., SABATAKAKIS, N., and TSIAMBAOS, G. (2003). "Empirical Correlations of Soil Parameters Based on Cone Penetration Tests (CPT) for Greek Soils," *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 21, No. 4, 377–387.
- BAGUELIN, F., JÉZÉQUEL, J. F., and SHIELDS, D. H. (1978). *The Pressuremeter and Foundation Engineering*, Trans Tech Publications, Clausthal.
- BAZARAA, A. (1967). *Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlements of Shallow Foundations on Sand*, Ph.D. Dissertation, Civil Engineering Department, University of Illinois Champaign-Urbana, Illinois.
- BJERRUM, L. (1974). "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays," Norwegian Geotechnical Institute, *Publications No. 110*, Oslo.
- DEERE, D. U. (1963). "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes," *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Vol. 1, No. 1, 16–22.
- HARA, A., OHATA, T., and NIWA, M. (1971). "Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils," *Soils and Foundations*, Vol. 14, No. 3, 1–12.
- HATANAKA, M., and FENG, L. (2006). "Estimating Relative Density of Sandy Soils," *Soils and Foundations*, Vol. 46, No. 3, 299–313.
- HATANAKA, M., and UCHIDA, A. (1996). "Empirical Correlation Between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils," *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 4, 1–10.
- JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C. C., GERMAINE, J. T., and LANCELLOTTA, R. (1985). "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils," *Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, 57–153.
- KULHAWY, F. H., and MAYNE, P. W. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.
- LANCELLOTTA, R. (1983). *Analisi di Affidabilità in Ingegneria Geotecnica*, Atti Istituto Scienza Costruzioni, No. 625, Politecnico di Torino.
- LIAO, S. S. C., and WHITMAN, R. V. (1986). "Overburden Correction Factors for SPT in Sand," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 112, No. 3, 373–377.
- MARCHETTI, S. (1980). "In Situ Test by Flat Dilatometer," *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 106, GT3, 299–321.
- MAYNE, P. W., and KEMPER, J. B. (1988). "Profiling OCR in Stiff Clays by CPT and SPT," *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 11, No. 2, 139–147.
- MENARD, L. (1956). *An Apparatus for Measuring the Strength of Soils in Place*, M.S. Thesis, University of Illinois, Urbana, IL.
- MORRIS, P. M., and WILLIAMS, D. J. (1994). "Effective Stress Vane Shear Strength Correction Factor Correlations," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, No. 3, 335–342.
- OHYA, S., IMAI, T., and MATSUBARA, M. (1982). "Relationships Between *N* Value by SPT and LLT Pressuremeter Results," *Proceedings, 2nd European Symposium on Penetration Testing*, Amsterdam, Vol. 1, 125–130.
- PECK, R. B., HANSON, W. E., and THORNBURN, T. H. (1974). *Foundation Engineering*, 2nd ed., Wiley, New York.
- RICCERI, G., SIMONINI, P., and COLA, S. (2002). "Applicability of Piezocone and Dilatometer to Characterize the Soils of the Venice Lagoon" *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 20, No. 2, 89–121.
- ROBERTSON, P. K., and CAMPANELLA, R. G. (1983). "Interpretation of Cone Penetration Tests. Part I: Sand," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, No. 4, 718–733.
- SCHMERTMANN, J. H. (1975). "Measurement of *In Situ* Shear Strength," *Proceedings, Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties*, ASCE, Vol. 2, 57–138.
- SEED, H. B., ARANGO, I., and CHAN, C. K. (1975). "Evaluation of Soil Liquefaction Potential During Earthquakes," *Report No. EERC 75-28*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- SEED, H. B., TOKIMATSU, K., HARDER, L. F., and CHUNG, R. M. (1985). "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 12, 1425–1445.

- SKEMPTON, A. W. (1957). "Discussion: The Planning and Design of New Hong Kong Airport," *Proceedings*, Institute of Civil Engineers, London, Vol. 7, 305–307.
- SKEMPTON, A. W. (1986). "Standard Penetration Test Procedures and the Effect in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation," *Geotechnique*, Vol. 36, No. 3, 425–447.
- SOWERS, G. B., and SOWERS, G. F. (1970). *Introductory Soil Mechanics and Foundations*, 3rd ed., Macmillan, New York.
- STROUD, M. (1974). "SPT in Insensitive Clays," *Proceedings*, European Symposium on Penetration Testing, Vol. 2.2, 367–375.
- STOKOE, K. H., and WOODS, R. D. (1972). "In Situ Shear Wave Velocity by Cross-Hole Method," *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 98, No. SM5, pp. 443–460.
- WOLFF, T. F. (1989). "Pile Capacity Prediction Using Parameter Functions," in *Predicted and Observed Axial Behavior of Piles, Results of a Pile Prediction Symposium*, sponsored by Geotechnical Engineering Division, ASCE, Evanston, IL, June 1989, ASCE Geotechnical Special Publication No. 23, 96–106.

Muros de contención y cortes apuntalados

15.1 Introducción

En el capítulo 14 se presentaron los principios generales de la presión lateral de tierra. Estos principios pueden extenderse al análisis y diseño de estructuras de retención de tierra, como muros de contención y cortes apuntalados. Los *muros de contención* proporcionan apoyo lateral permanente a *taludes verticales o casi verticales* del suelo. También, a veces los trabajos de construcción requieren de excavaciones terrestres con caras verticales o casi verticales, por ejemplo los sótanos de los edificios en las áreas desarrolladas o instalaciones de transporte subterráneas a poca profundidad (corte y tipo de cubierta de construcción). Las caras verticales de los cortes deben ser protegidas por los *sistemas de apuntalamiento temporales* para evitar la falla, que podría ser acompañada por el asentamiento considerable o por fallas en la capacidad de carga de las cimentaciones cercanas. Estos cortes se denominan *cortes apuntalados*. Este capítulo se divide en dos partes: la primera discute el análisis de los muros de contención, y la segunda presenta el análisis de los cortes apuntalados.

MUROS DE CONTENCIÓN

15.2 Muros de contención en general

Los muros de contención se utilizan comúnmente en los proyectos de construcción y pueden agruparse en cuatro clasificaciones:

1. Muros de gravedad
2. Muros de semigravedad
3. Muros reforzados
4. Muros con contrafuerte

Los *muros de gravedad* (figura 15.1a) se construyen con concreto plano o mampostería de piedra. Ellos dependen de su propio peso y cualquier apoyo del suelo sobre la mampostería para la estabilidad. Este tipo de construcción no es económico para los muros altos.

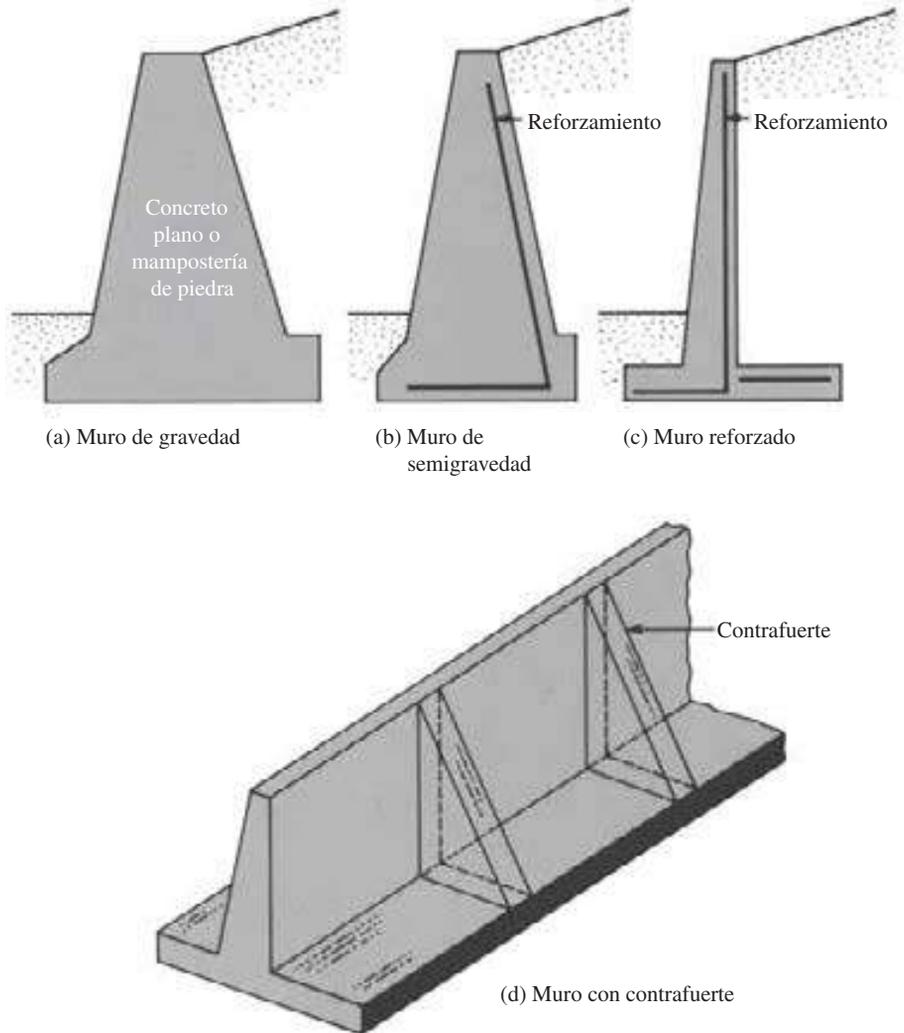


Figura 15.1 Tipos de muros de contención

En muchos casos, una pequeña cantidad de acero puede ser utilizada para la construcción de muros de gravedad, minimizando de este modo el tamaño de las secciones de pared. Tales paredes se conocen en general como *muros de semigravedad* (figura 15.1b).

Muros reforzados (figura 15.1c): están hechos de concreto reforzado que consiste en un espolón delgado y una losa de base. Este tipo de pared es económica hasta una altura de alrededor de 8 m. La figura 15.2 muestra un muro de contención reforzado bajo la pared en construcción.

Muros con contrafuerte (figura 15.1d): son similares a las paredes reforzadas. Sin embargo, a intervalos regulares tienen delgadas losas de concreto verticales conocidas como *contrafuertes*, que unen a la pared y la losa de base. El propósito de los contrafuertes es reducir el esfuerzo cortante y los momentos de flexión.



Figura 15.2 Construcción de un muro reforzado (Cortesía de Dharma Shakya, Geotechnical Solutions, Inc., Irvine, California)

Para diseñar los muros correctamente, un ingeniero debe conocer los parámetros del suelo, es decir, el *peso unitario*, el *ángulo de fricción* y la *cohesión* del suelo retenido detrás de la pared y del suelo debajo de la losa de base. Conocer las propiedades del suelo detrás de la pared permite al ingeniero determinar la distribución de la presión lateral que debe ser considerada en el diseño.

El diseño de un muro de contención procede en dos fases. En primer lugar, con la presión lateral de la tierra conocida, con la estructura en su conjunto se verifica la *estabilidad*, incluida la verificación del posible *vuelco*, *deslizamiento* y *fallas en la capacidad de carga*. En segundo lugar se verifica cada componente de la estructura para una *resistencia adecuada*, y se determina el *refuerzo de acero* de cada componente.

15.3 Dosificación de los muros de contención

En el diseño de muros de contención, un ingeniero debe suponer algunas de las dimensiones, lo que se denomina *dosificación*, para verificar las secciones de prueba para la estabilidad. Si los controles de estabilidad producen resultados no deseados, las secciones se pueden cambiar y vuelven a verificarse. La figura 15.3 muestra las proporciones generales de diversos componentes del muro de contención que se pueden usar para verificaciones iniciales.

Tenga en cuenta que la parte superior del espolón de cualquier muro de contención debe ser no menos de aproximadamente 0.3 m de ancho para la colocación adecuada del concreto. La profundidad, D , para la parte inferior de la losa de base, debe tener un mínimo de 0.6 m.

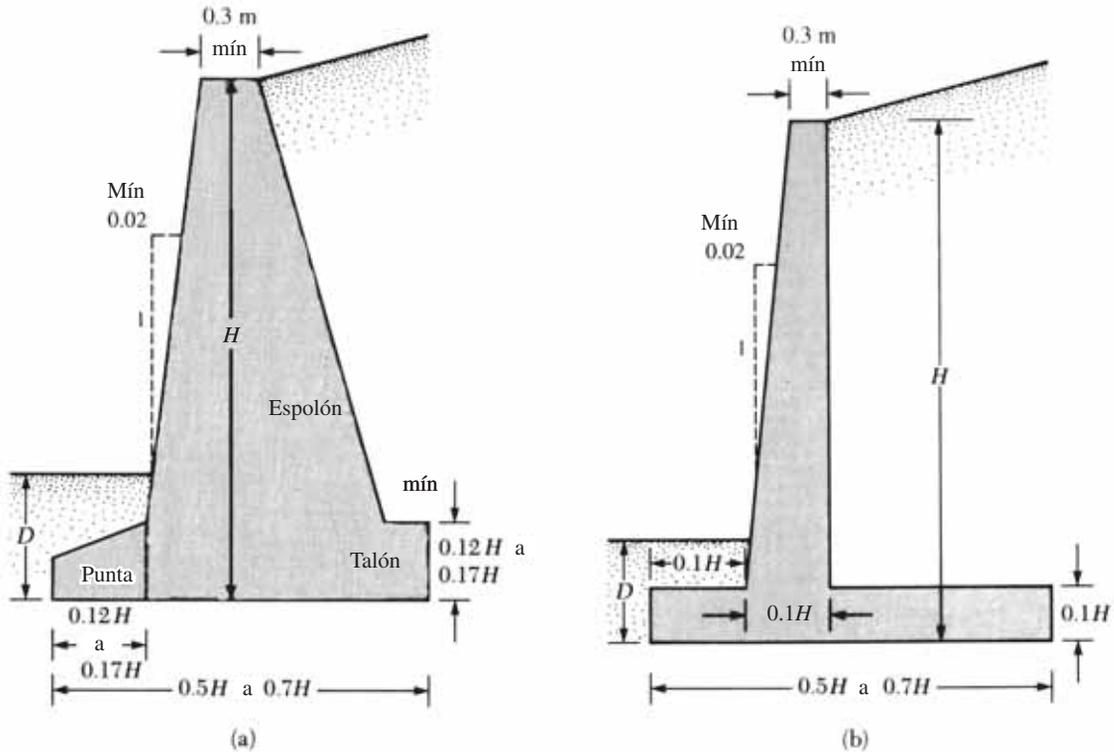


Figura 15.3 Dimensiones aproximadas de los diversos componentes de muro de contención para los controles iniciales de estabilidad: (a) muro de gravedad, (b) muro en voladizo [Nota: la dimensión mínima de D es de 0.6 m]

Sin embargo, la parte inferior de la losa de base debe estar colocada por debajo de la línea de temporada de congelación.

Para muros de contención con contrafuerte, la proporción general del espolón y la losa de base es el mismo que para los muros en voladizo. Sin embargo, las losas con contrafuerte pueden tener alrededor de 0.3 m de espesor y colocarse a intervalos de distancia de $0.3H$ a $0.7H$ de centro a centro.

15.4 Aplicación de las teorías de presión lateral de tierra al diseño

El capítulo 14 presenta los fundamentos teóricos para el cálculo de la presión lateral de tierra. Para utilizar estas teorías en el diseño, un ingeniero tiene que hacer varias suposiciones simples. En el caso de muros en voladizo, utiliza la teoría de la presión de tierra de Rankine para los controles de estabilidad que consisten en dibujar una línea vertical AB por el punto A , como se muestra en la figura 15.4a (situado en el borde del talón de la losa de base). Se supone que la condición activa de Rankine existe a lo largo del plano vertical AB . Entonces se pueden utilizar las ecuaciones de presión activa de Rankine para calcular la presión lateral sobre la cara AB . En el análisis de la estabilidad de la pared, deben considerarse la fuerza P_a (Rankine), el peso del suelo por encima del talón, W_s , y el peso del concreto, W_c . La suposición para el desarrollo de la presión activa de Rankine a lo largo de la cara AB del suelo es teóricamente correcta si la zona

de corte delimitada por la línea CA no está obstruida por el espolón de la pared. El ángulo, η , que la línea CA forma con la vertical, es

$$\eta = 45 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi'_1}{2} - \text{sen}^{-1}\left(\frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } \phi'_1}\right) \quad (15.1)$$

Para los muros de gravedad se puede utilizar un tipo similar de análisis, como se muestra en la figura 15.4b. Sin embargo, también se puede usar la teoría de Coulomb, como se muestra en la figura 15.4c. Si se utiliza la *teoría de la presión activa de Coulomb*, las únicas fuerzas que deben considerarse son $P_{a(\text{Coulomb})}$ y el peso de la pared, W_c .

Por tanto, en el caso de muros de contención ordinarios, no se han encontrado problemas de nivel freático y presión hidrostática. Siempre se proporcionan instalaciones para el drenaje de los suelos retenidos.

Para comprobar la estabilidad de un muro de contención, se toman las siguientes medidas:

1. Verificar si hay *vuelco* sobre su punta.
2. Verificar si hay *fallas de deslizamiento* a lo largo de su base.
3. Verificar si hay *fallas en la capacidad de carga* de la base.
4. Verificar si hay *asentamiento*.
5. Verificar la *estabilidad general*.

Las siguientes secciones describen el procedimiento para la comprobación de vuelco, deslizamiento y falla de la capacidad de carga. Los principios de la investigación para el asentamiento se tratan en los capítulos 9 y 17.

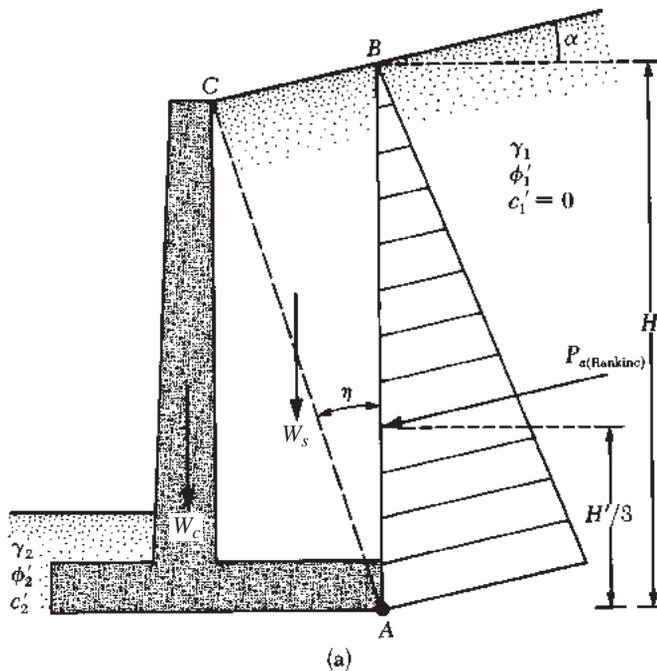


Figura 15.4 Suposición para la determinación de la presión lateral de tierra: (a) muro en voladizo; (b) y (c) muro de gravedad

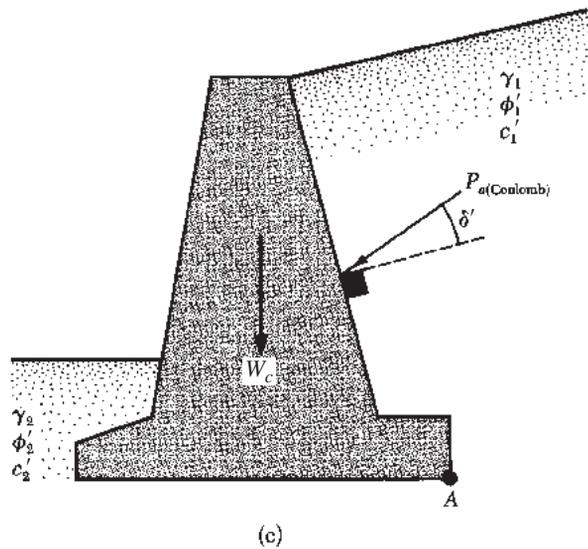
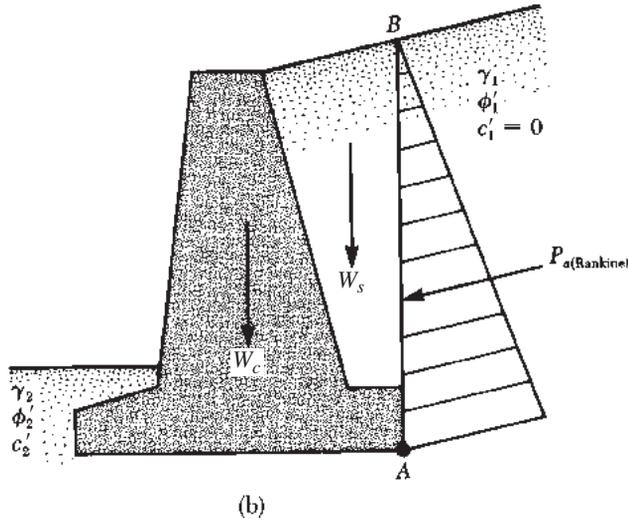


Figura 15.4 (continuación)

15.5 Comprobación de vuelco

La figura 15.5 muestra las fuerzas que actúan sobre un voladizo y un muro de contención de gravedad, sobre la base de la suposición de que la presión activa de Rankine está actuando a lo largo de un plano vertical AB dibujado a través del talón. P_p es la presión pasiva de Rankine, recordemos que su magnitud es [de la ecuación (14.42), con $\gamma = \gamma_2$, $c' = c_2'$ y $H = D$]

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2' \sqrt{K_p} D \quad (15.2)$$

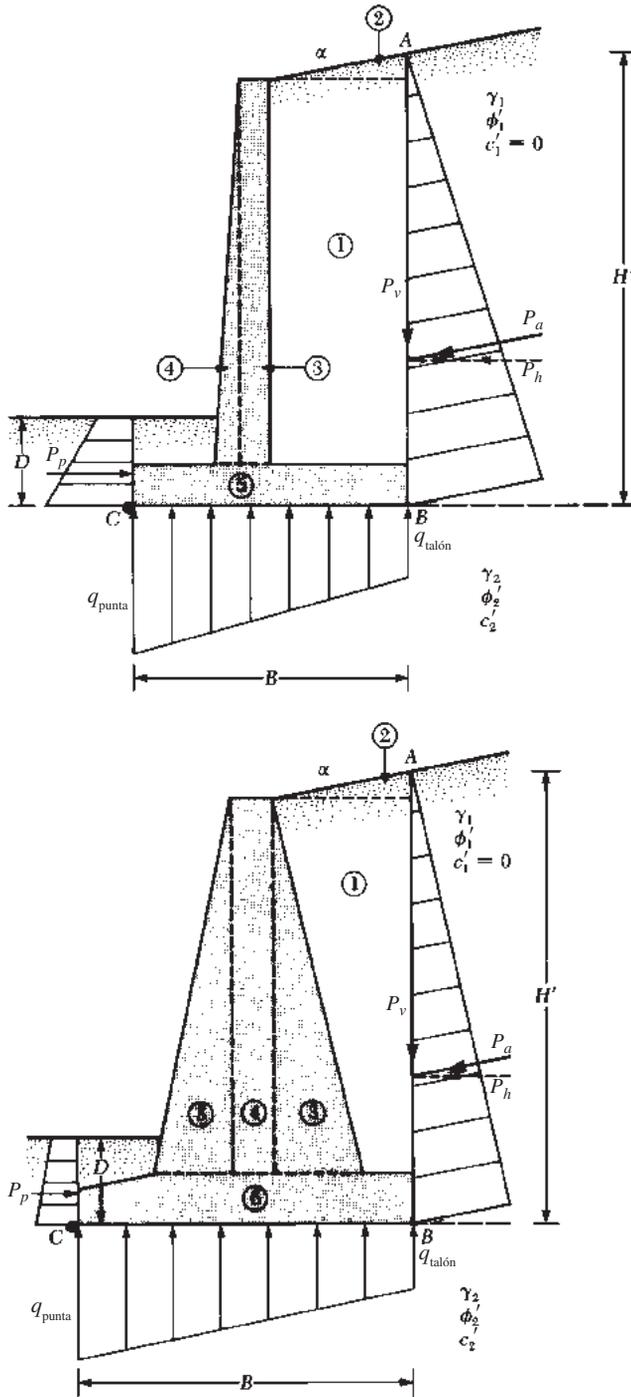


Figura 15.5 Comprobación de vuelco, suponiendo que la presión Rankine es válida

donde

- γ_2 = peso unitario del suelo delante de la punta y bajo la losa de base
- K_p = Coeficiente de presión pasiva de Rankine = $\tan^2 (45 + \phi'_2/2)$
- c'_2, ϕ'_2 = ángulo de cohesión y fricción del suelo, respectivamente

El factor de seguridad contra el vuelco sobre la punta, es decir, alrededor del punto *C* en la figura 15.5, puede expresarse como

$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \tag{15.3}$$

donde

- $\sum M_O$ = suma de los momentos de fuerzas que tienden a volcar sobre el punto *C*
- $\sum M_R$ = suma de los momentos de fuerzas que tienden a evitar el vuelco sobre el punto *C*

El momento de vuelco es

$$\sum M_O = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) \tag{15.4}$$

donde $P_h = P_a \cos \alpha$.

Al calcular el momento resistente, $\sum M_R$ (despreciando P_p), se puede preparar una tabla como la tabla 15.1. El peso de la tierra por encima del talón y el peso del concreto (o de la mampostería) son las fuerzas que contribuyen al momento resistente. Tenga en cuenta que la fuerza P_v también contribuye al momento resistente. P_v es la componente vertical de la fuerza activa P_a , o

$$P_v = P_a \sin \alpha \tag{15.5}$$

El momento de la fuerza P_v sobre *C* es

$$M_v = P_v B = P_a \sin \alpha B \tag{15.6}$$

donde B = ancho de la losa de base.

Una vez que se conoce $\sum M_R$, el factor de seguridad se puede calcular como

$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_a \cos \alpha (H'/3)} \tag{15.7}$$

Tabla 15.1 Procedimiento para el cálculo de $\sum M_R$

Sección (1)	Área (2)	Peso/unidad de longitud del muro (3)	Brazo de momento medido desde <i>C</i> (4)	Momento alrededor de <i>C</i> (5)
1	A_1	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2 = \gamma_1 \times A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_3 = \gamma_c \times A_3$	X_3	M_3
4	A_4	$W_4 = \gamma_c \times A_4$	X_4	M_4
5	A_5	$W_5 = \gamma_c \times A_5$	X_5	M_5
6	A_6	$W_6 = \gamma_c \times A_6$	X_6	M_6
		P_v	B	M_v
		$\sum V$		$\sum M_R$

Nota: γ_1 = peso unitario del relleno
 γ_c = peso unitario del concreto

El valor mínimo deseable del factor de seguridad con respecto al vuelco es de 1.5 a 2. Algunos diseñadores prefieren determinar el factor de seguridad al vuelco con

$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{P_a \cos \alpha(H'/3) - M_v} \quad (15.8)$$

15.6 Comprobación de deslizamiento a lo largo de la base

El factor de seguridad contra el deslizamiento puede ser expresado por la ecuación

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d} \quad (15.9)$$

donde

$\sum F_{R'}$ = suma de las fuerzas de resistencia horizontal

$\sum F_d$ = suma de las fuerzas impulsoras horizontales

La figura 15.6 muestra que la resistencia del suelo al corte debajo de la base puede representarse como

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi'_2 + c'_2$$

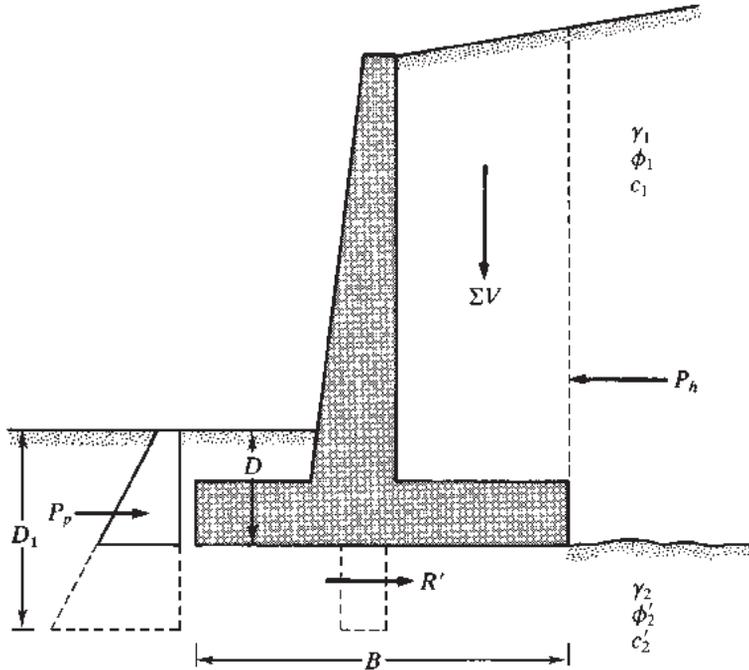


Figura 15.6 Comprobación del deslizamiento a lo largo de la base

Por lo tanto, la fuerza de resistencia máxima que se puede deducir del suelo por unidad de longitud del muro a lo largo de la losa de base es

$$R' = \tau_f(\text{área de la sección transversal}) = \tau_f(B \times 1) = B\sigma' \tan \phi'_2 + Bc'_2$$

Sin embargo,

$$B\sigma' = \text{suma de la fuerza vertical} = \sum V \text{ (véase la tabla 15.1)}$$

así

$$R' = (\sum V) \tan \phi'_2 + Bc'_2$$

La figura 15.6 muestra que la fuerza pasiva, P_p , es también una fuerza de resistencia horizontal. La expresión para P_p se da en la ecuación (15.2). Por lo tanto,

$$\sum F_{R'} = (\sum V) \tan \phi'_2 + Bc'_2 + P_p \quad (15.10)$$

La única fuerza horizontal que tenderá a hacer que la pared se deslice (fuerza motriz) es la componente horizontal de la fuerza activa P_a , de modo que

$$\sum F_d = P_a \cos \alpha \quad (15.11)$$

Combinando las ecuaciones (15.9), (15.10) y (15.11) se obtiene

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V) \tan \phi'_2 + Bc'_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (15.12)$$

Por lo general se requiere un factor de seguridad mínimo de 1.5 contra el deslizamiento.

En muchos casos la fuerza pasiva, P_p , se ignora al calcular el factor de seguridad con respecto al deslizamiento. El ángulo de fricción, ϕ'_2 , también se reduce en varios casos por seguridad. El ángulo de fricción reducida del suelo puede ser del orden de la mitad a dos tercios del ángulo ϕ'_2 . De manera similar, la cohesión, c'_2 , puede reducirse al valor de $0.5c'_2$ a $0.67c'_2$. Por lo tanto,

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V) \tan(k_1 \phi'_2) + Bk_2 c'_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (15.13)$$

donde k_1 y k_2 están en el rango de $\frac{1}{2}$ a $\frac{2}{3}$.

En algunos casos, ciertos muros no pueden producir un factor de seguridad deseado de 1.5. Para aumentar su resistencia al deslizamiento se puede utilizar una base llave. Las bases llave se ilustran mediante líneas discontinuas en la figura 15.6. La fuerza pasiva sobre la *punta sin llave* es

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D^2 K_p + 2c'_2 D \sqrt{K_p}$$

Sin embargo, si se incluye una llave, la fuerza pasiva por unidad de longitud de la pared se convierte en (*nota: $D = D_1$*)

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D_1^2 K_p + 2c'_2 D_1 \sqrt{K_p}$$

donde $K_p = \tan^2 (45 + \phi'_2/2)$. Debido a que $D_1 > D$, una llave, obviamente, ayudará a aumentar la resistencia pasiva en la punta y, por lo tanto, el factor de seguridad contra el deslizamiento. Por lo general, se construye la base llave debajo del espolón, y un poco de alambre se inserta en la llave.

15.7 Comprobación de la falla de capacidad de carga

La presión vertical transmitida al suelo por la losa de base del muro de contención deberá co- tejarse con la capacidad última de carga del suelo. La naturaleza de la variación de la presión vertical transmitida por la losa de base en el suelo se muestra en la figura 15.7. Tenga en cuenta que q_{punta} y $q_{\text{talón}}$ son las presiones *máxima* y *mínima* que se producen en los extremos de las secciones de la punta y el talón, respectivamente. Las magnitudes de q_{punta} y $q_{\text{talón}}$ pueden de- terminarse de la siguiente manera.

La suma de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa de base es ΣV (véase columna 3, tabla 15.1), y la fuerza horizontal es $P_a \cos \alpha$. Sea R la fuerza resultante, o

$$\vec{R} = \vec{\Sigma V} + (P_a \cos \alpha) \tag{15.14}$$

El momento neto de estas fuerzas sobre el punto C (figura 15.7) es

$$M_{\text{neto}} = \Sigma M_R - \Sigma M_O \tag{15.15}$$

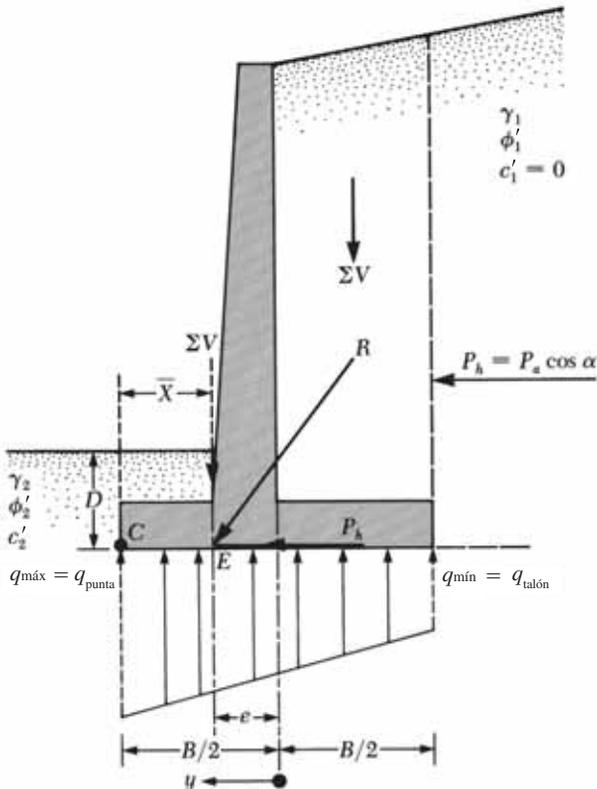


Figura 15.7 Comprobación de falla de la capacidad de carga

Los valores de ΣM_R y ΣM_O se determinaron anteriormente [véase columna 5, tabla 15.1, y la ecuación (15.4)]. Deje que la línea de acción de la resultante, R , se cruce con la losa de base en E , como se muestra en la figura 15.7. La distancia de CE es, entonces,

$$\overline{CE} = \bar{X} = \frac{M_{\text{neto}}}{\Sigma V} \quad (15.16)$$

Por lo tanto, la excentricidad de la resultante, R , se puede expresar como

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE} \quad (15.17)$$

La distribución de la presión bajo la losa de base se puede determinar mediante el uso de los principios sencillos de la mecánica de materiales:

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{\text{neto}} y}{I} \quad (15.18)$$

donde

$$M_{\text{neto}} = \text{momento} = (\Sigma V)e$$

$$I = \text{momento de inercia por unidad de longitud de la sección de base} = \frac{1}{12} (1)(B^3)$$

Para las presiones máxima y mínima, el valor de y en la ecuación (15.18) es igual a $B/2$. Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (15.18) se tiene

$$q_{\text{máx}} = q_{\text{punta}} = \frac{\Sigma V}{(B)(1)} + \frac{e(\Sigma V) \frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)(B^3)} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (15.19)$$

Del mismo modo,

$$q_{\text{mín}} = q_{\text{talón}} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad (15.20)$$

Tenga en cuenta que ΣV incluye el peso del suelo, como se muestra en la tabla 15.1, y que cuando el valor de la excentricidad, e , se vuelve mayor que $B/6$, $q_{\text{mín}}$ se vuelve negativa [ecuación (15.20)]. Por lo tanto, habrá un cierto esfuerzo de tensión en el extremo de la sección de talón. Esta tensión no es deseable, debido a que la resistencia del suelo a la tensión es muy pequeña. Si el análisis de un diseño muestra que $e > B/6$, el diseño debe ser redimensionado y recalculado.

Las relaciones para la capacidad última de carga de una cimentación superficial se analizan en el capítulo 16. De la ecuación (16.23),

$$q_u = c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (15.21)$$

donde

$$N_c, N_q, N_\gamma = \text{factores de capacidad de carga (véase la tabla 16.2)}$$

$$q = \gamma_2 D$$

$$\begin{aligned}
 B' &= B - 2e \\
 F_{cd} &= F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'_2} \\
 F_{qd} &= 1 + 2 \tan \phi'_2 (1 - \text{sen} \phi'_2)^2 \frac{D}{B'} \\
 F_{\gamma d} &= 1 \\
 F_{ci} &= F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2 \\
 F_{\gamma i} &= \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi'_2}\right)^2 \\
 \psi^\circ &= \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\sum V} \right)
 \end{aligned}$$

Observe que los factores de forma F_{cs} , F_{qs} y $F_{\gamma s}$ dados en el capítulo 16 son todos iguales a 1, ya que pueden ser tratados como una cimentación continua. Por esta razón los factores de forma no se muestran en la ecuación (15.21).

Una vez que se ha calculado la capacidad última de carga del suelo utilizando la ecuación (15.21), se puede determinar el factor de seguridad contra fallas de capacidad de carga:

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\text{máx}}} \quad (15.22)$$

Generalmente se requiere un factor de seguridad de 3.

Ejemplo 15.1

En la figura 15.8 se muestra la sección transversal de un muro reforzado. Calcule los factores de seguridad en relación con el vuelco, el deslizamiento y la capacidad de carga.

Solución

Haciendo referencia a la figura 15.8, encontramos

$$\begin{aligned}
 H' &= H_1 + H_2 + H_3 = 2.6 \tan 10^\circ + 6 + 0.7 \\
 &= 0.458 + 6 + 0.7 = 7.158 \text{ m}
 \end{aligned}$$

La fuerza activa de Rankine por unidad de longitud de la pared es

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_1 H'^2 K_a$$

Para $\phi'_1 = 30^\circ$ y $\alpha = 10^\circ$, K_a es igual a 0.350 (tabla 14.2). Por lo tanto,

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{1}{2} (18)(7.158)^2 (0.35) = 161.4 \text{ kN/m} \\
 P_v &= P_a \text{ sen } 10^\circ = 161.4 (\text{sen } 10^\circ) = 28.03 \text{ kN/m} \\
 P_h &= P_a \text{ cos } 10^\circ = 161.4 (\text{cos } 10^\circ) = 158.95 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

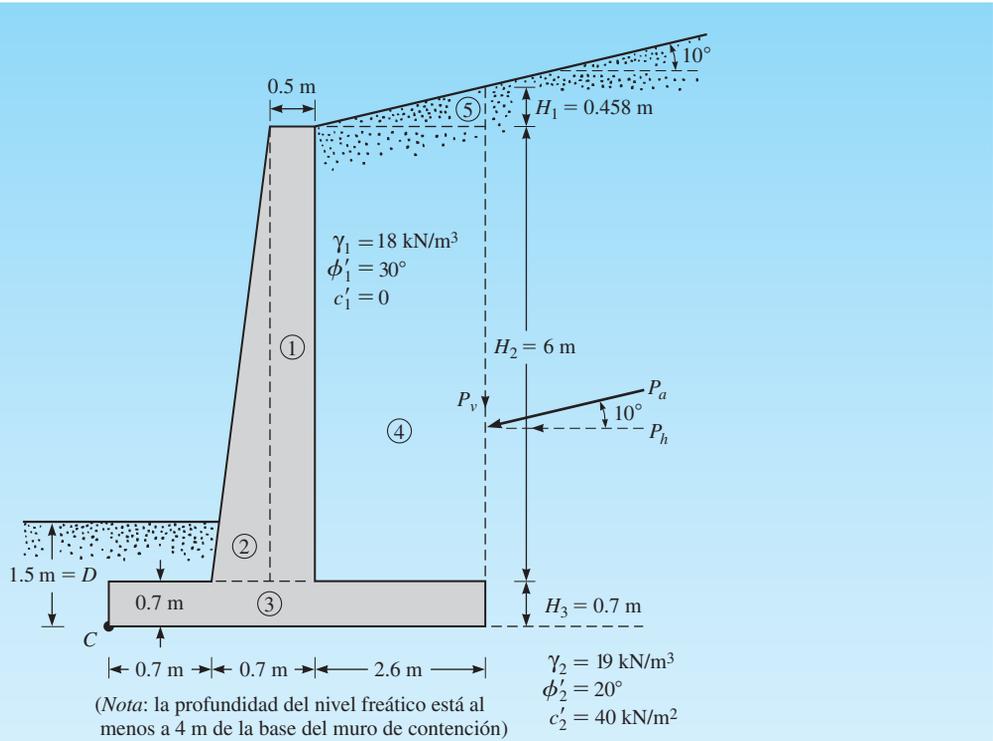


Figura 15.8

Factor de seguridad contra el vuelco

La siguiente tabla puede ser preparada para determinar el momento resistente.

Sección núm.	Área (m ²)	Peso/unidad de longitud (kN/m) [†]	Brazo de momento del punto C (m)	Momento (kN-m/m)
1	$6 \times 0.5 = 3$	70.74	1.15	81.35
2	$\frac{1}{2}(0.2)6 = 0.6$	14.15	0.833	11.79
3	$4 \times 0.7 = 2.8$	66.02	2.0	132.04
4	$6 \times 2.6 = 15.6$	280.80	2.7	758.16
5	$\frac{1}{2}(2.6)(0.458) = 0.595$	10.71	3.13	33.52
			$P_v = 28.03$	112.12
			$\Sigma V = 470.45$	$\Sigma 1128.98 = \Sigma M_R$

*Para los números de sección consulte la figura 15.8.

[†] $\gamma_{\text{concreto}} = 23.58 \text{ kN/m}^3$

Para el momento de vuelco, se tiene

$$M_O = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) = 158.95 \left(\frac{7.158}{3} \right) = 379.25 \text{ kN-m/m}$$

Por lo tanto,

$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{\sum M_R}{M_O} = \frac{1128.98}{379.25} = \mathbf{2.98 > 2—OK}$$

Factor de seguridad contra el deslizamiento

De la ecuación (15.13), se tiene

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V)\tan(k_1\phi'_1) + Bk_2c'_2 + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

Sea $k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$. Además,

$$P_p = \frac{1}{2}K_p\gamma_2D^2 + 2c'_2\sqrt{K_p}D$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_2}{2}\right) = \tan^2(45 + 10) = 2.04$$

$$D = 1.5 \text{ m}$$

Así

$$\begin{aligned} P_p &= \frac{1}{2}(2.04)(19)(1.5)^2 + 2(40)(\sqrt{2.04})(1.5) \\ &= 43.61 + 171.39 = 215 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Por lo tanto,

$$\begin{aligned} FS_{(\text{deslizamiento})} &= \frac{(470.45)\tan\left(\frac{2 \times 20}{3}\right) + (4)\left(\frac{2}{3}\right)(40) + 215}{158.95} \\ &= \frac{111.5 + 106.67 + 215}{158.95} = \mathbf{2.73 > 1.5—OK} \end{aligned}$$

Nota: Para algunos diseños, la profundidad, D , para el cálculo de la presión pasiva puede ser tomada como *igual al espesor de la losa de base*.

Factor de seguridad contra la falla de la capacidad de carga

Combinando las ecuaciones (15.15), (15.16) y (15.17) se tiene

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - M_O}{\sum V} = \frac{4}{2} - \frac{1128.98 - 379.25}{470.45} \\ &= 0.406 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0.666 \text{ m} \end{aligned}$$

Otra vez, a partir de las ecuaciones (15.19) y (15.20) se tiene

$$\begin{aligned} q_{\text{punta}} &= \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{470.45}{4} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.406}{4}\right) = 189.2 \text{ kN/m}^2 \text{ (punta)} \\ &= 45.99 \text{ kN/m}^2 \text{ (talón)} \end{aligned}$$

La máxima capacidad de carga del suelo puede ser determinada a partir de la ecuación (15.21):

$$q_u = c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Para $\phi'_2 = 20^\circ$, encontramos que $N_c = 14.83$, $N_q = 6.4$ y $N_\gamma = 5.39$ (tabla 16.2). Además,

$$q = \gamma_2 D = (19)(1.5) = 28.5 \text{ kN/m}^2$$

$$B' = B - 2e = 4 - 2(0.406) = 3.188 \text{ m}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi'_2 (1 - \sin \phi'_2)^2 \left(\frac{D}{B'} \right) = 1 + 0.315 \left(\frac{1.5}{3.188} \right) = 1.148$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'_2} = 1.148 - \frac{1 - 1.148}{(14.83)(\tan 20)} = 1.175$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\sum V} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{158.95}{470.45} \right) = 18.67^\circ$$

Así que

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{18.67}{90} \right)^2 = 0.628$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi'_2} \right)^2 = \left(1 - \frac{18.67}{20} \right)^2 \approx 0$$

Por lo tanto,

$$q_u = (40)(14.83)(1.175)(0.628) + (28.5)(6.4)(1.148)(0.628)$$

$$+ \frac{1}{2} (19)(5.39)(3.188)(1)(0)$$

$$= 437.7 + 131.50 + 0 = 569.2 \text{ kN/m}^2$$

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\text{punta}}} = \frac{569.2}{189.2} = \mathbf{3.0—OK}$$

Ejemplo 15.2

En la figura 15.9 se muestra un muro de gravedad. Utilice $\delta' = \frac{2}{3} \phi'_1$ y la teoría de la presión activa de Coulomb. Determine estos valores:

- El factor de seguridad contra el vuelco
- El factor de seguridad contra el deslizamiento
- La presión sobre el suelo en la punta y el talón

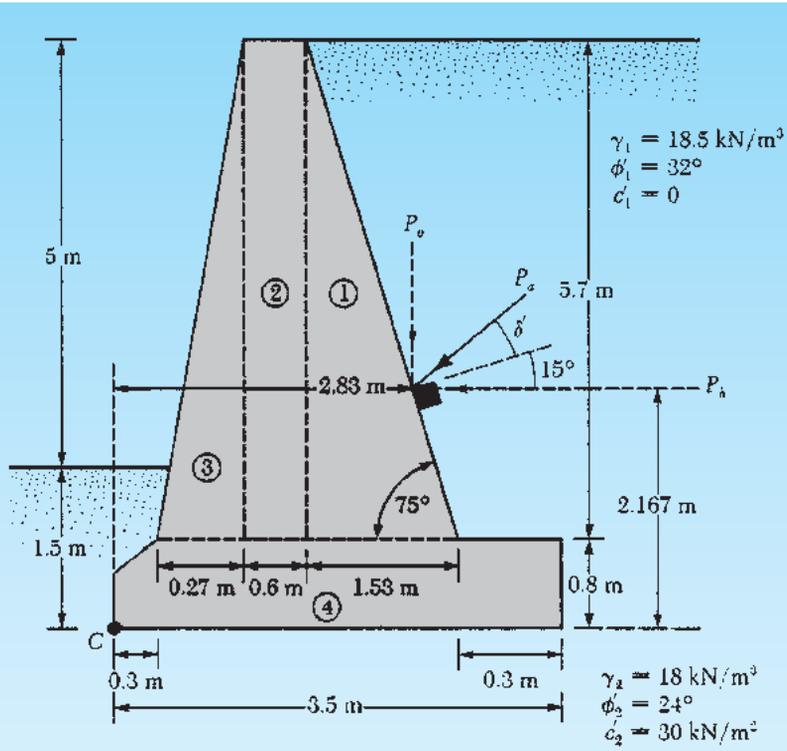


Figura 15.9

Solución

$$H' = 5 + 1.5 = 6.5 \text{ m}$$

Fuerza activa de Coulomb

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_1 H'^2 K_a$$

Con $\alpha' = 0^\circ$, $\theta' = 15^\circ$, $\delta' = \frac{2}{3} \phi'_1$ y $\phi'_1 = 32^\circ$, encontramos que $K_a = 0.4023$ (tabla 14.4). Por lo tanto,

$$P_a = \frac{1}{2} (18.5)(6.5)^2 (0.4023) = 157.22 \text{ kN/m}$$

$$P_h = P_a \cos\left(15 + \frac{2}{3} \phi'_1\right) = 157.22 \cos 36.33 = 126.65 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_a \sin\left(15 + \frac{2}{3} \phi'_1\right) = 157.22 \sin 36.33 = 93.14 \text{ kN/m}$$

Inciso a: Factor de seguridad contra el vuelco

Consultando la figura 15.9, se puede preparar la siguiente tabla:

Sección núm.	Área (m ²)	Peso/unidad de longitud (kN/m)*	Brazo de momento del punto C (m)	Momento (kN-m/m)
1	$\frac{1}{2}(5.7)(1.53) = 4.36$	102.81	2.18	224.13
2	$(0.6)(5.7) = 3.42$	80.64	1.37	110.48
3	$\frac{1}{2}(0.27)(5.7) = 0.77$	18.16	0.98	17.80
4	$\approx (3.5)(0.8) = 2.8$	66.02	1.75	115.52
		$P_v = 93.14$	2.83	263.59
$\Sigma V = 360.77$ kN/m				$\Sigma M_R = 731.54$ kN-m/m

$$*\gamma_{\text{concreto}} = 23.58 \text{ kN/m}^3$$

Para el momento de vuelco, se tiene

$$M_O = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) = 126.65(2.167) = 274.45 \text{ kN-m/m}$$

Por lo tanto,

$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_O} = \frac{731.54}{274.45} = \mathbf{2.665} > 2 \text{—OK}$$

Inciso b: Factor de seguridad contra el deslizamiento

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\Sigma V) \tan\left(\frac{2}{3} \phi'_2\right) + \frac{2}{3} c'_2 B + P_p}{P_h}$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c'_2 \sqrt{K_p} D$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{24}{2}\right) = 2.37$$

Por lo tanto;

$$P_p = \frac{1}{2} (2.37)(18)(1.5)^2 + 2(30)(1.54)(1.5) = 186.59 \text{ kN/m}$$

Así,

$$\begin{aligned} FS_{(\text{deslizamiento})} &= \frac{360.77 \tan\left(\frac{2}{3} \times 24\right) + \frac{2}{3} (30)(3.5) + 186.59}{126.65} \\ &= \frac{103.45 + 70 + 186.59}{126.65} = \mathbf{2.84} \end{aligned}$$

Si P_p es ignorada, el factor de seguridad sería **1.37**.

Inciso c: Presión sobre el suelo en la punta y el talón

De las ecuaciones (15.15), (15.16) y (15.17), se tiene

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V} = \frac{3.5}{2} - \frac{731.54 - 274.45}{360.77} = 0.483 < \frac{B}{6} = 0.583$$

$$q_{\text{punta}} = \frac{\sum V}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] = \frac{360.77}{3.5} \left[1 + \frac{(6)(0.483)}{3.5} \right] = \mathbf{188.43 \text{ kN/m}^2}$$

$$q_{\text{talón}} = \frac{V}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] = \frac{360.77}{3.5} \left[1 - \frac{(6)(0.483)}{3.5} \right] = \mathbf{17.73 \text{ kN/m}^2}$$

MUROS DE CONTENCIÓN DE TIERRA MECÁNICAMENTE ESTABILIZADOS

15.8 Tierra mecánicamente estabilizada

El uso de la tierra mecánicamente estabilizada (MSE) es un desarrollo reciente en el diseño y construcción de cimentaciones y estructuras de contención de tierras. La MSE es un material de construcción a partir de suelo que ha sido reforzado con elementos de refuerzo tales como varillas, telas no biodegradables (geotextiles), geomallas y similares. La idea fundamental de reforzar el suelo no es nueva, de hecho, se remonta a varios siglos. Sin embargo, el concepto actual de análisis y diseño sistemático fue desarrollado por un ingeniero francés, H. Vidal, en 1966. El Road Research Laboratory francés ha realizado una amplia investigación sobre la aplicabilidad y los efectos beneficiosos del uso de la tierra mecánicamente estabilizada como material de construcción. Esta investigación fue documentada en detalle por Darbin (1970), Schlosser y Vidal (1969), y Schlosser y Long (1974). Las pruebas que se realizaron implicaban el uso de tiras metálicas como material de refuerzo.

En todo el mundo se han construido muros de contención de MSE desde que Vidal publicó su obra. El primer muro de contención MSE con tiras de metal como refuerzo en Estados Unidos fue construido en 1972 en el sur de California.

Desde principios de 1970 los geotextiles y geomallas que son material polimérico no biodegradable y clasificados como geosintéticos también se han utilizado para el refuerzo del suelo en el diseño y construcción de muros de contención. En el apéndice A se da un breve resumen de geotextiles y geomallas relacionados con la construcción de muros.

Los efectos beneficiosos del reforzamiento de suelos se derivan de (a) una mayor resistencia del suelo a la tensión y (b) la resistencia al corte desarrollada a partir de la fricción en las interfaces suelo-reforzamiento. Tal refuerzo es comparable al de las estructuras de concreto. En la actualidad, la mayoría de diseño MSE se realiza sólo con suelo granular de drenaje libre. Por lo tanto, se evita el efecto de desarrollo de agua intersticial en suelos cohesivos que, a su vez, reduce la resistencia al corte del suelo.

15.9 Consideraciones generales de diseño

El procedimiento general de diseño de cualquier muro de contención estabilizado mecánicamente se puede dividir en dos partes:

1. Satisfacer los requisitos de *estabilidad interna*
2. Comprobar la *estabilidad externa* del muro

Los controles de estabilidad internos implican la determinación de la tensión y la resistencia al retiro de los elementos de refuerzo y la determinación de la integridad de los elementos de revestimiento. Los controles de estabilidad externos incluyen controles de vuelco, deslizamiento y falla de la capacidad de carga. Las siguientes secciones analizarán los procedimientos de diseño de muros de contención para utilizar con tiras metálicas, geotextiles y geomallas.

15.10 Muros de contención reforzados con varilla

Los muros de tierra reforzada son paredes flexibles. Sus componentes principales son

1. El *relleno*, que es suelo granular.
2. *Bandas de refuerzo*, que son delgadas, tiras anchas colocadas a intervalos regulares, y
3. Una *cubierta o forro* en la cara frontal de la pared

La figura 15.10 es un diagrama de un muro de contención de tierra reforzada. Observe que, a cualquier profundidad, las bandas de refuerzo o tirantes se colocan con una separación horizontal S_H de centro a centro; la separación vertical de las cintas o tirantes es S_V de centro a centro. La cubierta puede ser construida con secciones de material delgado relativamente flexible. Lee *et al.* (1973) demostraron que, con un diseño conservador, una cubierta de acero galvanizado de 5 mm de espesor sería suficiente para sostener una pared de alrededor de 14 o 15 m de altura. En la mayoría de los casos también se pueden utilizar como cubierta losas prefabri-

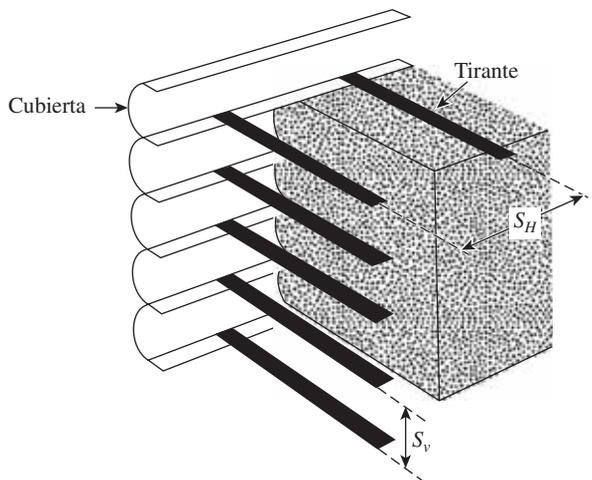


Figura 15.10 Muro de contención de tierra reforzada

cadadas de concreto. Las losas están ranuradas para encajar una en la otra, de modo que el suelo no puede fluir entre las articulaciones. Cuando se utilizan cubiertas de metal, que se atornillan entre sí, se colocan tiras de refuerzo entre éstas.

El método más simple y más común para el diseño de los tirantes es el método de Rankine. A continuación analizamos este procedimiento.

Cálculo de la presión horizontal activa

La figura 15.11 muestra un muro de contención con un material de relleno granular que tiene peso unitario de γ_1 y un ángulo de fricción de ϕ'_1 . Por debajo de la base del muro de contención el suelo se ha excavado y recompactado *in situ*, con suelo granular utilizado como relleno. Por debajo de la reposición, el suelo *in situ* tiene un peso unitario de γ_2 , ángulo de fricción de ϕ'_2 y la cohesión de c'_2 . El muro de contención tiene tirantes de refuerzo a profundidades $z = 0, S_V, 2S_V, \dots NS_V$. La altura de la pared es $NS_V = H$.

De acuerdo con la teoría de la presión activa de Rankine,

$$\sigma'_a = \sigma'_o K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

donde σ'_a = presión activa Rankine efectiva a cualquier profundidad z .

Para suelos granulares secos sin sobrecarga en la parte superior, $c' = 0, \sigma'_o = \gamma_1 z$ y $K_a = \tan^2 (45 - \phi'_1/2)$. Por lo tanto,

$$\sigma'_a = \gamma_1 z K_a \tag{15.23}$$

En la parte inferior de la pared (es decir, en $z = H$),

$$\sigma'_a = \gamma H K_a$$

La fuerza

La fuerza del tirante *por unidad de longitud de la pared* desarrollada a cualquier profundidad z (ver figura 15.11) es

$$\begin{aligned} T &= \text{presión activa a la profundidad } z \\ &\times \text{área de la pared que es soportada por el tirante} \\ &= (\sigma'_a) (S_V S_H) \end{aligned} \tag{15.24}$$

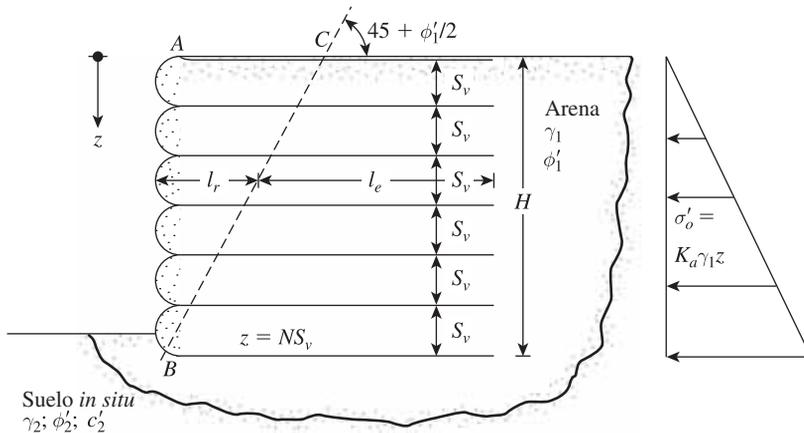


Figura 15.11 Análisis de un muro de contención de tierra reforzada

Factor de seguridad contra la falla del tirante

Los tirantes de refuerzo en cada nivel, y por lo tanto los muros, podrían fallar por (a) rompimiento del tirante o (b) retiro del tirante.

El factor de seguridad contra el rompimiento del tirante se puede determinar como

$$FS_{(B)} = \frac{\text{rendimiento o resistencia de cada tirante a la falla}}{\text{fuerza máxima en cualquier tirante}} = \frac{wtf_y}{\sigma'_a S_V S_H} \quad (15.25)$$

donde

w = anchura de cada tirante

t = espesor de cada tirante

f_y = rendimiento o resistencia del material del tirante a la falla

Por lo general se recomienda un factor de seguridad de alrededor de 2.5 o 3 para los tirantes en todos los niveles.

El refuerzo de tirantes a cualquier profundidad z fallará por retirada si la resistencia fraccional desarrollada a lo largo de las superficies de los tirantes es menor que la fuerza a la que éstos están siendo sometidos. La *longitud efectiva* de los tirantes a lo largo de los que se desarrolla la resistencia a la fricción puede ser tomada de forma conservadora como la longitud que se extiende *más allá de los límites de la zona de falla activa de Rankine*, que es la zona ABC en la figura 15.11. La línea BC forma un ángulo de $45^\circ + \phi'_\mu/2$ con la horizontal. Ahora, la fuerza de fricción máxima que puede ser realizada por un tirante a la profundidad z es

$$F_R = 2l_e w \sigma'_o \tan \phi'_\mu \quad (15.26)$$

donde

l_e = longitud efectiva

σ'_o = presión vertical efectiva a una profundidad z

ϕ'_μ = ángulo de fricción suelo-tirante

Por lo tanto, el factor de seguridad contra la *retirada del tirante* a cualquier profundidad z es

$$FS_{(P)} = \frac{F_R}{T} \quad (15.27)$$

Sustituyendo las ecuaciones (15.24) y (15.26) en la ecuación (15.27) se obtiene

$$FS_{(P)} = \frac{2l_e w \sigma'_o \tan \phi'_\mu}{\sigma'_a S_V S_H} \quad (15.28)$$

Longitud del tirante

La longitud del tirante a cualquier profundidad es

$$L = l_r + l_e \quad (15.29)$$

donde

l_r = longitud dentro de la zona de falla de Rankine

l_e = longitud efectiva

Para un $FS_{(P)}$ dado a partir de la ecuación (15.28)

$$l_e = \frac{FS_{(P)}\sigma'_a S_V S_H}{2w\sigma'_o \tan\phi'_\mu} \quad (15.30)$$

De nuevo, para cualquier profundidad z

$$l_r = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} \quad (15.31)$$

Por lo tanto, combinando las ecuaciones (15.29), (15.30) y (15.31) se tiene

$$L = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} + \frac{FS_{(P)}\sigma'_a S_V S_H}{2w\sigma'_o \tan\phi'_\mu} \quad (15.32)$$

15.11 Procedimiento de diseño paso a paso utilizando tiras metálicas de refuerzo

A continuación se presenta un procedimiento paso a paso para el diseño de muros de contención de tierra reforzada.

General

- Paso 1. Determinar la altura del muro, H , y también las propiedades del material de relleno granular, como peso unitario (γ_1) y el ángulo de fricción (ϕ'_1).
- Paso 2. Obtener el ángulo de fricción suelo-tirante, ϕ'_μ , y también los valores requeridos de $FS_{(B)}$ y $FS_{(P)}$.

Estabilidad interna

- Paso 3. Proponer los valores para el espaciado horizontal y vertical del tirante. Suponer también la anchura de la tira de refuerzo, w , que será utilizada.
- Paso 4. Calcular σ'_a a partir de la ecuación (15.23).
- Paso 5. Calcular las fuerzas de unión en los distintos niveles a partir de la ecuación (15.24).
- Paso 6. Para los valores conocidos de $FS_{(B)}$, calcular el espesor de los tirantes, t , necesario para resistir la ruptura del tirante:

$$T = \sigma'_a S_V S_H = \frac{w t f_y}{FS_{(B)}}$$

o

$$t = \frac{(\sigma'_a S_V S_H) [FS_{(B)}]}{w f_y} \tag{15.33}$$

La convención es mantener la magnitud de t igual en todos los niveles, por lo que σ'_a en la ecuación (15.33) debe ser igual a $\sigma'_{a(\text{máx})}$.

Paso 7. Para los valores conocidos de ϕ'_{μ} y $FS_{(P)}$, determinar la longitud L de los tirantes en los diversos niveles a partir de la ecuación (15.32).

Paso 8. Se pueden cambiar las magnitudes de S_V , S_H , t , w y L para obtener el diseño más económico.

Estabilidad externa

Paso 9. Verificar si hay *vuelco*, mediante la figura 15.12 como guía. Tomando el momento sobre B se obtiene el momento de vuelco para la unidad de longitud del muro:

$$M_o = P_a z' \tag{15.34}$$

De aquí,

$$P_a = \text{fuerza activa} = \int_0^H \sigma'_a dz$$

El momento resistente por unidad de longitud del muro es

$$M_R = W_1 x_1 + W_2 x_2 + \dots \tag{15.35}$$

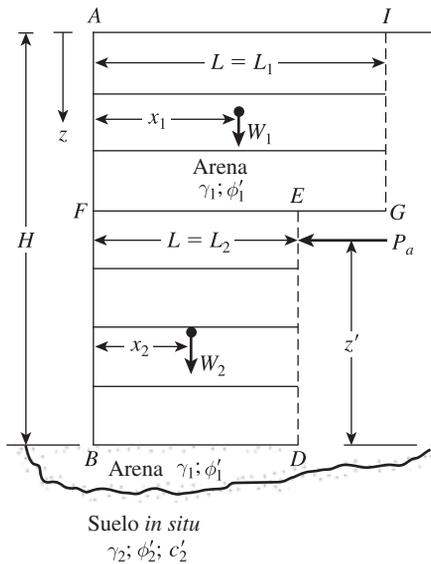


Figura 15.12 Comprobación de la estabilidad para el muro de contención

donde

$$W_1 = (\text{área } AFEGI) (1) (\gamma_1)$$

$$W_2 = (\text{área } FBDE) (1) (\gamma_1)$$

⋮

Así,

$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{M_R}{M_o} = \frac{W_1x_1 + W_2x_2 + \dots}{\left(\int_0^H \sigma'_a dz \right) z'} \quad (15.36)$$

$FS_{(\text{vuelco})}$ debe ser al menos de 3.

Paso 10. La comprobación de *deslizamiento* se puede hacer mediante el uso de la ecuación (15.13), o

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(W_1 + W_2 + \dots)[\tan(k\phi'_1)]}{P_a} \quad (15.37)$$

donde $k \approx \frac{2}{3}$.

$FS_{(\text{deslizamiento})}$ debe ser al menos de 1.5.

Paso 11. Comprobar si hay falla de la capacidad última de carga, que puede estar dada como

$$q_u = c'_2 N_c + \frac{1}{2} \gamma_2 L'_2 N_\gamma \quad (15.38)$$

Los factores de la capacidad de carga de N_c y N_γ corresponden al ángulo de fricción del suelo ϕ'_2 . (Véase la tabla 16.2.) En la ecuación (15.38), L'_2 es la longitud efectiva, es decir,

$$L'_2 = L_2 - 2e \quad (15.39)$$

donde e = excentricidad dada por

$$e = \frac{L_2}{2} - \frac{M_R - M_o}{\Sigma V} \quad (15.40)$$

en la que $\Sigma V = W_1 + W_2 \dots$

El esfuerzo vertical en $z = H$ es

$$\sigma'_{o(H)} = \gamma_1 H \quad (15.41)$$

Por lo tanto, el factor de seguridad en contra de la falla de la capacidad de carga es

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_{\text{últ}}}{\sigma'_{o(H)}} \quad (15.42)$$

Por lo general, un valor mínimo de $FS_{(\text{falla de la capacidad de carga})} = 3$ a 5 es recomendable.

Ejemplo 15.3

Debe construirse un muro de contención de 10 m de altura con tiras de refuerzo de acero galvanizado en un relleno granular. Con base en la figura 15.11, se tiene:

<i>Relleno granular:</i>	$\phi'_1 = 36^\circ$
	$\gamma_1 = 16.5 \text{ kN/m}^3$
<i>Suelo de cimentación:</i>	$\phi'_2 = 28^\circ$
	$\gamma_2 = 17.3 \text{ kN/m}^3$
	$c'_2 = 48 \text{ kN/m}^2$

Refuerzo de acero galvanizado:

Ancho de la tira,	$w = 72 \text{ mm}$
	$S_V = 0.6 \text{ m de centro a centro}$
	$S_H = 1 \text{ m de centro a centro}$
	$f_y = 242 \text{ MN/m}^2$
	$\phi'_\mu = 20^\circ$
Requeridos	$FS_{(B)} = 3$
Requeridos	$FS_{(P)} = 3$

Compruebe la estabilidad externa e interna. Suponga que la velocidad de corrosión del acero galvanizado es 0.025 mm/año y la vida de la estructura será de 50 años.

Solución

Comprobación de la estabilidad interna

Ancho del tirante: Fuerza máxima del tirante, $T_{\text{máx}} = \sigma'_{a(\text{máx})} S_V S_H$

$$\sigma_{a(\text{máx})} = \gamma_1 H K_a = \gamma H \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'_1}{2} \right)$$

Así,

$$T_{\text{máx}} = \gamma_1 H \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'_1}{2} \right) S_V S_H$$

De la ecuación (15.22) para la *ruptura del tirante*

$$t = \frac{(\sigma'_a S_V S_H) [FS_{(B)}]}{w f_y} = \frac{\left[\gamma_1 H \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'_1}{2} \right) S_V S_H \right] FS_{(B)}}{w f_y}$$

o

$$t = \frac{\left[(16.5)(10) \tan^2 \left(45 - \frac{36}{2} \right) (0.6)(1) \right] (3)}{(0.072 \text{ m}) (242,000 \text{ kN/m}^2)} = 0.00443 \text{ m}$$

$$\approx 4.5 \text{ mm}$$

Si la tasa de corrosión es de 0.025 mm/año y la vida de la estructura es de 50 años, entonces el espesor real, t , de los tirantes será

$$t = 4.5 + (0.025)(50) = 5.75 \text{ mm}$$

Así que un **espesor de 6 mm del tirante** sería suficiente.

Longitud del tirante: Consulte la ecuación (15.32). Para este caso, $\sigma'_a = \gamma_1 z K_a$ y $\sigma'_o = \gamma_1 z$, por lo tanto

$$L = \frac{(H - z)}{\tan \left(45 + \frac{\phi'_1}{2} \right)} + \frac{FS_{(p)} \gamma_1 z K_a S_V S_H}{2w \gamma_1 z \tan \phi'_\mu}$$

Ahora, se puede preparar la siguiente tabla. *Nota:* $FS_{(p)} = 3$, $H = 10 \text{ m}$, $w = 0.072 \text{ m}$ y $\phi'_\mu = 20^\circ$.

$z \text{ (m)}$	Longitud del tirante $L \text{ (m)}$ [Ec. (15.32)]
2	13.0
4	11.99
6	10.97
8	9.95
10	8.93

Así que utilice una **longitud de $L = 13 \text{ m}$**

Comprobación de la estabilidad externa

Verificación de vuelco: Consulte la figura 15.13. Para este caso, utilice la ecuación (15.36)

$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{W_1 x_1}{\left[\int_0^H \sigma'_a dz \right] z'}$$

$$W_1 = \gamma_1 HL = (16.5)(10)(13) = 2145 \text{ kN}$$

$$x_1 = 6.5 \text{ m}$$

$$P_a = \int_0^H \sigma'_a dz = \frac{1}{2} \gamma_1 K_a H^2 = \left(\frac{1}{2} \right) (16.5)(0.26)(10)^2 = 214.5 \text{ kN/m}$$

$$z' = \frac{10}{3} = 3.33 \text{ m}$$

$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{(2145)(6.5)}{(214.5)(3.33)} = \mathbf{19.5 > 3—OK}$$

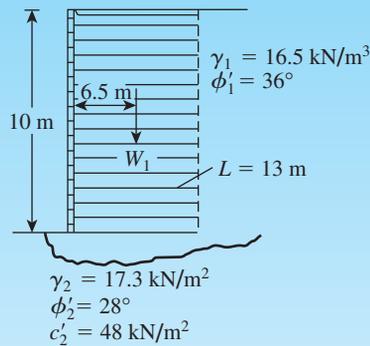


Figura 15.13 Muro de contención con refuerzo de tiras de acero galvanizado en el relleno

Verificación de deslizamiento: De la ecuación (15.37)

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{W_1 \tan(k\phi'_1)}{P_a} = \frac{2145 \tan\left[\left(\frac{2}{3}\right)(36)\right]}{214.5} = 4.45 > 3 \text{—OK}$$

Verificación de la capacidad de carga: Para $\phi'_2 = 28^\circ$, $N_c = 25.8$, $N_\gamma = 16.72$ (tabla 16.2). De la ecuación (15.38),

$$q_{\text{ult}} = c'_2 N_c + \frac{1}{2} \gamma_2 L' N_\gamma$$

$$e = \frac{L}{2} - \frac{M_R - M_O}{\Sigma V} = \frac{13}{2} - \left[\frac{(2145 \times 6.5) - (214.5 \times 3.33)}{2145} \right] = 0.333 \text{ m}$$

$$L' = 13 - (2 \times 0.333) = 12.334 \text{ m}$$

$$q_{\text{ult}} = (48)(25.8) + \left(\frac{1}{2}\right)(17.3)(12.334)(16.72) = 3022 \text{ kN/m}^2$$

De la ecuación (15.41),

$$\sigma'_{o(H)} = \gamma_1 H = (16.5)(10) = 165 \text{ kN/m}^2$$

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_{\text{ult}}}{\sigma'_{o(H)}} = \frac{3022}{165} = 18.3 > 5 \text{—OK}$$

15.12 Muros de contención con refuerzo geotextil

La figura 15.14 muestra un muro de contención en el que capas de material geotextil se han utilizado como refuerzo. Como en la figura 15.12, el relleno es un suelo granular. En este tipo de muro de contención el revestimiento de la pared está formado por el traslapado de las hojas, como se muestra con una longitud de traslape LL . Una vez finalizada la construcción, la cara expuesta de la pared debe ser cubierta, de lo contrario, el geotextil se deteriora por la exposición a la luz ultravioleta. Sobre la superficie de la pared se pulveriza una *emulsión de betumen* o *gunita*. Una malla de alambre anclada al revestimiento geotextil puede ser necesaria para

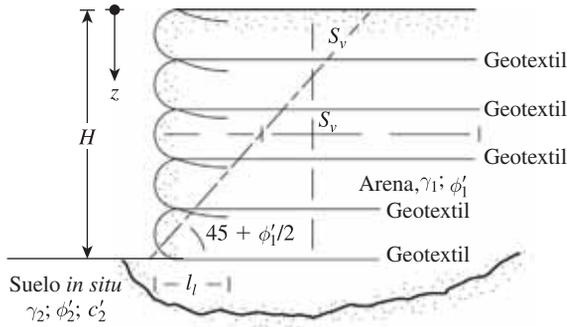


Figura 15.14 Muro de contención con refuerzo geotextil

mantener el revestimiento en su lugar. La figura 15.15 muestra la construcción de un muro de contención reforzado con geotextil.

El diseño de este tipo de muro de contención es similar al presentado en la sección 15.11. El siguiente es un procedimiento paso a paso para el diseño basado en las recomendaciones de Bell *et al.* (1975) y Koerner (2005):

Estabilidad interna

Paso 1. Determinar la distribución de la presión activa sobre el muro mediante la fórmula

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_o = K_a \gamma_1 z \tag{15.43}$$

donde

K_a = coeficiente de presión activa de Rankine = $\tan^2(45 - \phi'_1/2)$

γ_1 = peso unitario del relleno granular

ϕ'_1 = ángulo de fricción del relleno granular



Figura 15.15 Construcción de un muro de contención reforzado con geotextil (Cortesía de Jonathan T. H. Wu, Universidad de Colorado en Denver, Denver, Colorado)

- Paso 2.** Seleccionar un material geotextil con una resistencia permisible a la tensión de T_{per} (kN/m). [Véase la ecuación (A.1) en el apéndice A para T_{per} .]
- Paso 3.** Determinar la separación vertical de las capas a cualquier profundidad z a partir de la fórmula

$$S_V = \frac{T_{\text{per}}}{\sigma'_a FS_{(B)}} = \frac{T_{\text{per}}}{(\gamma_1 z K_a) [FS_{(B)}]} \quad (15.44)$$

Note que la ecuación (15.44) es similar a la ecuación (15.25). La magnitud de $FS_{(B)}$ es generalmente 1.3 a 1.5.

- Paso 4.** Determinar la longitud de cada capa de geotextil a partir de la fórmula

$$L = l_r + l_e \quad (15.45)$$

donde

$$l_r = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} \quad (15.46)$$

y

$$l_e = \frac{S_V \sigma'_a [FS_{(P)}]}{2\sigma'_o \tan \phi'_F} \quad (15.47)$$

en la que

$$\sigma'_a = \gamma_1 z K_a$$

$$\sigma'_o = \gamma_1 z$$

$$FS_{(P)} = 1.3 \text{ a } 1.5$$

ϕ'_F = ángulo de fricción en la interfase suelo-geotextil

$$\approx \frac{2}{3}\phi'_1$$

- Paso 5.** Determinar la longitud de traslape, l_l , a partir de

$$l_l = \frac{S_V \sigma'_a FS_{(P)}}{4\sigma'_o \tan \phi'_F} \quad (15.48)$$

La longitud mínima del traslape debe ser de 1 m.

Estabilidad externa

- Paso 6.** Comprobar los factores de seguridad contra el vuelco, deslizamiento y falla de la capacidad de carga, como se describe en la sección 15.11 (pasos 9, 10 y 11).

Ejemplo 15.4

En la figura 15.16 se muestra un muro de 5 m de altura reforzado con material geotextil. Para el relleno granular, $\gamma_1 = 15.7$ kN/m³ y $\phi'_1 = 36^\circ$. Para el geotextil, $T_{\text{últ}} = 52.5$ kN/m. Para el diseño de la pared, determine S_V , L y l_l . Utilice $RF_{\text{id}} = 1.2$, $RF_{\text{cr}} = 2.5$ y $RF_{\text{cbd}} = 1.25$.

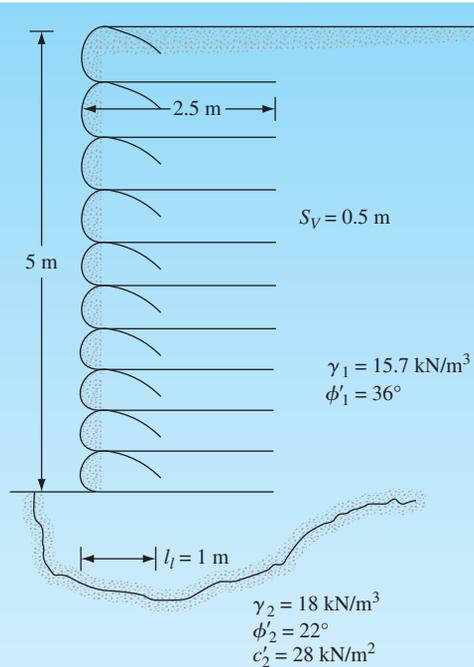


Figura 15.16 Muro de contención reforzado con material geotextil

Solución

Se tiene

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'_1}{2} \right) = 0.26$$

Determinación de S_V

Para encontrar S_V , se deben realizar algunas pruebas. De la ecuación (15.44),

$$S_V = \frac{T_{\text{per}}}{(\gamma_1 z K_a) [FS_{(B)}]}$$

De la ecuación (A-1)

$$T_{\text{per}} = \frac{T_{\text{últ}}}{RF_{\text{id}} \times RF_{\text{cr}} \times RF_{\text{cbd}}} = \frac{52.5}{1.2 \times 2.5 \times 1.25} = 14 \text{ kN/m}$$

Con $FS_{(B)} = 1.5$ en $z = 2 \text{ m}$,

$$S_V = \frac{14}{(15.7) (2) (0.26) (1.5)} = 1.14 \text{ m}$$

En $z = 4 \text{ m}$,

$$S_V = \frac{14}{(15.7) (4) (0.26) (1.5)} = 0.57 \text{ m}$$

En $z = 5$ m,

$$S_V = \frac{14}{(15.7)(5)(0.26)(1.5)} = 0.46 \text{ m}$$

Por lo tanto, use $S_V = 0.5$ m para $z = 0$ m hasta $z = 5$ m (véase figura 15.16)

Determinación de L

A partir de las ecuaciones (15.45), (15.46) y (15.47),

$$L = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} + \frac{S_V K_a [FS_{(P)}]}{2 \tan \phi'_F}$$

Para $FS_{(P)} = 1.5$, $\tan \phi'_F = \tan \left[\left(\frac{2}{3}\right)(36)\right] = 0.445$, y se deduce que

$$L = (0.51)(H - z) + 0.438S_V$$

$H = 5$ m, $S_V = 0.5$ m

En $z = 0.5$ m: $L = (0.51)(5 - 0.5) + (0.438)(0.5) = 2.514$ m

En $z = 2.5$ m: $L = (0.51)(5 - 2.5) + (0.438)(0.5) = 1.494$ m

Por lo tanto, use $L = 2.5$ m en todo.

Determinación de l_f

De la ecuación (15.48),

$$l_f = \frac{S_V \sigma'_a [FS_{(P)}]}{4 \sigma'_o \tan \phi'_F}$$

$\sigma'_a = \gamma_1 z K_a$, $FS_{(P)} = 1.5$; con $\sigma'_o = \gamma_1 z$, $\phi'_F = \frac{2}{3}\phi'_1$. Así que,

$$l_f = \frac{S_V K_a [FS_{(P)}]}{4 \tan \phi'_F} = \frac{S_V (0.26)(1.5)}{4 \tan\left[\left(\frac{2}{3}\right)(36)\right]} = 0.219S_V$$

$$l_f = 0.219S_V = (0.219)(0.5) = 0.11 \text{ m} \leq 1 \text{ m}$$

Por lo tanto, use $l_f = 1$ m.

Ejemplo 15.5

Considere los resultados de la verificación de la estabilidad interna dada en el ejemplo 15.4. Para el muro de contención reforzado con geotextil, calcule el factor de seguridad contra el vuelco, deslizamiento y falla de la capacidad de carga.

Solución

Consulte la figura 15.17.

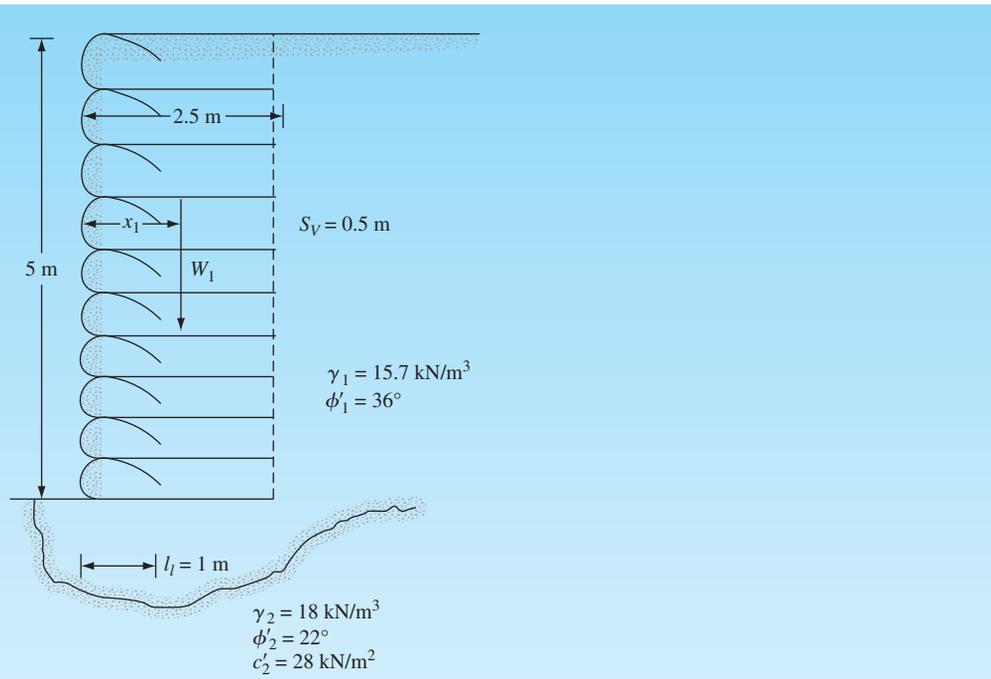


Figura 15.17 Verificación de la estabilidad

Factor de seguridad contra el vuelco

De la ecuación (15.36),
$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{W_1 x_1}{(P_a) \left(\frac{H}{3} \right)}$$

$$W_1 = (5) (2.5) (15.7) = 196.25 \text{ kN/m}$$

$$x_1 = \frac{2.5}{2} = 1.25 \text{ m}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a = \left(\frac{1}{2} \right) (15.7) (5)^2 (0.26) = 51.03 \text{ kN/m}$$

Por lo tanto,

$$FS_{(\text{vuelco})} = \frac{(196.25) (1.25)}{51.03 (5/3)} = 2.88 < 3$$

(aumente la longitud de las capas de geotextil a 3 m)

Factor de seguridad contra el deslizamiento

De la ecuación (15.37),

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{W_1 \tan \left(\frac{2}{3} \phi'_1 \right)}{P_a} = \frac{(196.25) \left[\tan \left(\frac{2}{3} \times 36 \right) \right]}{51.03} = 1.71 > 1.5 - \text{O.K.}$$

Factor de seguridad contra la falla de la capacidad de carga

De la ecuación (15.38), $q_u = c'_2 N_c + \frac{1}{2} \gamma_2 L_2 N_\gamma$; (Nota: suponiendo $L'_2 \approx L$)

Dados: $\gamma_2 = 18 \text{ kN/m}^3$, $L_2 = 2.5 \text{ m}$, $c'_2 = 28 \text{ kN/m}^2$ y $\phi'_2 = 22^\circ$. De la tabla 16.2, $N_c = 16.88$ y $N_\gamma = 7.13$.

$$q_u = (28)(16.88) + \left(\frac{1}{2}\right)(18)(2.5)(7.13) \approx 633 \text{ kN/m}^2$$

De la ecuación (15.42),

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{\sigma'_{\alpha(H)}} = \frac{633}{\gamma_1 H} = \frac{633}{(15.7)(5)} = \mathbf{8.06 > 3 - O.K.}$$

15.13 Muros de contención reforzados con geomalla

Las geomallas también se pueden utilizar como refuerzo en material de relleno granular para la construcción de muros de contención. La figura 15.18 muestra diagramas esquemáticos típicos de muros de contención con refuerzo de geomalla. La figura 15.19 muestra un muro de contención con refuerzo de geomalla en construcción. El procedimiento de diseño de un muro de contención reforzado con geomalla es esencialmente similar al dado en la sección 15.12. A continuación se presenta un breve procedimiento paso a paso en referencia a la figura 15.20.

Verificación de la estabilidad interna

Paso 1: Determinar la presión activa a cualquier profundidad z según [similar a la ecuación (15.43)]:

$$\sigma'_a = K_a \gamma_1 z \quad (15.49)$$

donde

$$K_a = \text{coeficiente de presión activa de Rankine} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_1}{2}\right)$$

Paso 2. Seleccionar una geomalla con una resistencia a la tensión permisible, T_{per} [de la ecuación (A.3) en el apéndice A]

$$T_{\text{per}} = \frac{T_{\text{últ}}}{RF_{\text{id}} \times RF_{\text{cr}} \times RF_{\text{cbd}}} \quad (15.50)$$

donde

RF_{id} = factor de reducción de los daños por instalación

RF_{cr} = factor de reducción de la fluencia

RF_{cbd} = factor de reducción de la degradación química y biológica

Paso 3. Obtener el espaciado vertical de las capas de geomalla, S_V , según

$$S_V = \frac{T_{\text{per}} C_r}{\sigma'_a FS_{(B)}} \quad (15.51)$$

donde C_r = radio de cobertura de la geomalla.

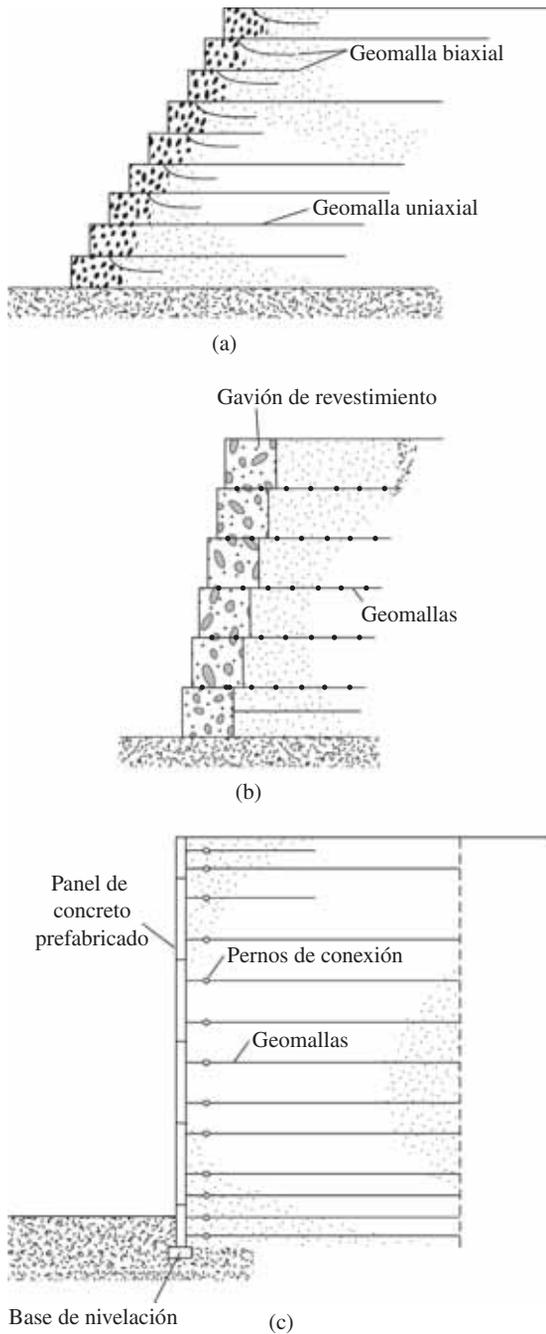


Figura 15.18 Diagramas esquemáticos típicos de muros de contención con refuerzo de geomalla: (a) geomalla de pared envolvente; (b) pared con revestimiento de gaviones; (c) pared con panel frontal de concreto



Figura 15.19 Construcción de un muro reforzado con geomalla HDPE revestido con paneles de concreto (Cortesía de Tensar International Corporation, Atlanta, Georgia)

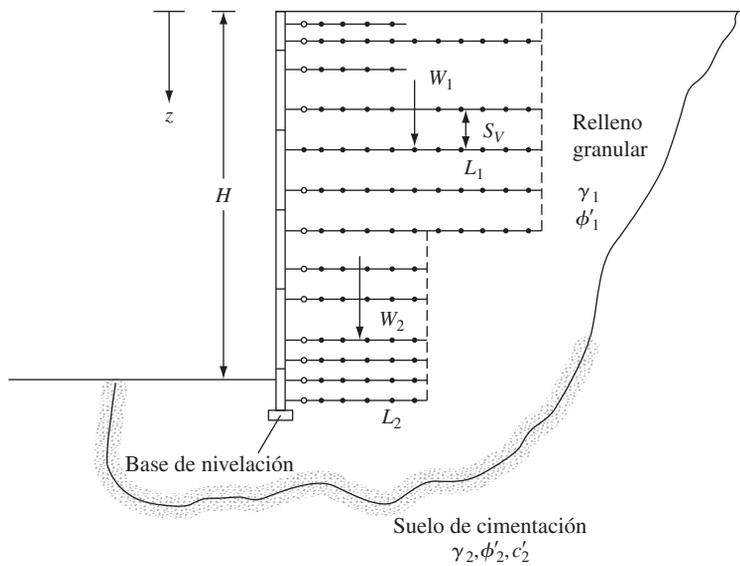


Figura 15.20 Diseño de un muro de contención reforzado con geomalla

El *radio de cobertura* es el área del proyecto fraccionado a cualquier elevación en particular que está realmente ocupada por geomalla. Por ejemplo, si hay un espacio de 0.3 m entre cada pedazo de 1.2 m de geomalla, la relación de cobertura es

$$C_r = \frac{1.2 \text{ m}}{1.2 \text{ m} + 0.3 \text{ m}} = 0.8$$

Paso 4. Calcular la longitud de cada capa de geomalla a una profundidad z como [similar a la ecuación (15.45)]

$$L = l_r + l_e$$

$$l_r = \frac{H - z}{\tan^2\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} \quad (15.52)$$

Para la determinación de l_e [similar a la ecuación (15.47)],

$$FS_{(p)} = \frac{\text{resistencia al retiro para un esfuerzo normal efectivo}}{\text{fuerza de retiro}}$$

$$= \frac{(2)(l_e)(C_i \sigma'_0 \tan \phi'_1)(C_r)}{S_V \sigma'_a}$$

$$= \frac{(2)(l_e)(C_i \tan \phi'_1)(C_r)}{S_V K_a} \quad (15.53)$$

donde C_i = coeficiente de interacción o

$$l_e = \frac{S_V K_a FS_{(p)}}{2 C_i C_r \tan \phi'_1} \quad (15.54)$$

Por lo tanto, a una profundidad z dada, la longitud total L de la capa de geomalla es

$$L = l_r + l_e = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} + \frac{S_V K_a FS_{(p)}}{2 C_i C_r \tan \phi'_1} \quad (15.55)$$

El coeficiente de interacción, C_i , se puede determinar experimentalmente en el laboratorio. El siguiente es un rango aproximado para C_i para diversos tipos de relleno.

Grava, grava arenosa	0.75–0.8
Arena bien graduada, arena gravosa	0.7–0.75
Arena fina, arena limosa	0.55–0.6

Estabilidad externa

Verificar los factores de seguridad contra el vuelco, deslizamiento y falla de la capacidad de carga como se describió en la sección 15.11 (pasos 9, 10 y 11).

Ejemplo 15.6

Considere un muro de contención reforzado con geomalla. Consultando la figura 15.20, se tiene: $H = 6$ m, $\gamma_1 = 16.5$ kN/m³, $\phi'_1 = 35^\circ$, $T_{\text{per}} = 45$ kN/m, $FS_{(B)} = 1.5$, $FS_{(P)} = 1.5$, $C_r = 0.8$ y $C_i = 0.75$. Para el diseño de la pared, determine S_V y L .

Solución

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_1}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 0.27$$

Determinación de S_V

De la ecuación (15.51),

$$S_V = \frac{T_{\text{per}} C_r}{\sigma'_a FS_{(B)}} = \frac{T_{\text{per}} C_r}{\gamma z K_a FS_{(B)}} = \frac{(45)(0.8)}{(16.5)(z)(0.27)(1.5)} = \frac{5.39}{z}$$

$$\text{En } z = 2 \text{ m: } S_V = \frac{5.39}{2} = 2.7 \text{ m}$$

$$\text{En } z = 4 \text{ m: } S_V = \frac{5.39}{4} = 1.35 \text{ m}$$

$$\text{En } z = 5 \text{ m: } S_V = \frac{5.39}{5} = 1.08 \text{ m}$$

Use $S_V \approx 1$ m

Determinación de L

De la ecuación (15.55),

$$L = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} + \frac{S_V K_a FS_{(P)}}{2C_r C_i \tan\phi'_1} = \frac{6 - z}{\tan\left(45 + \frac{35}{2}\right)} + \frac{(1 \text{ m})(0.27)(1.5)}{(2)(0.8)(0.75)(\tan 35^\circ)}$$

$$\text{En } z = 1 \text{ m: } L = 0.52(6 - 1) + 0.482 = 3.08 \text{ m} \approx 3.1 \text{ m}$$

$$\text{En } z = 3 \text{ m: } L = 0.52(6 - 3) + 0.482 = 2.04 \text{ m} \approx 2.1 \text{ m}$$

$$\text{En } z = 5 \text{ m: } L = 0.52(6 - 5) + 0.482 = 1.0 \text{ m}$$

Por lo tanto, use $L = 3$ m para $z = 0$ a 6 m.

CORTES APUNTALADOS

15.14 Cortes apuntalados en general

La figura 15.21 muestra dos tipos de cortes apuntalados comúnmente utilizados en las obras de construcción. Un tipo utiliza *viga soldada* (figura 15.21a), que es una viga vertical de acero o madera clavada en el suelo antes de la excavación. *Revestimiento*, son tablonces de madera

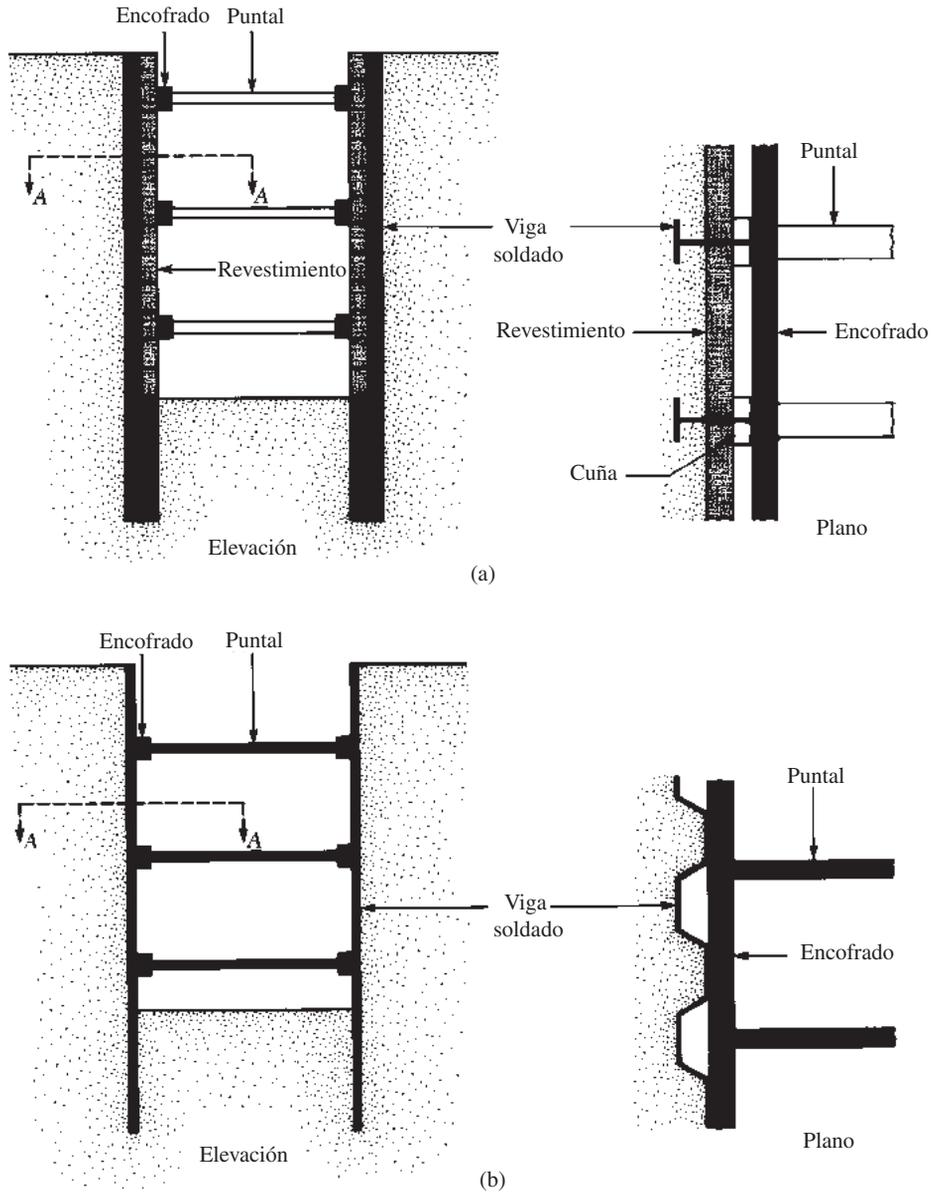


Figura 15.21 Tipos de cortes apuntalados: (a) uso de vigas soldadas; (b) uso de pilotes

horizontales que se colocan entre las vigas soldadas a medida que avanza la excavación. Cuando la excavación alcanza la profundidad deseada, se instalan *encofrados* y *puntales* (vigas de acero horizontal). Los puntales son miembros de compresión horizontales. La figura 15.21b muestra otro tipo de excavación apuntalada. En este caso, *pilotes entrelazados* son clavados en el suelo antes de la excavación. Los encofrados y los puntales se insertan inmediatamente después que

Tabla 15.2 Propiedades de algunas secciones de pilotes (Producidas por Bethlehem Steel Corporation)

Denominación de la sección	Croquis de la sección	Módulo de sección (m ³ /m de pared)	Momento de inercia (m ⁴ /m de pared)
PZ-40		326.4×10^{-5}	670.5×10^{-6}
PZ-35		260.5×10^{-5}	493.4×10^{-6}
PZ-27		162.3×10^{-5}	251.5×10^{-6}
PZ-22		97×10^{-5}	115.2×10^{-6}
PSA-31		10.8×10^{-5}	4.41×10^{-6}
PSA-23		12.8×10^{-5}	5.63×10^{-6}



Figura 15.23 Corte apuntalado durante la construcción del metro de Chicago (Cortesía de Ralph P. Beck)



Figura 15.24 Corte apuntalado durante la construcción del metro de Washington, D.C. (Cortesía de Ralph P. Beck)

15.15 Presión lateral de tierra sobre cortes apuntalados

El capítulo 14 explica que un muro de contención gira alrededor de su parte inferior (figura 15.25a). Con la flexibilidad suficiente de la pared, la presión lateral de la tierra es aproximadamente igual a la obtenida por la teoría de Rankine o teoría de Coulomb. En contraste con los muros de contención, los cortes apuntalados muestran un tipo diferente de flexibilidad de la pared (ver figura 15.25b). En este caso, la deformación de la pared aumenta gradualmente con la profundidad de la excavación. La variación de la cantidad de deformación depende de varios factores, como el tipo de suelo, la profundidad de la excavación y la mano de obra. Sin embargo, con muy poca flexibilidad de la pared en la parte superior del corte, la presión lateral de tierra estará cerca de la presión de reposo. En la parte inferior de la pared, con un grado de flexibilidad mucho mayor, la presión lateral de tierra será sustancialmente inferior a la presión activa de tierra de Rankine. Como resultado, la distribución de la presión lateral de tierra variará sustancialmente en comparación con la distribución lineal asumida en el caso de los muros de contención. Además, la presión lateral de tierra en un corte apuntalado depende del tipo de suelo, el método de construcción, el tipo de equipo utilizado y la mano de obra. Para todas las incertidumbres en relación con la distribución de la presión lateral de tierra, es una práctica común el uso de una envoltura de presión de tierra para el diseño de cortes apuntalados.

Usando los puntales de carga observados a partir de los cortes del metro de Berlín, Múnich y de Nueva York, Peck (1969) proporcionó la envoltura para la presión lateral para el diseño de cortes en arena, esto se ilustra en la figura 15.26a. Observe que en la figura 15.26a

$$\sigma = 0.65\gamma HK_a \quad (15.56)$$

donde

γ = peso unitario de la arena

H = altura del corte

K_a = coeficiente de presión activa de Rankine = $\tan^2(45 - \phi'/2)$

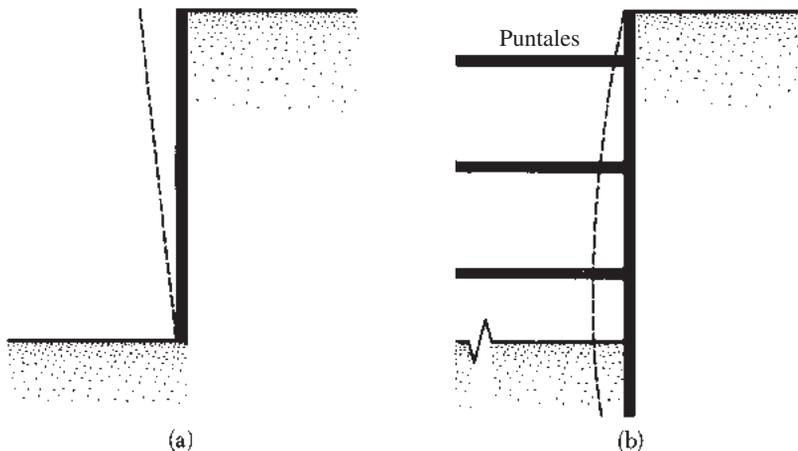


Figura 15.25 Naturaleza de la flexibilidad de las paredes: (a) muro de contención; (b) corte apuntalado

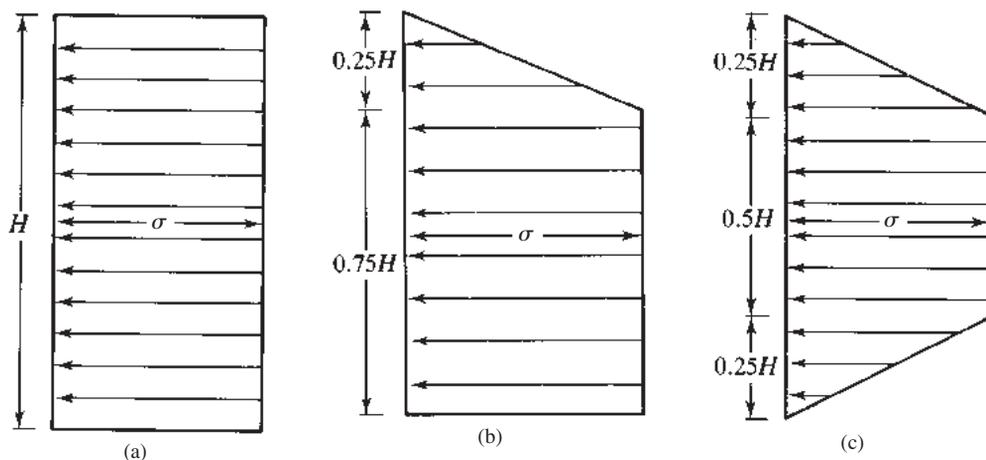


Figura 15.26 Envoltura de presión aparente de Peck (1969) para (a) cortes en arena; (b) cortes en arcilla blanda a media; (c) cortes en arcilla dura

De manera similar, Peck (1969) también proporcionó las envolturas de presión en la arcilla. La envoltura de presión para arcilla blanda a media se muestra en la figura 15.26b. Es aplicable para la condición

$$\frac{\gamma H}{c} > 4$$

donde c = cohesión no drenada ($\phi = 0$). La presión, σ , es la mayor de

$$\sigma = \gamma H \left[1 - \left(\frac{4c}{\gamma H} \right) \right] \quad \text{o} \quad \sigma = 0.3\gamma H \quad (15.57)$$

donde γ = peso unitario de la arcilla. La envoltura de presión para cortes en arcilla dura se muestra en la figura 15.26c, en los que

$$\sigma = 0.2\gamma H \text{ a } 0.4 \gamma H \quad (\text{con promedio de } 0.3\gamma H) \quad (15.58)$$

es aplicable a la condición $\gamma H/c \leq 4$.

Limitaciones para las envolturas de presión

Al usar las envolturas de presión recién descritas, se deben tener los siguientes puntos en mente:

1. Las envolturas de presión algunas veces son referidos como *envolturas de presión aparente*. Sin embargo, la distribución de la presión real es una función de la secuencia de la construcción y la relativa flexibilidad de la pared.
2. Se aplican a las excavaciones con profundidades superiores a unos 6 m.
3. Se basan en la suposición de que el nivel freático está por debajo de la parte inferior del corte.
4. Se supone que es arena drenada con presión de poros 0.
5. Se supone arcilla sin drenar y no se considera la presión del agua intersticial.

15.16 Parámetros del suelo para cortes en suelos estratificados

En ocasiones, cuando se está construyendo un corte apuntalado se encuentran capas de arena y arcilla. En este caso, Peck (1943) propuso que un valor equivalente de la cohesión (concepto $\phi = 0$) debe ser determinado de la siguiente manera (consulte la figura 15.27a):

$$c_{\text{prom}} = \frac{1}{2H} [\gamma_s K_s H_s^2 \tan \phi'_s + (H - H_s) n' q_u] \quad (15.59)$$

donde

- H = altura total del corte
- γ_s = peso unitario de la arena
- H_s = altura de la capa de arena
- K_s = coeficiente de presión lateral de la capa de arena (≈ 1)
- ϕ'_s = ángulo de fricción de la arena
- q_u = resistencia a la compresión no confinada de la arcilla
- n' = coeficiente de falla progresiva (oscila de 0.5 a 1.0; valor medio 0.75)

El peso unitario promedio γ_a , de las capas puede ser expresado como

$$\gamma_a = \frac{1}{H} [\gamma_s H_s + (H - H_s) \gamma_c] \quad (15.60)$$

donde γ_c = peso unitario saturado de la capa de arcilla. Una vez que se han determinado los valores de cohesión promedio y el peso unitario, pueden utilizarse las envolturas de presión en arcilla para diseñar los cortes.

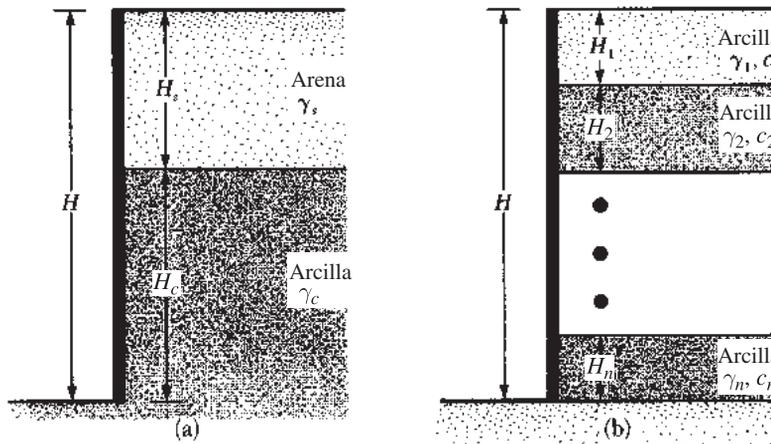


Figura 15.27 Suelos estratificados en cortes apuntalados

Del mismo modo, cuando se encuentran varias capas de arcilla en el corte (figura 15.27b), la cohesión no drenada promedio se convierte en

$$c_{\text{prom}} = \frac{1}{H}(c_1H_1 + c_2H_2 + \dots + c_nH_n) \quad (15.61)$$

donde c_1, c_2, \dots, c_n = cohesión no drenada en las capas 1, 2, ..., n

H_1, H_2, \dots, H_n = espesor de las capas 1, 2, ..., n

El peso unitario promedio, γ_a , es

$$\gamma_a = \frac{1}{H}(\gamma_1H_1 + \gamma_2H_2 + \gamma_3H_3 + \dots + \gamma_nH_n) \quad (15.62)$$

15.17 Diseño de varios componentes de un corte apuntalado

Puntales

En los trabajos de construcción los puntales deben tener una separación vertical mínima de alrededor de 3 m o más. Los puntales son en realidad las columnas horizontales sujetas a la flexión. La capacidad de carga de las columnas depende de la *relación de esbeltez, l/r* . Esta relación se puede reducir proporcionando soportes verticales y horizontales en puntos intermedios. Para cortes amplios, puede ser necesario empalmar los puntales. Para cortes apuntalados en suelos arcillosos, la profundidad del primer puntal debajo de la superficie del suelo debe ser menor que la profundidad de la grieta de tensión, z_o . De la ecuación (14.16), tenemos

$$\sigma'_a = \gamma z K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

donde K_a = coeficiente de presión activa de Rankine. Para la determinación de la profundidad de la grieta de tensión, utilizamos

$$\sigma'_a = 0 = \gamma z_o K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

o

$$z_o = \frac{2c'}{\sqrt{K_a \gamma}}$$

Con $\phi = 0$, $K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 1$. Por lo tanto,

$$z_o = \frac{2c}{\gamma} \quad (\text{Nota: } c = c_u)$$

Para determinar las cargas de puntal se puede utilizar un procedimiento conservador simplificado. Aunque este procedimiento variará dependiendo de los ingenieros involucrados en el proyecto, el siguiente es un esquema paso a paso del procedimiento general (consulte la figura 15.28):

1. Dibujar la envolvente de presión para el corte apuntalado (véase la figura 15.26).

También se deben mostrar los niveles de puntal propuestos. La figura 15.28a muestra una envolvente de presión para un suelo de arena; sin embargo, también podría ser para una arcilla. Los niveles de puntales están marcados A, B, C y D . Se supone que los pilotes (o vigas soldado) son articulados en los niveles de puntal, con excepción de los superiores e inferiores. En la figura 15.28a las bisagras están a la altura de los puntales B y C .

(Muchos diseñadores también suponen que los pilotes, o vigas soldado, están articulados en todos los niveles de puntal, con excepción de la parte superior.)

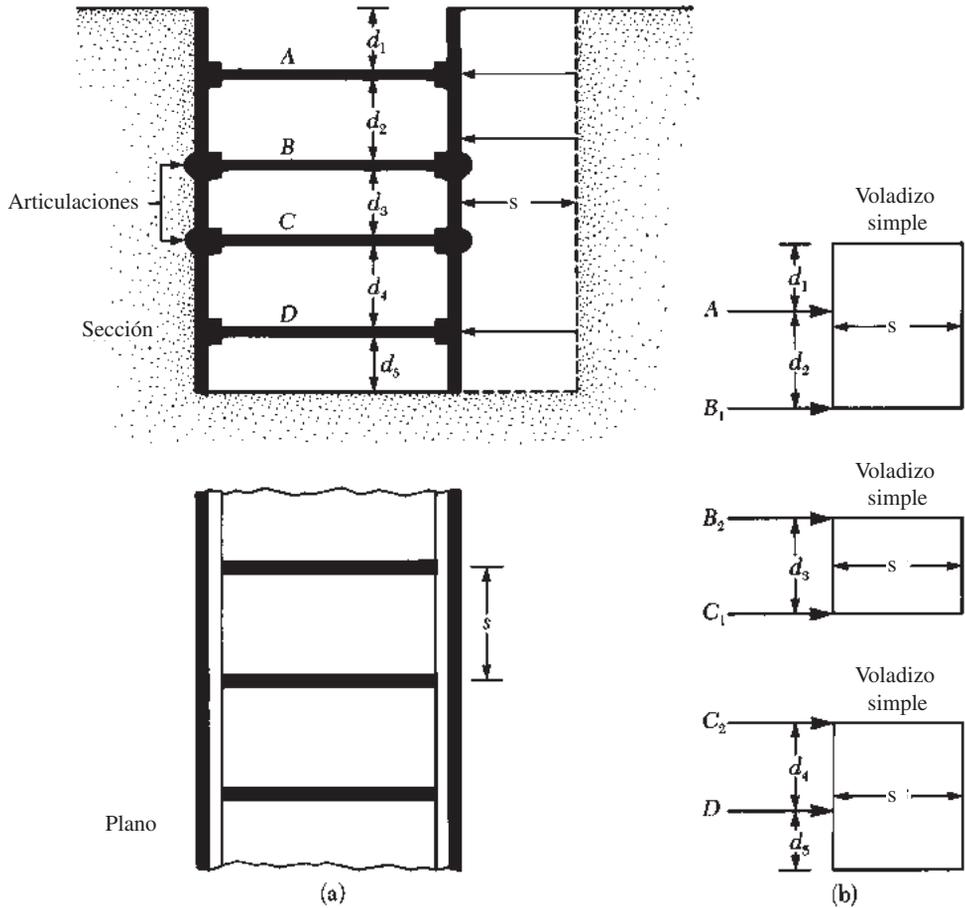


Figura 15.28 Determinación de los puntales de carga: (a) sección y plano del corte; (b) método para determinar los puntales de carga

- Determinar las reacciones de las dos vigas en voladizo simple (superior e inferior) y entre todas las vigas simples. En la figura 15.28b estas reacciones son A, B_1, B_2, C_1, C_2 y D .
- Calcular los puntales de carga en la figura 15.28 de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}
 P_A &= (A)(s) \\
 P_B &= (B_1 + B_2)(s) \\
 P_C &= (C_2 + C_1)(s) \\
 P_D &= (D)(s)
 \end{aligned}
 \tag{15.63}$$

donde

P_A, P_B, P_C, P_D = cargas que deben tomar los puntales individuales en los niveles A, B, C y D , respectivamente

A, B_1, B_2, C_1, C_2, D = reacciones calculadas en el paso 2 (note unidad: la fuerza/unidad longitud del corte apuntalado)
 s = distancia horizontal entre los puntales (ver plano en la figura 15.28a).

4. Conocer los puntales de carga en cada nivel y las condiciones de apuntalamiento intermedio que permitan la selección de las secciones apropiadas del manual de acero de construcción.

Pilotes

Los siguientes pasos son tomados en el diseño de las tablestacas:

1. Para cada una de las secciones mostradas en la figura 15.28b, determinar el momento de flexión máximo.
2. Determinar el valor máximo de los momentos de flexión máxima ($M_{\text{máx}}$) obtenido en el paso 1. Considerar que la unidad de este momento será, por ejemplo, kN-m/m de longitud de la pared.
3. Obtener el módulo de sección de los pilotes requeridos:

$$S = \frac{M_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{per}}} \quad (15.64)$$

donde σ_{per} = esfuerzo de flexión permisible del material del pilote.

4. Elegir un pilote que tenga un módulo de sección mayor que o igual al módulo de sección requerido de una tabla, como en la tabla 15.2.

Encofrados

Los encofrados se pueden tratar como elementos horizontales continuos si son empalmados correctamente. Siendo conservadores, también pueden ser tratados como si estuvieran puestos en los puntales. Para la sección mostrada en la figura 15.28a, los momentos máximos de los encofrados (suponiendo que se fijan a los puntales) son

$$\text{En el nivel } A, \quad M_{\text{máx}} = \frac{(A)(s^2)}{8}$$

$$\text{En el nivel } B, \quad M_{\text{máx}} = \frac{(B_1 + B_2)s^2}{8}$$

$$\text{En el nivel } C, \quad M_{\text{máx}} = \frac{(C_1 + C_2)s^2}{8}$$

$$\text{En el nivel } D, \quad M_{\text{máx}} = \frac{(D)(s^2)}{8}$$

donde A, B_1, B_2, C_1, C_2 y D son las reacciones bajo los puntales por unidad de longitud de la pared (paso 2 del diseño del puntal).

Se puede determinar el módulo de sección de los encofrados con

$$S = \frac{M_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{per}}}$$

En ocasiones los encofrados se sujetan a los pilotes en los puntos que satisfacen las necesidades de apoyo lateral.

Ejemplo 15.7

Consulte el corte apuntalado que se muestra en la figura 15.29. Dados $\gamma = 17.6 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 32^\circ$ y $c' = 0$. Los puntales se encuentran en el plano a 4 m de centro a centro. Dibuje la envoltura de presión de tierra y determine los puntales de carga en los niveles A, B y C.

Solución

Para este caso se aplicará la envoltura de presión de tierra mostrada en la figura 15.26a.

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{32}{2}\right) = 0.307$$

De la ecuación (15.56)

$$\sigma = 0.65\gamma HK_a = (0.65)(17.6)(9)(0.307) = 31.6 \text{ kN/m}^2$$

La figura 15.30a muestra la envoltura de presión. Ahora, con referencia a la figura 15.30b,

$$\sum M_{B_1} = 0$$

$$A = \frac{(31.6)(5)\left(\frac{5}{2}\right)}{3} = 131.67 \text{ kN/m}$$

$$B_1 = (31.6)(5) - 131.67 = 26.33 \text{ kN/m}$$

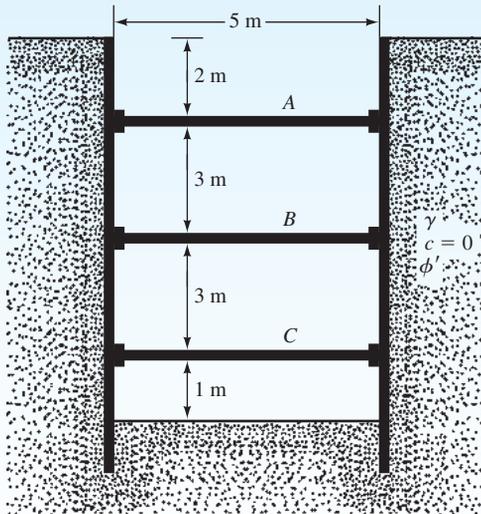


Figura 15.29

Otra vez, tomando como referencia la figura 15.30c,

$$\sum M_{B_2} = 0$$

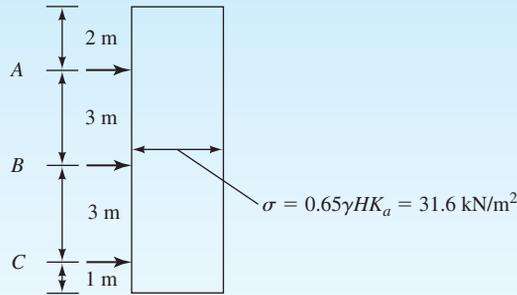
$$C = \frac{(31.6)(4)\left(\frac{4}{2}\right)}{3} = 84.27 \text{ kN/m}$$

$$B_2 = (31.6)(4) - 84.27 = 42.13 \text{ kN/m}$$

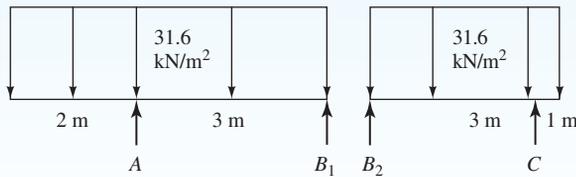
$$\begin{aligned} \text{Puntal de carga en } A &= (131.67)(\text{espaciado}) = (131.67)(4) \\ &= \mathbf{526.68 \text{ kN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Puntal de carga en } B &= (B_1 + B_2)(\text{espaciado}) = (26.33 + 42.13)(4) \\ &= \mathbf{273.84 \text{ kN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Puntal de carga en } C &= (84.27)(s) = (84.27)(4) \\ &= \mathbf{337.08 \text{ kN}} \end{aligned}$$



(a)



(b)

(c)

Figura 15.30

Ejemplo 15.8

Para el corte apuntalado descrito en el ejemplo 15.7, determine lo siguiente:

- a. El módulo de sección del pilote. Utilice $\sigma_{\text{per}} = 170 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$.
- b. El módulo de sección requerido de los encofrados en el nivel A. Suponga que $\sigma_{\text{per}} = 173 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$.

Solución

Inciso a

Consulte los diagramas de carga mostrados en las figuras 15.30b y 15.30c. Con base en los diagramas de carga, los diagramas de fuerza de corte se muestran en la figura 15.31.

$$x_1 = \frac{68.47}{31.6} = 2.17 \text{ m}$$

$$x_2 = \frac{52.67}{31.6} = 1.67 \text{ m}$$

$$\text{Momento en } A = \frac{1}{2} (63.2)(2) = 63.2 \text{ kN-m/m}$$

$$\text{Momento en } C = \frac{1}{2} (31.6)(1) = 15.8 \text{ kN-m/m}$$

$$\text{Momento en } B' = \frac{1}{2} (26.33)(0.83) = 10.93 \text{ kN-m/m}$$

$$\text{Momento en } B'' = \frac{1}{2} (42.13)(1.33) = 28.02 \text{ kN-m/m}$$

M_A es máximo.

$$S_x = \frac{M_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{per}}} = \frac{63.2 \text{ kN-m/m}}{170 \times 10^3 \text{ kN/m}^2} = 37.2 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}$$

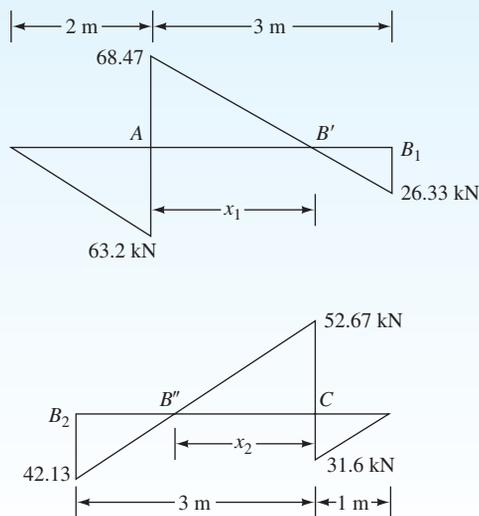


Figura 15.31

Inciso b

Para el encofrado en el nivel A,

$$M_{\text{máx}} = \frac{A(s^2)}{8}$$

$A = 131.67 \text{ kN/m}$ (del ejemplo 15.7). Por lo tanto,

$$M_{\text{máx}} = \frac{(131.67)(4^2)}{8} = 263.34 \text{ kN-m}$$

$$S_x = \frac{M_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{per}}} = \frac{263.34}{173 \times 10^3} = 1.522 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{m}$$

15.18 Levantamiento del fondo de un corte en arcilla

Los cortes apuntalados en arcilla pueden llegar a ser inestables, como resultado del levantamiento del fondo de la excavación. Terzaghi (1943) analiza el factor de seguridad de las grandes excavaciones apuntaladas contra la agitación del fondo. La superficie de falla para un caso de este tipo se muestra en la figura 15.32. La carga vertical por unidad de longitud del corte en el fondo del mismo a lo largo de la línea bd y af es

$$Q = \gamma HB_1 - cH \tag{15.65}$$

donde

$$B_1 = 0.7B$$

c = cohesión (concepto $\phi = 0$)

Esta carga Q puede ser tratada como una carga por unidad de longitud sobre una base continua a nivel de bd (y af) y que tiene una anchura de $B_1 = 0.7B$. Con base en la teoría de la capacidad de carga de Terzaghi, la capacidad neta máxima de transporte de carga por unidad de longitud de esta cimentación (capítulo 16) es

$$Q_u = cN_c B_1 = 5.7cB_1$$

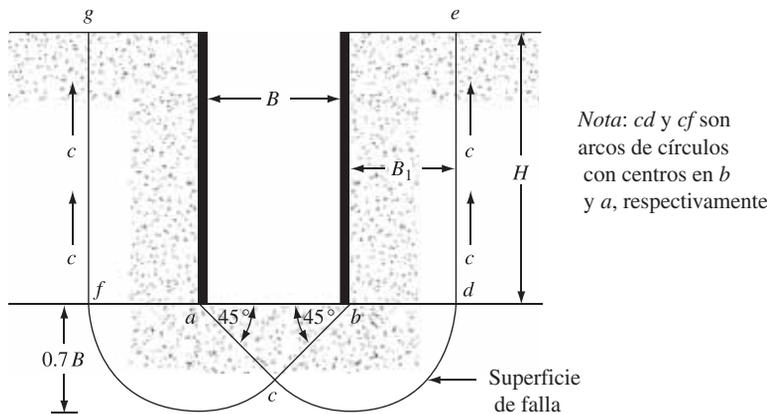


Figura 15.32 Factor de seguridad contra el levantamiento del fondo

Por lo tanto, de la ecuación (15.65), el factor de seguridad contra el levantamiento del fondo es

$$FS = \frac{Q_u}{Q} = \frac{5.7cB_1}{\gamma HB_1 - cH} = \frac{1}{H} \left(\frac{5.7c}{\gamma - \frac{c}{0.7B}} \right) \quad (15.66)$$

Este factor de seguridad se basa en la suposición de que la capa de arcilla es homogénea, por lo menos hasta una profundidad de $0.7B$ por debajo de la parte inferior del corte. Sin embargo, una *capa dura de roca o material pétreo a una profundidad de $D < 0.7B$* va a modificar la superficie de falla en cierta medida. En tal caso, el factor de seguridad se convierte en

$$FS = \frac{1}{H} \left(\frac{5.7c}{\gamma - c/D} \right) \quad (15.67)$$

Bjerrum y Eide (1956) también estudiaron el problema del levantamiento del fondo para cortes apuntalados en arcilla. Para el factor de seguridad, propusieron:

$$FS = \frac{cN_c}{\gamma H} \quad (15.68)$$

El factor de capacidad de carga, N_c , varía con las relaciones H/B y L/B (donde L = longitud del corte). Para cortes infinitamente largos ($B/L = 0$), $N_c = 5.14$ en $H/B = 0$ y aumenta a $N_c = 7.6$ en $H/B = 4$. Más allá de eso, es decir, para $H/B > 4$, el valor de N_c se mantiene constante. Para cortes cuadrados en el plano ($B/L = 1$), $N_c = 6.3$ en $H/B = 0$, y $N_c = 9$ para $H/B \geq 4$. En general, para cualquier H/B ,

$$N_{c(\text{rectángulo})} = N_{c(\text{cuadrado})} \left(0.84 + 0.16 \frac{B}{L} \right) \quad (15.69)$$

La figura 15.33 muestra la variación del valor de N_c para $L/B = 1, 2, 3, \text{ e } \infty$.

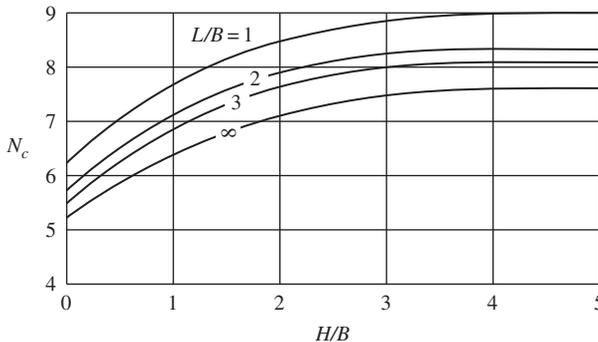


Figura 15.33 Variación de N_c con L/B y H/B [Basado en la ecuación de Bjerrum y Eide, ec. (15.69)]

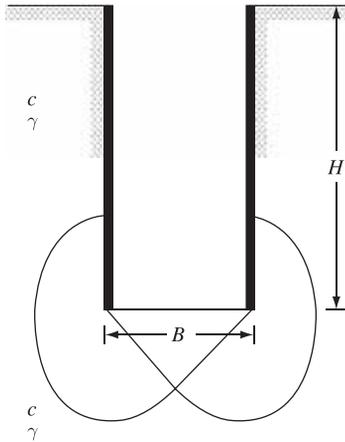


Figura 15.34 Deducción de la ecuación (15.70)

Cuando se combinan las ecuaciones (15.69) y (15.70), el factor de seguridad contra el levantamiento se vuelve

$$FS = \frac{cN_{c(\text{cuadrado})} \left(0.84 + 0.16 \frac{B}{L} \right)}{\gamma H} \quad (15.70)$$

La ecuación (15.70) y la variación del factor de capacidad de carga, N_c , como se muestra en la figura 15.33, se basan en los supuestos de que la capa de arcilla por debajo del fondo del corte es homogénea y que la magnitud de la cohesión no drenada en el suelo que contiene la superficie de falla es igual a c (figura 15.34).

15.19 Flexibilidad lateral de los pilotes y asentamiento del terreno

En cortes apuntalados puede esperarse algún movimiento lateral de los muros de pilotes (figura 15.35). La cantidad de flexibilidad lateral depende de varios factores, de los cuales el más importante es el tiempo transcurrido entre la excavación y la colocación del encofrado y los puntales. Como se mencionó anteriormente, en varios casos los pilotes (o las vigas soldado, como puede ser el caso) son clavados a cierta profundidad por debajo del fondo de la excavación. La razón es reducir la flexibilidad lateral de las paredes durante las últimas etapas de la excavación. La flexibilidad lateral de las paredes hará que la superficie del terreno que rodea al corte se asiente (figura 15.35). Sin embargo, el grado de flexibilidad lateral depende en gran medida del tipo de suelo por debajo del fondo del corte. Si la arcilla debajo del corte se extiende a una gran profundidad y $\gamma H/c$ es aproximadamente menor que 6, la extensión de los pilotes o vigas soldado por debajo del fondo del corte ayudará considerablemente en la reducción de la flexibilidad lateral de las paredes.

Sin embargo, en circunstancias similares, si $\gamma H/c$ es aproximadamente 8, la extensión de los pilotes en la arcilla debajo del corte no ayuda mucho. En tal caso, podemos esperar un alto grado de flexibilidad de pared que puede resultar en el colapso total de los sistemas de punta-

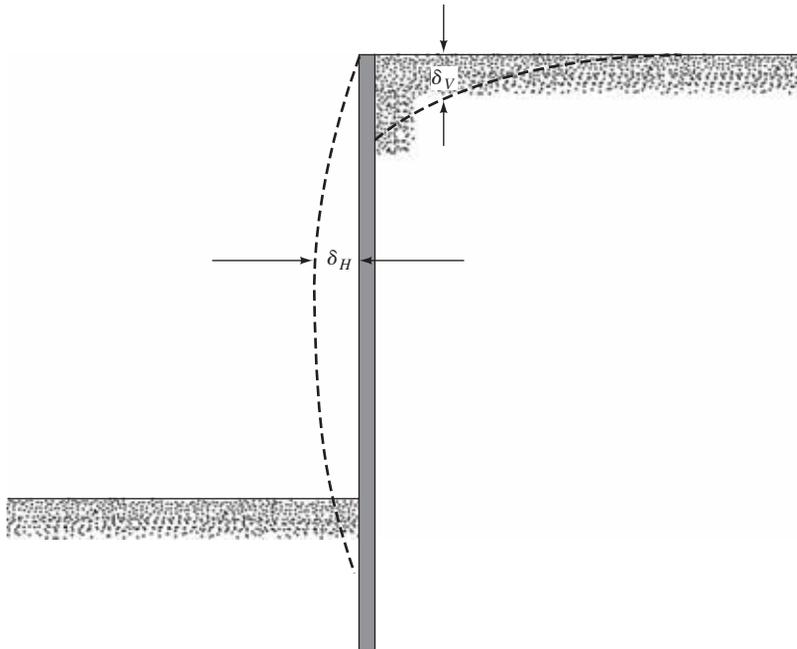


Figura 15.35 Flexibilidad lateral y asentamiento de suelo

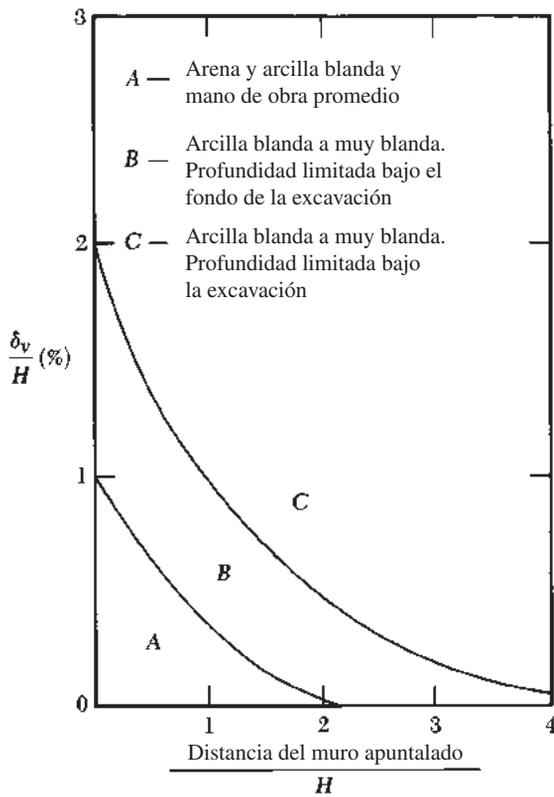


Figura 15.36 Observaciones de Peck (1969) para la variación del asentamiento del suelo con la distancia

lamiento. Si una capa de suelo duro está por debajo de una capa de arcilla en la parte inferior del corte, los pilotes deben ser incorporados en la capa más rígida. Esta acción reducirá en gran medida la flexibilidad lateral.

Por lo general, la flexibilidad lateral de las paredes induce el asentamiento del terreno, δ_v , alrededor de un corte apuntalado, lo que se conoce generalmente como *pérdida de suelo*. Sobre la base de varias observaciones de campo, Peck (1969) proporcionó curvas de predicción de asentamiento del terreno en varios tipos de suelo (véase la figura 15.36). La magnitud de la pérdida de suelo varía ampliamente; sin embargo, se puede utilizar la figura 15.36 como guía general.

15.20 Resumen

En este capítulo se ha cubierto el análisis de los muros de contención y cortes apuntalados. A continuación se presentan los aspectos más destacados de los temas tratados.

1. Los muros de contención convencionales pueden clasificarse en cuatro grupos. Éstos son: muros de gravedad, de semigravedad, reforzados y con contrafuerte.
2. Para la estabilidad de los muros de contención deben hacerse verificaciones contra el vuelco (sección 15.5), contra el deslizamiento a lo largo de la base (sección 15.6) y en contra de fallas en la capacidad de carga (sección 15.7).
3. Los muros de contención de tierra mecánicamente estabilizada (MSE) pueden construirse con tiras metálicas galvanizadas, geotextiles y geomalla como materiales de refuerzo en suelo granular utilizado para relleno.
4. Para muros MSE las verificaciones implican la comprobación de la estabilidad interna y de la estabilidad externa.
5. Los cortes apuntalados se construyen mediante el uso de vigas soldado y revestimiento, y también de pilotes.
6. El diseño de cortes apuntalados hace uso de envolturas de presión aparente (sección 15.15).
7. Para la determinación de los puntales de carga en cortes apuntalados, se supone que los pilotes (o vigas soldado) son clavados a nivel de la calle, a excepción de los superiores e inferiores.
8. Los cortes apuntalados pueden llegar a ser inestables debido al levantamiento del fondo de la excavación. El factor de seguridad contra el levantamiento del fondo se puede estimar mediante el uso de las ecuaciones (15.66), (15.67) y (15.68).

Problemas

Para los problemas 15.1-15.5 utilice el peso unitario del concreto, $\gamma_c = 23.58 \text{ kN/m}^3$. Suponga también $k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$ en la ecuación (15.13).

- 15.1 Para el muro reforzado que se muestra en la figura 15.37, las dimensiones de la pared son $H = 8 \text{ m}$, $x_1 = 0.4 \text{ m}$, $x_2 = 0.6 \text{ m}$, $x_3 = 1.5 \text{ m}$, $x_4 = 3.5 \text{ m}$, $x_5 = 0.96 \text{ m}$, $D = 1.75 \text{ m}$ y $\alpha = 10^\circ$, y las propiedades del suelo son $\gamma_1 = 16.8 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_1 = 32^\circ$, $\gamma_2 = 17.6 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_2 = 28^\circ$ y $c'_2 = 30 \text{ kN/m}^2$. Calcule los factores de seguridad en relación con vuelco, deslizamiento y capacidad de carga.
- 15.2 Repita el problema 15.1 para las dimensiones de la pared $H = 6 \text{ m}$, $x_1 = 0.3 \text{ m}$, $x_2 = 0.7 \text{ m}$, $x_3 = 1.4 \text{ m}$, $x_4 = 2.3 \text{ m}$, $x_5 = 0.85 \text{ m}$, $D = 1.25 \text{ m}$ y $\alpha = 5^\circ$, y las propiedades del suelo son $\gamma_1 = 18.4 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_1 = 34^\circ$, $\gamma_2 = 16.8 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_2 = 18^\circ$ y $c'_2 = 50 \text{ kN/m}^2$.
- 15.3 Repita el problema 15.1 con dimensiones de la pared de $H = 5.49 \text{ m}$, $x_1 = 0.46 \text{ m}$, $x_2 = 0.58 \text{ m}$, $x_3 = 0.92 \text{ m}$, $x_4 = 1.55 \text{ m}$, $x_5 = 0.61 \text{ m}$, $D = 1.22 \text{ m}$ y $\alpha = 0^\circ$, y las propiedades del suelo de $\gamma_1 = 18.08 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_1 = 36^\circ$, $\gamma_2 = 19.65 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_2 = 15^\circ$ y $c'_2 = 44 \text{ kN/m}^2$.

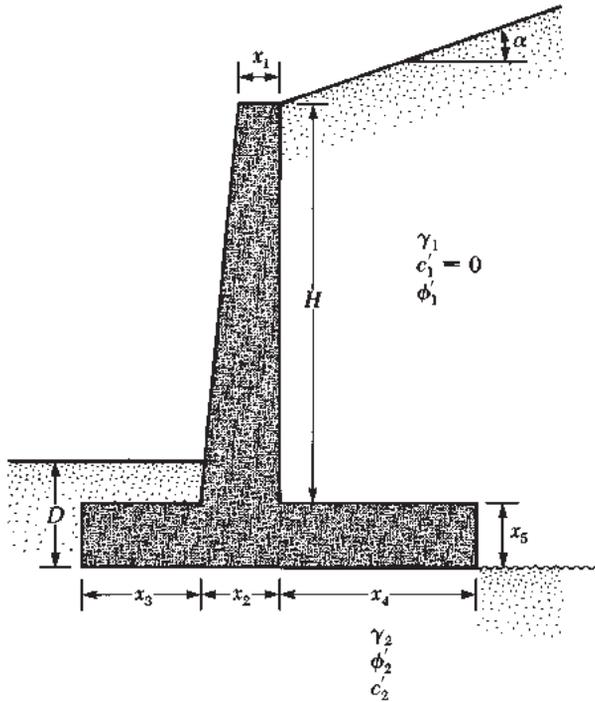


Figura 15.37

15.4 En la figura 15.38 se muestra un muro de gravedad. Calcule los factores de seguridad con respecto al vuelco y el deslizamiento. Se tienen dimensiones de la pared $H = 6$ m, $x_1 = 0.6$ m, $x_2 = 0.2$ m, $x_3 = 2$ m, $x_4 = 0.5$ m, $x_5 = 0.75$ m, $x_6 = 0.8$ m y $D = 1.5$ m, y propiedades del suelo $\gamma_1 = 16.5$ kN/m³, $\phi'_1 = 32^\circ$, $\gamma_2 = 18$ kN/m³, $\phi'_2 = 22^\circ$ y $c'_2 = 40$ kN/m². Use una presión activa de Rankine para el cálculo.

15.5 Repita el problema 15.4 usando la presión activa de Coulomb para el cálculo y $\delta' = \frac{2}{3}\phi'_1$.

15.6 Un muro de contención de tierra (figura 15.11) debe ser de 10 m de altura. Aquí,
 Relleno: unidad de peso, $\gamma_1 = 18.7$ kN/m³ y ángulo de fricción del suelo, $\phi'_1 = 34^\circ$
 Refuerzo: espacio vertical, $S_V = 1$ m; espaciado horizontal, $S_H = 1.3$ m; ancho de refuerzo = 120 mm, $f_y = 262$ MN/m², $\phi_\mu = 25^\circ$, factor de seguridad contra retiro del tirante = 3 y factor de seguridad contra la ruptura del tirante = 3

Determine:

- El espesor requerido de los tirantes
- La longitud máxima necesaria de los tirantes

15.7 En el problema 15.6 suponga que los tirantes en todas las profundidades tienen la longitud determinada en el inciso b. Para el suelo *in situ*, $\phi'_2 = 25^\circ$, $\gamma_2 = 18.2$ kN/m³, $c'_2 = 31$ kN/m². Calcule el factor de seguridad contra (a) el vuelco, (b) el deslizamiento y (c) la falla de la capacidad de soporte.

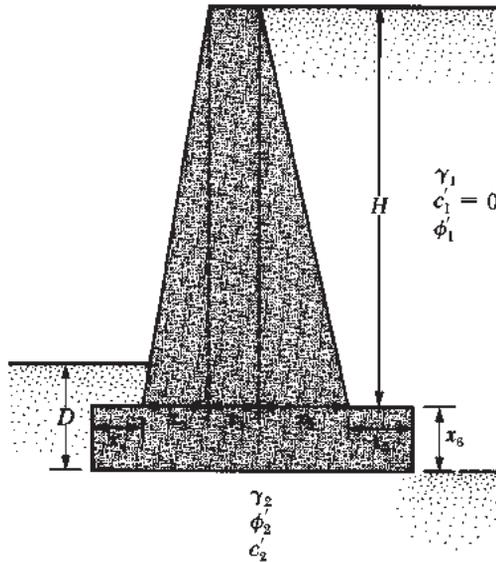


Figura 15.38

- 15.8** Un muro de contención con refuerzo de geotextil tiene 6 m de altura. Para el relleno granular, $\gamma_1 = 15.9 \text{ kN/m}^3$ y $\phi_1' = 30^\circ$. Para el geotextil, $T_{\text{per}} = 16 \text{ kN/m}$. Para el diseño de la pared, determine S_v , L y l_i . Utilice $FS_{(B)} = FS_{(P)} = 1.5$.
- 15.9** Use la S_v , L y l_i determinadas en el problema 15.8 para comprobar la estabilidad global (es decir, el factor de seguridad de vuelco, deslizamiento y la falla de la capacidad de carga) de la pared. Para el suelo *in situ*, $\gamma_2 = 16.8 \text{ kN/m}^3$, $\phi_2' = 20^\circ$ y $c_2' = 55 \text{ kN/m}^2$.
- 15.10** Consulte el corte apuntalado en la figura 15.39, para el que $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 30^\circ$ y $c' = 0$. Los puntales se encuentran a 3 m sobre el centro del plano. Dibuje la envoltura de presión de tierra y determine los puntales de carga en los niveles A , B y C .
- 15.11** Para el corte apuntalado descrito en el problema 15.10, asuma que $\sigma_{\text{per}} = 170 \text{ MN/m}^2$.
- Determine la sección del pilote (módulo de sección)
 - ¿Cuál es el módulo de sección del encofrado en el nivel A ?
- 15.12** Consulte la figura 15.40, en la cual $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$, $c = 60 \text{ kN/m}^2$ y el espaciamiento de centro a centro de los puntales es de 5 m. Dibuje la envoltura de presión de tierra y determine los puntales de carga en los niveles A , B y C .
- 15.13** Consulte la figura 15.27a. Para el corte apuntalado, $H = 6 \text{ m}$, $H_s = 2 \text{ m}$, $\gamma_s = 16.2 \text{ kN/m}^3$, ángulo de fricción de la arena, $\phi_s' = 34^\circ$, $H_c = 4 \text{ m}$, $\gamma_c = 17.5 \text{ kN/m}^3$ y la resistencia a la compresión no confinada de la capa de arcilla, $q_u = 68 \text{ kN/m}^2$.
- Estime la cohesión promedio, c_{prom} , y el peso unitario medio, γ_{prom} , para el desarrollo de la envoltura de presión de tierra.
 - Trace la envoltura de presión de tierra.

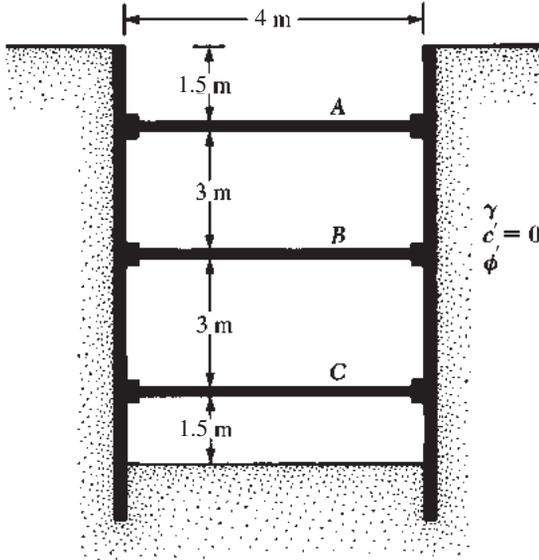


Figura 15.39

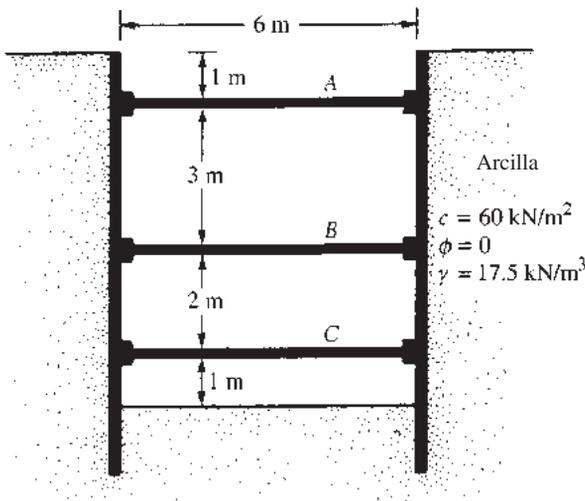


Figura 15.40

15.14 Consulte la figura 15.27b, que muestra un corte apuntalado en arcilla. Aquí, $H = 7 \text{ m}$, $H_1 = 2 \text{ m}$, $c_1 = 102 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_1 = 17.5 \text{ kN/m}^3$, $H_2 = 2.5 \text{ m}$, $c_2 = 75 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_2 = 16.8 \text{ kN/m}^3$, $H_3 = 2.5 \text{ m}$, $c_3 = 80 \text{ kN/m}^2$ y $\gamma_3 = 17 \text{ kN/m}^3$.

- Determine la cohesión promedio, c_{prom} , y el peso unitario promedio, γ_{prom} , para el desarrollo de la envoltura de presión de tierras.
- Trace la envoltura de presión de tierras.

- 15.15** Determine el factor de seguridad contra el levantamiento del fondo para el corte apuntalado descrito en el problema 15.12. Utilice las ecuaciones (15.66) y (15.70). Para la ecuación (15.70), suponga la longitud del corte, $L = 18$ m.

Referencias

- BELL, J. R., STILLER, A. N., and VANDRE, B. (1975). "Fabric Retaining Earth Walls," *Proceedings, Thirteenth Engineering Geology and Soils Engineering Symposium*, Moscow, ID.
- BINQUET, J., and LEE, K. L. (1975). "Bearing Capacity Analysis of Reinforced Earth Slabs," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 101, No. GT12, 1257–1276.
- BJERRUM, L., and EIDE, O. (1956). "Stability of Struttred Excavation in Clay," *Geotechnique*, Vol. 6 No. 1, 32–47.
- DARBIN, M. (1970). "Reinforced Earth for Construction of Freeways" (in French), *Revue Générale des Routes et Aerodromes*, No. 457, Sept.
- KOERNER, R. B. (2005). *Design with Geosynthetics*, 5th ed., Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- LEE, K. L., ADAMS, B. D., and VAGNERON, J. J. (1973). "Reinforced Earth Retaining Walls," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM10, 745–763.
- PECK, R. B. (1943). "Earth Pressure Measurements in Open Cuts, Chicago (Ill.) Subway," *Transactions*, American Society of Civil Engineers, Vol. 108, 1008–1058.
- PECK, R. B. (1969). "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground," *Proceedings*, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State-of-the-Art Volume, 225–290.
- SCHLOSSER, F., and LONG, N. (1974). "Recent Results in French Research on Reinforced Earth," *Journal of the Construction Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 100, No. CO3, 113–237.
- SCHLOSSER, F., and VIDAL, H. (1969). "Reinforced Earth" (in French), *Bulletin de Liaison des Laboratoires Routier*, Ponts et Chaussées, Paris, France, Nov., 101–144.
- TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York.
- VIDAL, H. (1966). "La terre Armee," *Anales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publiques*, France, July–August, 888–938.

Cimentaciones poco profundas: capacidad de carga

16.1 Introducción

Generalmente se denomina *cimentación* a la parte más baja de una estructura. Su función es transferir la carga de la estructura al suelo sobre el que está descansando. Una cimentación diseñada adecuadamente es una que transfiere la carga a lo largo del suelo sin sobrecargarlo. Sobreexforzar el suelo puede resultar en asentamiento excesivo o falla de corte del mismo, ambos causando daño a la estructura. Por lo tanto, los ingenieros geotécnicos y estructurales que diseñan cimentaciones deben evaluar la capacidad de carga o portante de los suelos.

Dependiendo de la estructura y el suelo encontrado, se utilizan varios tipos de cimentaciones. Una *zapata corrida* es simplemente la ampliación de una pared de soporte de carga o de la columna que hace posible la transmisión de la carga de la estructura sobre un área mayor del suelo. En suelos con baja capacidad de carga, el tamaño de las zapatas corridas requeridas es muy grande y poco práctico. En ese caso, es más económico construir toda la estructura sobre una plataforma de concreto. Esto se llama *losa de cimentación*.

Las *cimentaciones con pilotes y de eje perforado* se utilizan para las estructuras más pesadas cuando se requiere gran profundidad para soportar la carga. Los pilotes son miembros estructurales hechos de madera, concreto o acero que transmiten la carga de la superestructura a las capas inferiores del suelo. De acuerdo con la forma en que transmiten su carga en el subsuelo, los pilotes se pueden dividir en dos categorías: pilotes de fricción y pilotes de carga. En el caso de los primeros, la carga de la superestructura es resistida por los esfuerzos cortantes generados a lo largo de la superficie del pilote. En los segundos, la carga transportada por el pilote se transmite de su punta a un estrato firme.

En el caso de ejes perforados, se perfora un eje en el subsuelo y después se llena con concreto. Puede utilizarse una carcasa de metal mientras se perfora el eje. La carcasa puede dejarse en su lugar o ser retirada durante la colocación del concreto. Generalmente, el diámetro de un eje de perforación es mucho más grande que el de un pilote. La distinción entre los pilotes y los ejes perforados se vuelve poco clara en un diámetro aproximado de 1 m y, entonces, las definiciones y la nomenclatura son inexactas.

Las zapatas y las losas de cimentación se conocen en general como cimentaciones poco profundas, y los pilotes y ejes perforados se clasifican como cimentaciones profundas. En un sentido más general, las cimentaciones poco profundas son aquellas que tienen una razón de

la profundidad de empotramiento con el ancho aproximadamente menor a cuatro. Cuando esta razón es mayor a cuatro, la cimentación se clasifica como profunda.

En este capítulo se discute la capacidad de soporte del suelo para cimentaciones poco profundas. Se analizará la carga máxima por unidad de superficie de una cimentación poco profunda que hará que el suelo que soporta la cimentación tenga una falla por corte. Esto se conoce como capacidad última de carga. Sobre la base de la capacidad última de carga estimada, se aplica un factor de seguridad para obtener la capacidad de carga admisible.

La capacidad de carga admisible basada en criterios de asentamiento se discute en el capítulo 17.

16.2 Capacidad última de carga de cimentaciones poco profundas: conceptos generales

Consideremos una cimentación continua (es decir, la longitud es teóricamente infinita) que descansa sobre la superficie de una arena densa o suelo cohesivo rígido, como se muestra en la figura 16.1a, con una anchura B . Ahora, si la carga se aplica gradualmente a la cimentación, el asentamiento aumentará. En la figura 16.1a también se muestra la variación de la carga por unidad de área sobre la cimentación, q , con el asentamiento de ésta. En un momento determinado, cuando la carga por unidad de área es igual a q_u , puede ocurrir una falla repentina del suelo que soporta la cimentación y la superficie de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. Esta carga por unidad de superficie, q_u , se conoce generalmente como *capacidad última de carga de la cimentación*. Cuando ocurre una falla repentina en este tipo de suelo, se denomina *falla general de corte*.

Si la cimentación en cuestión se basa sobre arena o tierra arcillosa de compactación media (figura 16.1b), un aumento de la carga sobre la cimentación también estará acompañado por un aumento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá poco a poco hacia el exterior desde la cimentación, como se muestra con las líneas continuas en la figura 16.1b. Cuando la carga por unidad de área sobre la cimentación es igual a $q_{u(1)}$, el movimiento de las cimentaciones estará acompañado por sacudidas bruscas. Entonces se requiere un movimiento considerable de las cimentaciones para que la superficie de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno (como se muestra con las líneas discontinuas en la figura 16.1b). La carga por unidad de área a la que esto ocurre es la *capacidad última de carga*, q_u . Más allá de este punto, un aumento de la carga estará acompañado por un gran aumento del asentamiento de la cimentación. La carga por unidad de área de la base, $q_{u(1)}$, se conoce como *capacidad última de carga* (Vesic, 1963). Note que un valor pico de q no ocurre en este tipo de falla, que se llama *falla de corte local* en el suelo.

Si la cimentación se apoya en un suelo bastante suelto, la gráfica de carga-asentamiento será como la de la figura 16.1c. En este caso, la superficie de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Más allá de la carga máxima de falla, q_u , la gráfica de carga-asentamiento será muy pronunciada y prácticamente lineal. Este tipo de falla en el suelo se llama *falla por punzonamiento*.

Con base en los resultados experimentales, Vesic (1963) propuso una relación para el modo de falla de la capacidad de carga de las cimentaciones que descansan sobre arenas. La figura 16.2 muestra esta relación, que implica la siguiente notación:

D_r = densidad relativa de arena

D_f = profundidad de cimentación medida desde la superficie del suelo

B = ancho de cimentación

L = duración de la cimentación. (Nota: $L \leq B$)

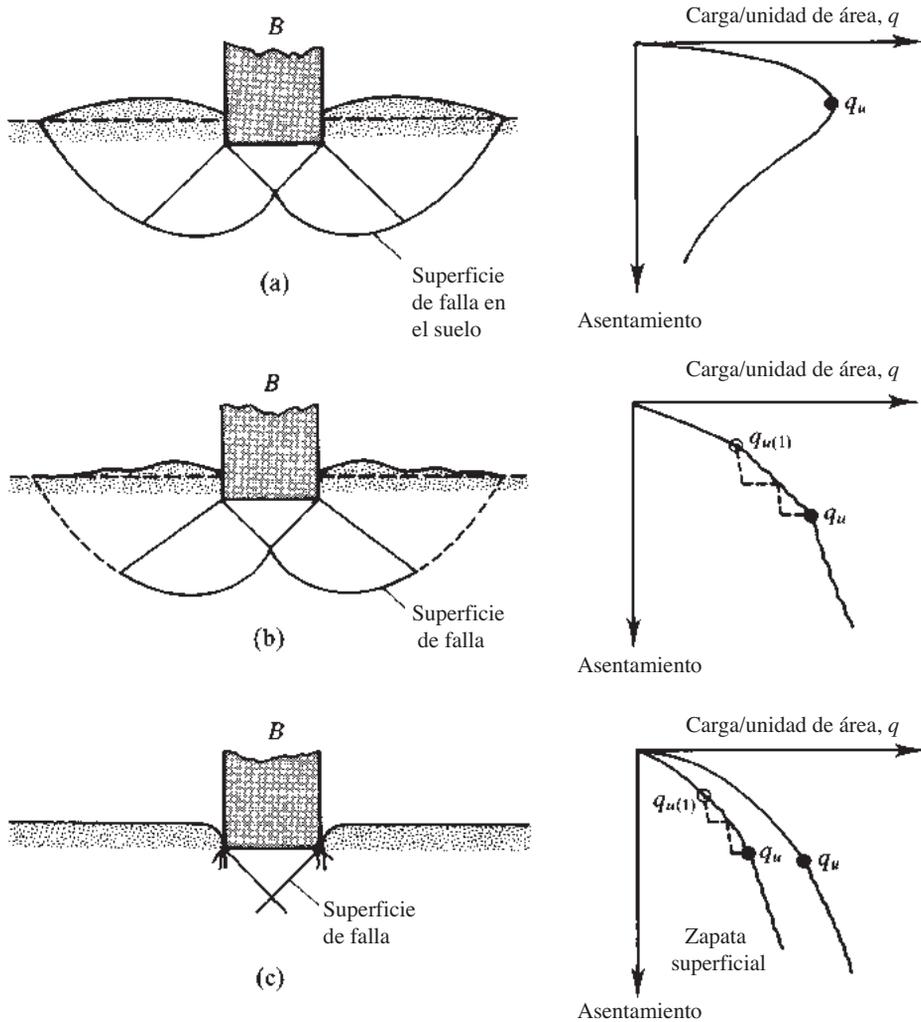


Figura 16.1 Naturaleza de la falla de la capacidad de carga en un suelo: (a) falla de corte general; (b) falla local; (c) falla por punzonamiento

De la figura 16.2, se puede ver que

$$\text{Naturaleza de la falla en el suelo} = f\left(D_f, \frac{D_f}{B}, \frac{B}{L}\right) \quad (16.1)$$

Para cimentaciones a poca profundidad (es decir, D_f/B^* pequeña), la carga máxima puede ocurrir con un asentamiento de la cimentación de 4% a 10% de B . Esta condición se produce con una falla de corte general en el suelo; sin embargo, con una falla local o por punzonamiento, la carga máxima puede ocurrir en asentamientos de 15% a 25% del ancho de la cimentación (B). Note que

$$B^* = \frac{2BL}{B + L} \quad (16.2)$$

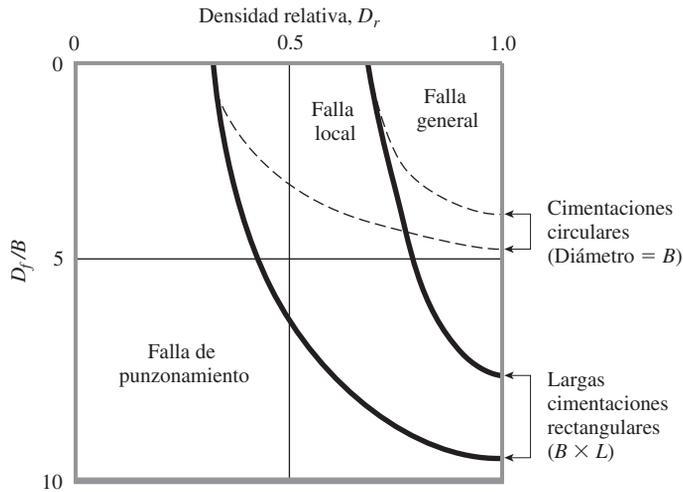


Figura 16.2 Resultados de la prueba de Vesic (1963) para las modalidades de falla de la cimentación en arena (Vesic, 1963)

16.3 Teoría de Terzaghi de la capacidad última de carga

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría global para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones poco profundas. De acuerdo con esta teoría, una cimentación es *poco profunda* si la profundidad, D_f (figura 16.3), es menor o igual que el ancho de la cimentación. Sin embargo, investigadores posteriores han sugerido que las cimentaciones con D_f igual a 3 a 4 veces el ancho de la cimentación se pueden definir como *cimentaciones poco profundas*.

Terzaghi sugirió que para una *cimentación continua* o *de franja* (es decir, la razón de ancho a largo de la cimentación tiende a 0), la superficie de falla en el suelo a carga máxima puede suponerse similar a la mostrada en la figura 16.3. (Note que éste es el caso de falla de corte general, tal como se define en la figura 16.1a.) El efecto del suelo por encima del fondo de la cimentación también puede suponerse y ser remplazado por una sobrecarga equivalente,

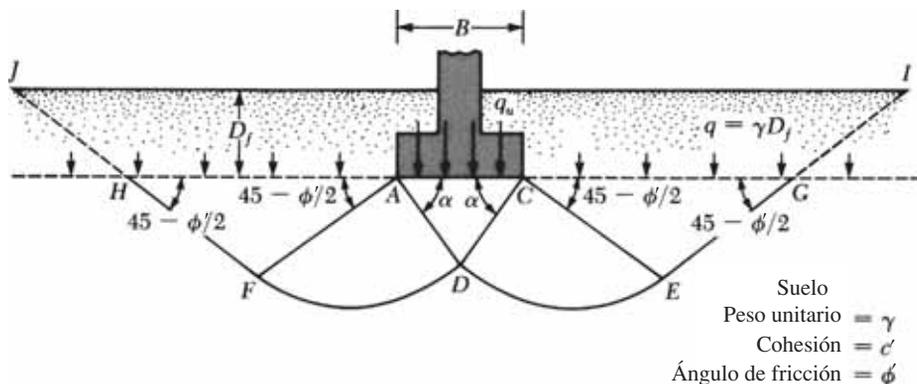


Figura 16.3 Falla de la capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación continua rígida en grava

$q = \gamma D_f$ (donde γ = peso unitario del suelo). La zona de la falla bajo la cimentación se puede dividir en tres partes (ver figura 16.3):

1. La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación
2. Las zonas de corte radiales ADF y CDE , con las curvas DE y DF siendo arcos de una espiral logarítmica
3. Dos zonas pasivas Rankine triangulares AFH y CEG

Se supone que los ángulos CAD y ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo (es decir, $\alpha = \phi'$). Observe que con la sustitución del suelo por encima del fondo de la cimentación por un suplemento q equivalente, se desprecia la resistencia al corte del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ .

Utilizando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresa la capacidad última de carga en la forma

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentación en franja}) \quad (16.3)$$

donde

c' = cohesión del suelo

γ = peso unitario del suelo

$q = \gamma D_f$

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales y sólo son funciones del ángulo de fricción del suelo, ϕ'

Para zapatas cuadradas y circulares, Terzaghi sugirió las siguientes ecuaciones para la capacidad última de carga del suelo:

Zapatas cuadradas

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (16.4)$$

Zapatas circulares

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (16.5)$$

donde B = diámetro de la zapata.

La variación de N_c, N_q y N_γ con ϕ' se muestra en la tabla 16.1.

16.4 Modificación de la ecuación de capacidad de carga de Terzaghi

Sobre la base de estudios de laboratorio y de campo de la capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en el suelo sugerida por Terzaghi ahora parece ser correcta (Vesic, 1973). Sin embargo, el ángulo α que se muestra en la figura 16.3 está más cerca de $45 + \phi'/2$

Tabla 16.1 Factores de capacidad de carga de Terzaghi, N_c , N_q y N_γ : ecuaciones (16.3), (16.4) y (16.5).

ϕ' (grad)	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ' (grad)	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

^aValores para N_γ de Kumbhojkar (1993)

que de ϕ' , como fue originalmente supuesto por Terzaghi. Con $\alpha = 45 + \phi'/2$, las relaciones para N_c y N_q pueden deducirse como

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan \phi'} \tag{16.6}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \tag{16.7}$$

La expresión para N_c dada por la ecuación (16.7) fue deducida originalmente por Prandtl (1921), y la relación de N_q [ecuación (16.6)] fue presentada por Reissner (1924). Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) dieron la relación para N_γ como

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' \tag{16.8}$$

Tabla 16.2 Factores de capacidad de carga [ecuaciones (16.6), (16.7) y (16.8)]

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	23	18.05	8.66	8.20
1	5.38	1.09	0.07	24	19.32	9.60	9.44
2	5.63	1.20	0.15	25	20.72	10.66	10.88
3	5.90	1.31	0.24	26	22.25	11.85	12.54
4	6.19	1.43	0.34	27	23.94	13.20	14.47
5	6.49	1.57	0.45	28	25.80	14.72	16.72
6	6.81	1.72	0.57	29	27.86	16.44	19.34
7	7.16	1.88	0.71	30	30.14	18.40	22.40
8	7.53	2.06	0.86	31	32.67	20.63	25.99
9	7.92	2.25	1.03	32	35.49	23.18	30.22
10	8.35	2.47	1.22	33	38.64	26.09	35.19
11	8.80	2.71	1.44	34	42.16	29.44	41.06
12	9.28	2.97	1.69	35	46.12	33.30	48.03
13	9.81	3.26	1.97	36	50.59	37.75	56.31
14	10.37	3.59	2.29	37	55.63	42.92	66.19
15	10.98	3.94	2.65	38	61.35	48.93	78.03
16	11.63	4.34	3.06	39	67.87	55.96	92.25
17	12.34	4.77	3.53	40	75.31	64.20	109.41
18	13.10	5.26	4.07	41	83.86	73.90	130.22
19	13.93	5.80	4.68	42	93.71	85.38	155.55
20	14.83	6.40	5.39	43	105.11	99.02	186.54
21	15.82	7.07	6.20	44	118.37	115.31	224.64
22	16.88	7.82	7.13	45	133.88	134.88	271.76

La tabla 16.2 muestra la variación de los factores de capacidad de carga precedentes, con los ángulos de fricción del suelo.

La forma de la ecuación (16.3), que representa una cimentación continua sometida a una carga vertical, se puede generalizar teniendo en cuenta lo siguiente:

- a. La resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla en el suelo por encima del fondo de la cimentación (parte de la superficie de falla marcada como *GI* y *HJ* en la figura 16.3);
- b. La proporción entre anchura y longitud de las cimentaciones rectangulares, y
- c. La inclinación de la carga.

Por lo tanto, la ecuación de capacidad última de carga podrá tomar la forma (Meyerhof, 1963)

$$q_u = c'N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (16.9)$$

donde

- c' = cohesión
- q = tensión efectiva en el nivel de la parte inferior de la base
- γ = peso unitario del suelo
- B = ancho de la cimentación (= diámetro para una base circular)

- $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma
- $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad
- $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores de inclinación de carga
- N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga [ecuaciones (16.6), (16.7) y (16.8)]

Las relaciones de los factores de forma, los factores de profundidad y los factores de inclinación *recomendados* se muestran en la tabla 16.3.

Tabla 16.3 Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados

Factor	Relación	Fuente
Forma	$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$ $F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi'$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$ <p>donde L = longitud de la cimentación ($L > B$)</p>	De Beer (1970)
Profundidad	$\frac{D_f}{B} \leq 1$ <p>Para $\phi = 0$:</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Para $\phi' > 0$:</p> $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \text{sen } \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{\gamma d} = 1$ $\frac{D_f}{B} > 1$ <p>Para $\phi = 0$:</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \underbrace{\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)}_{\text{radianes}}$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)

(continúa)

Tabla 16.3 (continuación)

Factor	Relación	Fuente
	Para $\phi' > 0$: $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \text{sen } \phi')^2 \underbrace{\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)}_{\text{radianes}}$ $F_{\gamma d} = 1$	
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$ $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'} \right)^2$ <p>donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical</p>	Meyerhof (1963), Hanna y Meyerhof (1981)

Capacidad neta última de carga

La capacidad neta última de carga se define como la presión máxima por unidad de área de la cimentación que puede ser soportada por el suelo debida al exceso de presión causada por el suelo circundante al nivel de la cimentación. Si se supone que la diferencia entre el peso unitario del concreto utilizado en la cimentación y el peso unitario del suelo que la rodea es insignificante, entonces

$$q_{\text{neta}(u)} = q_u - q \tag{16.10}$$

donde $q_{\text{neta}(u)}$ = capacidad última de carga neta.

16.5 Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga para el nivel freático

Las ecuaciones (16.3), (16.4), (16.5) y (16.9) se han desarrollado para determinar la capacidad última de carga y se basan en el supuesto de que el nivel freático se encuentra muy por debajo de la cimentación. Sin embargo, si la capa freática está cerca de ella, son necesarias algunas modificaciones de la ecuación de capacidad de carga, dependiendo de la ubicación del nivel freático (véase la figura 16.4).

Caso I: Si el nivel freático se encuentra de manera que $0 \leq D_1 \leq D_f$, el factor q en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \tag{16.11}$$

donde

- γ_{sat} = peso unitario del suelo saturado
- γ_w = peso unitario del agua

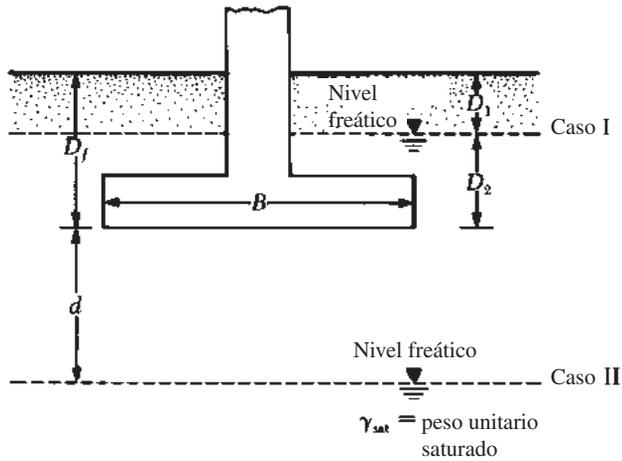


Figura 16.4 Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga para el nivel freático

Además, el valor de γ en el último término de las ecuaciones tiene que ser sustituido por $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$.

Caso II: Para un nivel freático localizado tal que $0 \leq d \leq B$,

$$q = \gamma D_f \quad (16.12)$$

El factor γ en el último término de las ecuaciones de capacidad de carga debe sustituirse por el factor

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma') \quad (16.13)$$

Las modificaciones anteriores se basan en la suposición de que no existe fuerza de filtración en el suelo.

Caso III: Cuando el nivel freático está localizado en $d \leq B$, el agua no tiene efecto sobre la capacidad última de carga.

16.6 El factor de seguridad

El cálculo de la capacidad de carga permisible bruta de cimentaciones poco profundas requiere la aplicación de un factor de seguridad (FS) a la capacidad última de carga bruta, o

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad (16.14)$$

Sin embargo, algunos ingenieros en ejercicio prefieren utilizar un factor de seguridad de

$$\text{aumento de la tensión neta en suelo} = \frac{\text{capacidad última de carga neta}}{FS} \quad (16.15)$$

La capacidad última de carga neta se definió en la ecuación (16.10) como

$$q_{neta(u)} = q_u - q$$

Sustituyendo esta expresión en la ecuación (16.15) resulta en aumento neto del esfuerzo sobre el suelo

= carga de la superestructura por unidad de área de la cimentación

$$= q_{\text{adm(neta)}} = \frac{q_u - q}{FS} \quad (16.16)$$

El factor de seguridad definido por la ecuación (16.16) puede ser al menos 3 en todos los casos.

Ejemplo 16.1

Una cimentación cuadrada es de 2 m × 2 m en el plano. El suelo de soporte de la cimentación tiene un ángulo de fricción de $\phi' = 25^\circ$ y $c' = 20 \text{ kN/m}^2$. El peso unitario del suelo, γ , es 16.5 kN/m³. Determine la carga bruta admisible en la base con un factor de seguridad (FS) de 3. Suponga que la profundidad de la cimentación (D_f) es de 1.5 m y que la falla de corte en general se produce en el suelo. Utilice la ecuación (16.4).

Solución

De la ecuación (16.4)

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

De la tabla 16.1, para $\phi' = 25^\circ$,

$$\begin{aligned} N_c &= 25.13 \\ N_q &= 12.72 \\ N_\gamma &= 8.34 \end{aligned}$$

Por lo tanto,

$$\begin{aligned} q_u &= (1.3)(20)(25.13) + (1.5 \times 16.5)(12.72) + (0.4)(16.5)(2)(8.34) \\ &= 653.38 + 314.82 + 110.09 = 1078.29 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Por lo que la carga admisible por unidad de área de la cimentación es

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1078.29}{3} \approx 359.5 \text{ kN/m}^2$$

En consecuencia, la carga admisible total bruta es

$$Q = (359.5) B^2 = (359.5)(2 \times 2) = \mathbf{1438 \text{ kN}}$$

Ejemplo 16.2

Resuelva el problema del ejemplo 16.1 usando la ecuación (16.9).

Solución

De la ecuación (16.9),

$$q_u = c'N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Debido a que la carga es vertical, $F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$. De la tabla 16.2 para $\phi' = 25^\circ$, $N_c = 20.72$, $N_q = 10.66$ y $N_\gamma = 10.88$.

Usando la tabla 16.3,

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{2}{2}\right)\left(\frac{10.66}{20.72}\right) = 1.514$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi' = 1 + \left(\frac{2}{2}\right) \tan 25 = 1.466$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4 \left(\frac{2}{2}\right) = 0.6$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \text{sen } \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$= 1 + (2) (\tan 25) (1 - \text{sen } 25)^2 \left(\frac{1.5}{2}\right) = 1.233$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'} = 1.233 - \left[\frac{1 - 1.233}{(20.72) (\tan 25)}\right] = 1.257$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Por lo tanto,

$$q_u = (20)(20.72)(1.514)(1.257)(1)$$

$$+ (1.5 \times 16.5)(10.66)(1.466)(1.233)(1)$$

$$+ \frac{1}{2} (16.5) (2) (10.88) (0.6) (1) (1)$$

$$= 788.6 + 476.9 + 107.7 = 1373.2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1373.2}{3} = 457.7 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = (457.7)(2 \times 2) = \mathbf{1830.8 \text{ kN}}$$

Ejemplo 16.3

En la figura 16.5 se muestra una zapata cuadrada. Determine la carga bruta segura (factor de seguridad de 3) que la zapata puede soportar. Utilice la ecuación (16.9)

Solución

De la ecuación (16.9) con $c' = 0$, $F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$ (carga vertical),

$$q_u = qN_qF_{qs}F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

Para $\phi' = 25^\circ$, la tabla 16.2 tiene que $N_q = 23.18$ y $N_\gamma = 30.22$.

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi' = 1 + \left(\frac{1.2}{1.2}\right) \tan 32 = 1.625$$

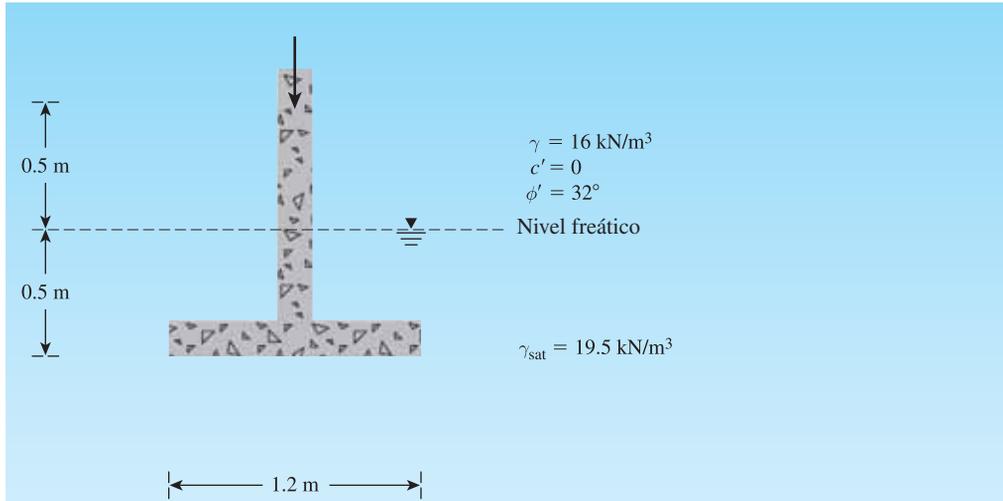


Figura 16.5

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{D_f}{B} = 1 + 2 \tan 32 (1 - \sin 32)^2 \left(\frac{1}{1.2} \right) = 1.23$$

$$F_{\gamma_s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) = 1 - 0.4 \left(\frac{1.2}{1.2} \right) = 0.6$$

$$F_{\gamma_d} = 1$$

$$q = (0.5)(16) + (0.5)(19.5 - 9.81) = 12.845 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$q_u = (12.845)(23.18)(1.625)(1.23) + \frac{1}{2}(19.5 - 9.81)(1.2)(30.22)(0.6)(1) = 700.54 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_u}{3} = \frac{700.54}{3} = 233.51 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = q_{\text{adm}} B^2 = (233.51)(1.2 \times 1.2) \approx \mathbf{336 \text{ kN}}$$

16.7 Cimentaciones cargadas excéntricamente

Al igual que con la cimentación de un muro de contención, hay varios casos en los que las cimentaciones están sometidas a momentos, además de la carga vertical, como se muestra en la figura 16.6a. En tales casos, la distribución de la presión ejercida por la cimentación sobre el suelo no es uniforme. La distribución de la presión nominal es

$$q_{\text{máx}} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L} \tag{16.17}$$

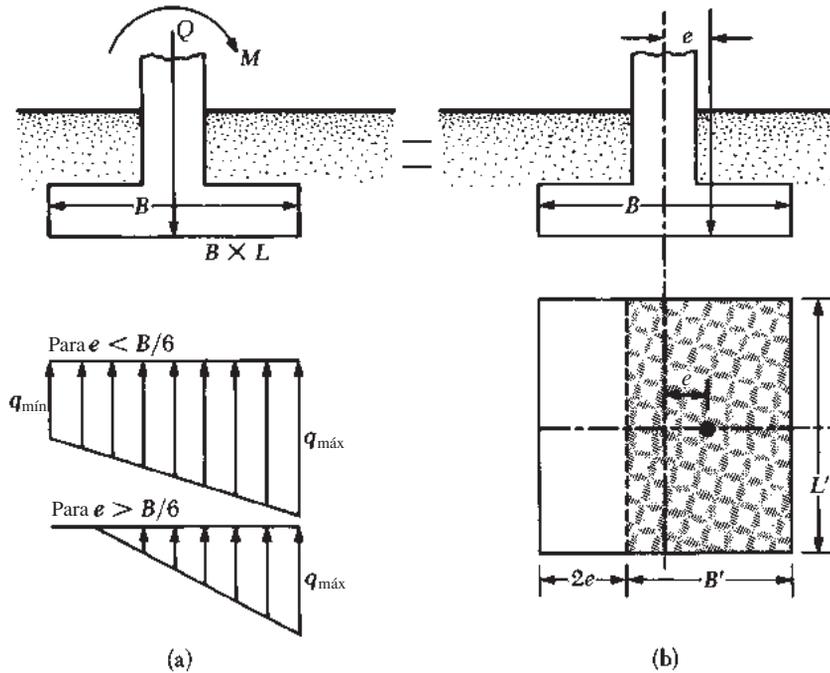


Figura 16.6 Cimentaciones cargadas excéntricamente

y

$$q_{\min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L} \tag{16.18}$$

donde

- Q = carga vertical total
- M = momento sobre la cimentación

La distribución exacta de la presión es difícil de estimar.

El factor de seguridad para tales tipos de carga contra la falla en la capacidad de carga puede ser evaluado utilizando el procedimiento sugerido por Meyerhof (1953), que se conoce generalmente como el método de *área efectiva*. El siguiente es el procedimiento de Meyerhof paso a paso para la determinación de la carga última que el suelo puede soportar y el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga.

1. La figura 16.6b muestra un sistema de fuerza equivalente al mostrado en la figura 16.6a. La distancia e es la excentricidad, o

$$e = \frac{M}{Q} \tag{16.19}$$

Sustituyendo la ecuación (16.19) en las ecuaciones (16.17) y (16.18) se tiene,

$$q_{\max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \tag{16.20}$$

y

$$q_{\min} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (16.21)$$

Observe que, en estas ecuaciones, cuando la excentricidad e se convierte en $B/6$, q_{\min} es 0. Para $e > B/6$, q_{\min} será negativa, lo que significa que la tensión se desarrollará. Debido a que el suelo no puede tener ningún tipo de tensión, habrá una separación entre la cimentación y el suelo subyacente. La naturaleza de la distribución de la presión sobre el suelo será como se muestra en la figura 16.6a. El valor de q_{\max} es entonces

$$q_{\max} = \frac{4Q}{3L(B - 2e)} \quad (16.22)$$

- Determinar las dimensiones efectivas de la cimentación cuando

$$B' = \text{ancho efectivo} = B - 2e$$

$$L' = \text{longitud efectiva} = L$$

Tenga en cuenta que si la excentricidad fuera en la dirección de la longitud de la cimentación, entonces el valor de L' sería igual a $L - 2e$. El valor de B' sería igual a B . La más pequeña de las dos dimensiones (es decir, L' y B') es la anchura efectiva de la cimentación.

- Usar la ecuación (16.9) para la capacidad última de carga como

$$q'_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad (16.23)$$

Para evaluar F_{cs} , F_{qs} y $F_{\gamma s}$ hacer uso de la tabla 16.2 con las dimensiones de *ancho* y *longitud efectivos* en lugar de L y B , respectivamente. Para determinar F_{cd} , F_{qd} y $F_{\gamma d}$ usar la tabla 16.3 (*no* sustituir B con B').

- La carga última total que la cimentación puede sostener es

$$Q_{\text{últ}} = \overbrace{q'_u(B')(L')}^{A'} \quad (16.24)$$

donde A' = área efectiva.

- El factor de seguridad contra la falla en la capacidad de carga es

$$FS = \frac{Q_{\text{últ}}}{Q} \quad (16.25)$$

Ejemplo 16.4

En la figura 16.7 se muestra una cimentación continua. Si la excentricidad de carga es 0.2 m, determine la carga última, $Q_{\text{últ}}$, por unidad de longitud de la cimentación. Utilice el método de área efectiva de Meyerhof.

Solución

Para $c' = 0$, la ecuación (16.23) da

$$q'_u = qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma' B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

donde $q = (16.5)(1.5) = 24.75 \text{ kN/m}^2$.

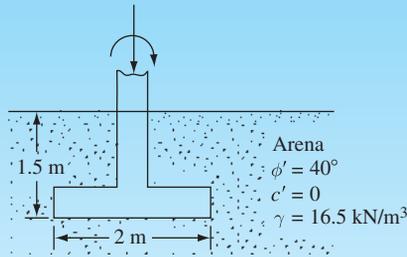


Figura 16.7 Cimentación continua con carga excéntrica

Para $\phi' = 40^\circ$, de la tabla 16.2 se tiene que $N_q = 64.2$ y $N_\gamma = 109.41$. Además,

$$B' = 2 - (2)(0.2) = 1.6 \text{ m}$$

Dado que la cimentación en cuestión es continua, B'/L' es cero. Por lo tanto, $F_{qs} = 1$, $F_{\gamma s} = 1$. De la tabla 16.3

$$F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{D_f}{B} = 1 + 0.214 \left(\frac{1.5}{2} \right) = 1.16$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

y

$$q'_u = (24.75) (64.2) (1) (1.16) (1) + \left(\frac{1}{2} \right) (16.5) (1.6) (109.41) (1) (1) (1) = 3287.39 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$Q_{\text{últ}} = (B') (1) (q'_u) = (1.6)(1)(3287.39) \approx \mathbf{5260 \text{ kN/m}}$$

16.8 Método del factor de reducción de la excentricidad de carga sobre cimentaciones continuas en un suelo granular

Purkayastha y Char (1977) llevaron a cabo análisis de la estabilidad de las *cimentaciones continuas* cargadas excéntricamente *soportadas por una capa de arena* utilizando el método de las rebanadas. Sobre la base de ese análisis, se propuso

$$R_k = 1 - \frac{q_{u(\text{excéntrica})}}{q_{u(\text{céntrica})}} \quad (16.26)$$

donde

R_k = factor de reducción

$q_{u(\text{excéntrica})}$ = capacidad de carga última de las cimentaciones continuas cargadas excéntricamente

$q_{u(\text{céntrica})}$ = capacidad de carga última de las cimentaciones continuas cargadas centralmente

La magnitud de R_k se puede expresar como

$$R_k = a \left(\frac{e}{B} \right)^k \quad (16.27)$$

Tabla 16.4 Variaciones de a y k [ecuación (16.27)]

D_f/B	a	k
0.00	1.862	0.73
0.25	1.811	0.785
0.50	1.754	0.80
1.00	1.820	0.888

donde a y k son funciones de la relación de empotramiento D_f/B (tabla 16.4).

Por lo tanto, combinando las ecuaciones (16.26) y (16.27)

$$q_{u(\text{excéntrica})} = q_{u(\text{céntrica})}(1 - R_k) = q_{u(\text{céntrica})} \left[1 - a \left(\frac{e}{B} \right)^k \right] \quad (16.28)$$

donde

$$q_{u(\text{céntrica})} = qN_q F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma d} \quad (16.29)$$

Ejemplo 16.5

Resuelva el ejemplo 16.4 usando la ecuación (16.28).

Solución

Con $c' = 0$

$$q_{u(\text{céntrica})} = qN_q F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma d}$$

Para $\phi' = 40^\circ$, $N_q = 64.2$ y $N_\gamma = 109.41$ (ver tabla 16.2). Así,

$$F_{qd} = 1.16 \text{ y } F_{\gamma d} = 1 \text{ (ver ejemplo 16.4)}$$

$$\begin{aligned} q_{u(\text{céntrica})} &= (24.75)(64.2)(1.16) + \frac{1}{2} (16.5)(2)(109.41)(1) \\ &= 1843.18 + 1805.27 = 3648.45 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

De la ecuación (16.27),

$$R_k = a \left(\frac{e}{B} \right)^k$$

Para $D_f/B = 1.5/2 = 0.75$ la tabla 16.2 tiene que $a \approx 1.79$ y $k \approx 0.85$. Por lo tanto,

$$R_k = 1.79 \left(\frac{0.2}{2} \right)^{0.85} = 0.253$$

$$\begin{aligned} Q_u &= Bq_{u(\text{excéntrica})} = Bq_{u(\text{céntrica})}(1 - R_k) \\ &= (2)(3648.45)(1 - 0.253) \approx \mathbf{5451 \text{ kN}} \end{aligned}$$

16.9 Cimentaciones con excentricidad bidireccional

Consideremos una situación en la que una cimentación se somete a una carga última $Q_{\text{últ}}$ vertical y un momento M , como se muestra en las figuras 16.8a y b. Para este caso, los componentes del momento, M , sobre los ejes X y Y se pueden determinar como M_x y M_y , respectivamente (figura 16.8c). Esta condición es equivalente a una $Q_{\text{últ}}$ carga colocada excéntrica sobre la cimentación con $x = e_B$ y $y = e_L$ (figura 16.8d). Se tiene que

$$e_B = \frac{M_y}{Q_{\text{últ}}} \tag{16.30}$$

y

$$e_L = \frac{M_x}{Q_{\text{últ}}} \tag{16.31}$$

Si se necesita $Q_{\text{últ}}$, se puede obtener de la siguiente manera [ecuación (16.24)]:

$$Q_{\text{últ}} = q'_u A'$$

donde, a partir de la ecuación (16.23),

$$q'_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

y

$$A' = \text{área efectiva} = B' L'$$

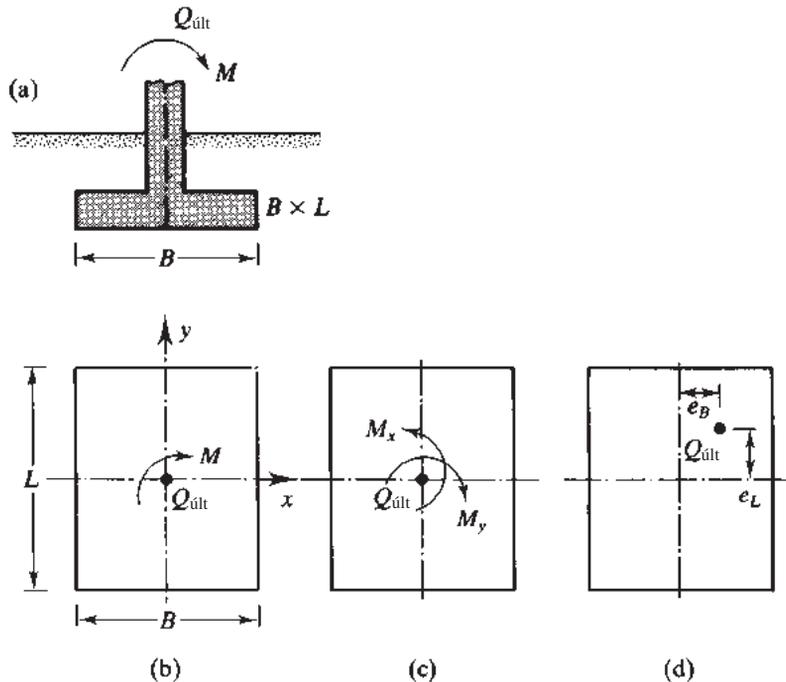


Figura 16.8 Análisis de la cimentación con excentricidad bidireccional

Como antes, para evaluar F_{cs} , F_{qs} y $F_{\gamma s}$ (tabla 16.3), se utilizan las dimensiones longitud (L') y ancho (B') efectivos en lugar de L y B , respectivamente. Para calcular F_{cd} , F_{qd} y $F_{\gamma d}$, se utiliza la tabla 16.3; sin embargo, no reemplazamos B con B' . Cuando se determinan el área efectiva (A'), el ancho efectivo (B') y la longitud efectiva (L'), pueden surgir cuatro casos posibles (Highter y Anders, 1985). El área efectiva es tal que su centroide coincide con la carga.

Caso I: $e_L/L \geq \frac{1}{6}$ y $e_B/B \geq \frac{1}{6}$. En la figura 16.9a se muestra el área efectiva para esta condición o

$$A' = \frac{1}{2} B_1 L_1 \quad (16.32)$$

donde

$$B_1 = B \left(1.5 - \frac{3e_B}{B} \right) \quad (16.33)$$

$$L_1 = L \left(1.5 - \frac{3e_L}{L} \right) \quad (16.34)$$

La longitud efectiva, L' , es la mayor de las dos dimensiones, es decir, B_1 o L_1 . Así que el ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L'} \quad (16.35)$$

Caso II: $e_L/L < 0.5$ y $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$. En la figura 16.9b se muestra el área efectiva para este caso

$$A' = \frac{1}{2} (L_1 + L_2) B \quad (16.36)$$

Las magnitudes de L_1 y L_2 se pueden determinar a partir de la figura 16.10. El ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L_1 \text{ o } L_2 \text{ (el que sea mayor)}} \quad (16.37)$$

La longitud efectiva es

$$L' = L_1 \text{ o } L_2 \text{ (el que sea mayor)} \quad (16.38)$$

Caso III: $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $0 < e_B/B < 0.5$. En la figura 16.9c se muestra el área efectiva

$$A' = \frac{1}{2} (B_1 + B_2) L \quad (16.39)$$

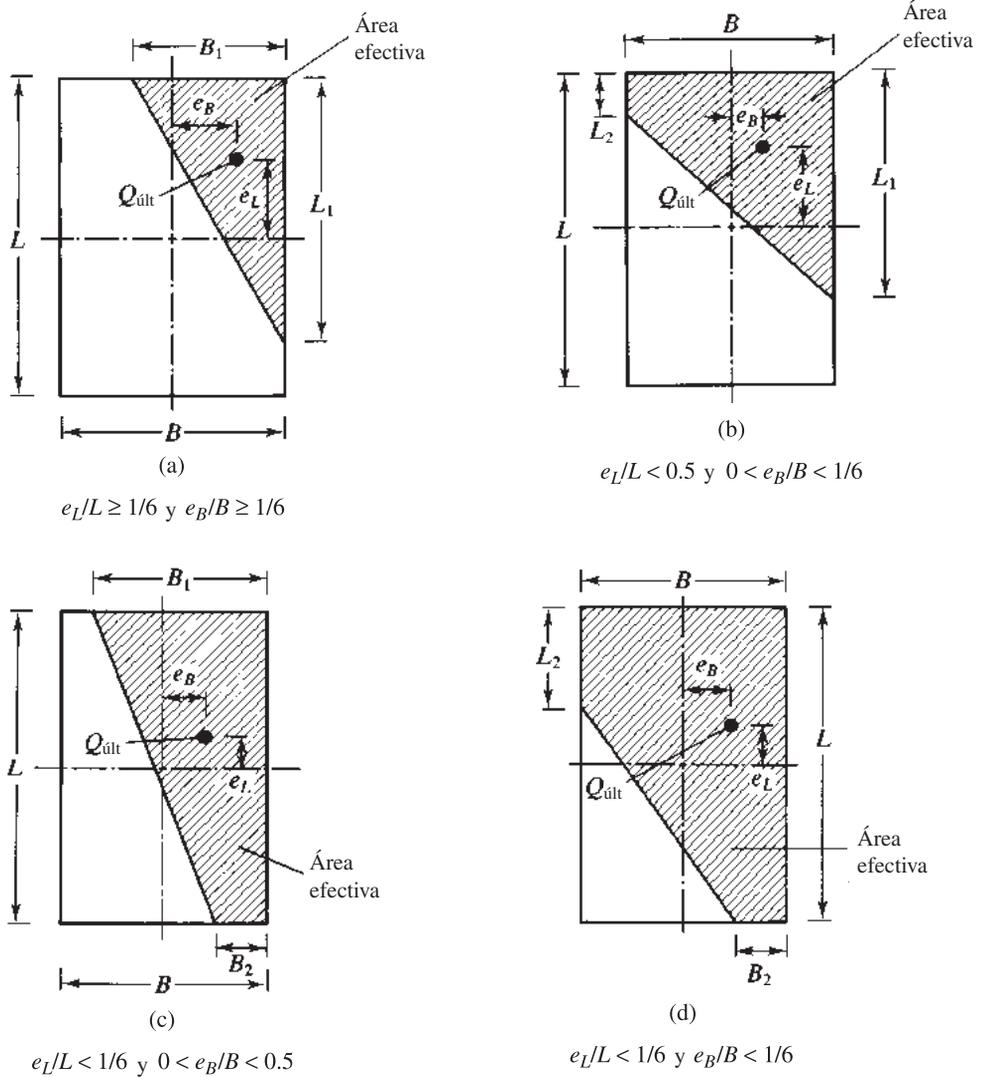


Figura 16.9 Definición del área efectiva para la carga sobre una cimentación con excentricidad bidireccional

El ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L} \tag{16.40}$$

La longitud efectiva es

$$L' = L \tag{16.41}$$

Las magnitudes de B_1 y B_2 se pueden determinar a partir de la figura 16.11.

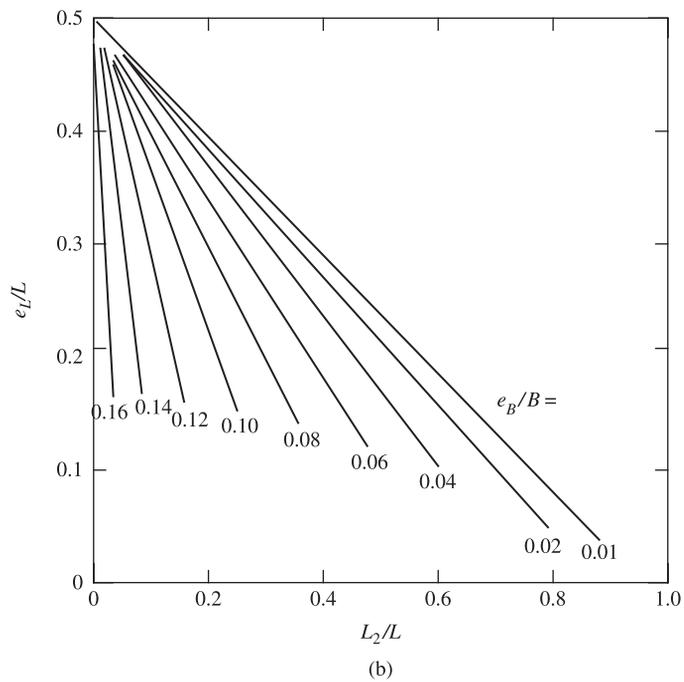
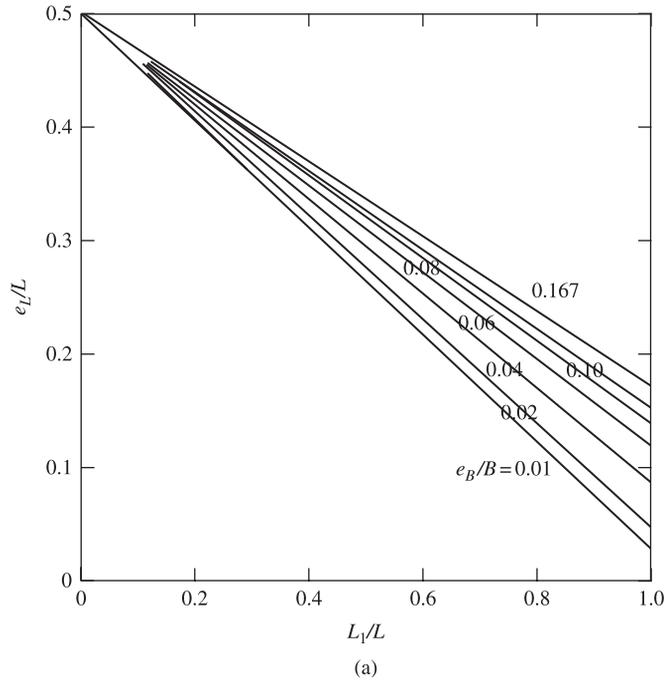


Figura 16.10 Variación de L_1/L y L_2/L con e_1/L y e_B/B para el caso de $e_1/L < 0.5$ y $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$ (Adaptado de Highter y Anders, 1985)

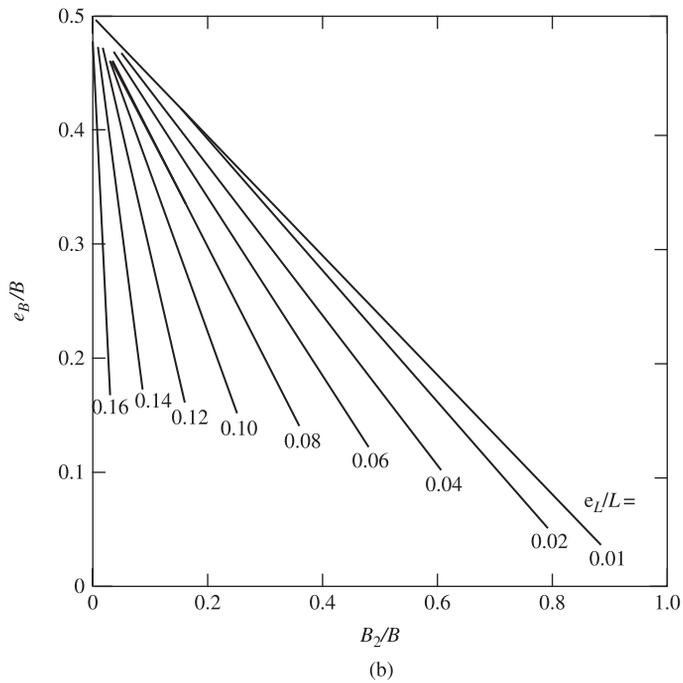
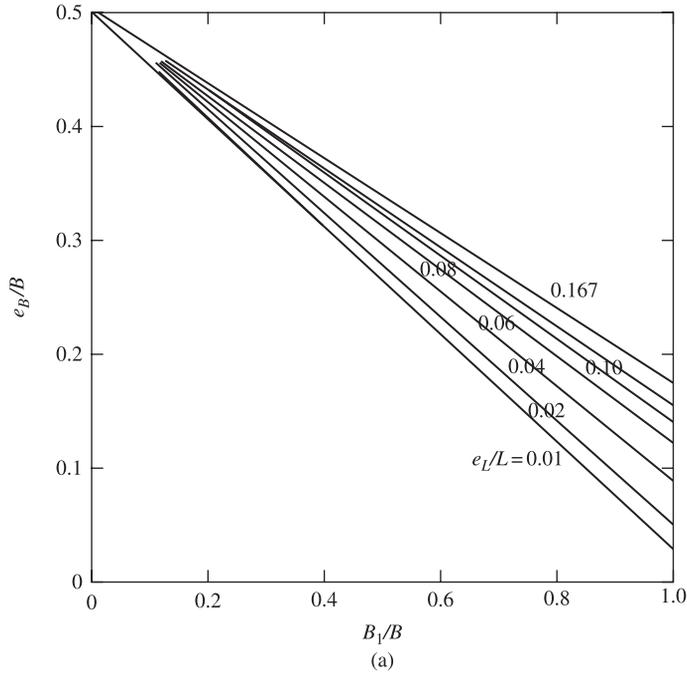


Figura 16.11 Variación de B_1/B y B_2/B con e_L/L y e_B/B para el caso de $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $0 < e_B/B < 0.5$ (Adaptado de Highter y Anders, 1985)

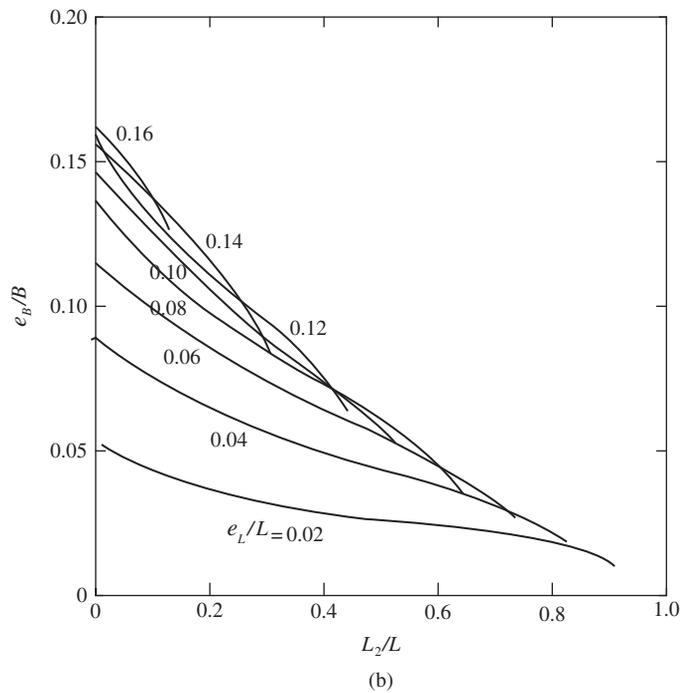
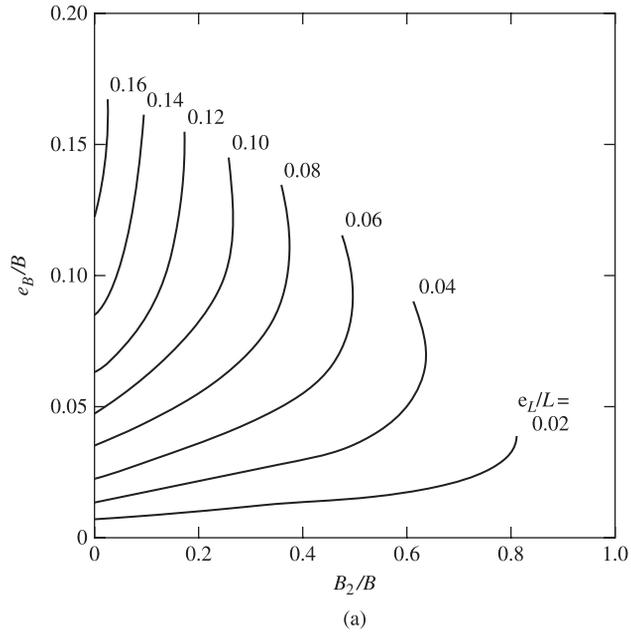


Figura 16.12 Variación de B_2/B y L_2/L con e_B/B y e_L/L para el caso de $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $e_B/B < \frac{1}{6}$ (Adaptado de Highter y Anders, 1985)

Caso IV: $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $e_B/B < \frac{1}{6}$. En la figura 16.9d se muestra el área efectiva para este caso. Las relaciones de B_2/B y L_2/L (y por tanto, B_2 y L_2) pueden obtenerse a partir de la figura 16.12. Entonces, el área efectiva es

$$A' = L_2 B + \frac{1}{2} (B + B_2) (L - L_2) \quad (16.42)$$

El ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L} \quad (16.43)$$

La longitud efectiva es

$$L' = L \quad (16.44)$$

Ejemplo 16.6

En la figura 16.13 se muestra una cimentación cuadrada, con $e_L = 0.3$ m y $e_B = 0.15$ m. Suponga excentricidad bidireccional y determine la carga última, $Q_{\text{últ}}$.

Solución

$$\frac{e_L}{L} = \frac{0.3}{1.5} = 0.2 \qquad \frac{e_B}{B} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1$$

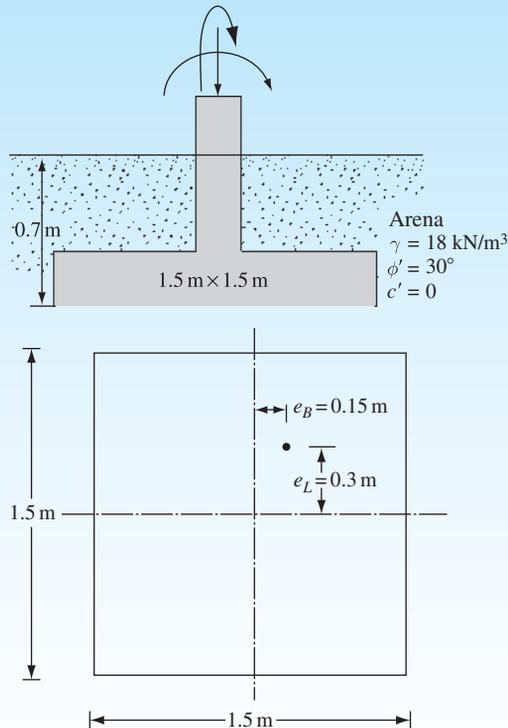


Figura 16.13

Este caso es similar al mostrado en la figura 16.9b. De la figura 16.10, para $e_L/L = 0.2$ y $e_B/B = 0.1$, se tiene

$$\frac{L_1}{L} \approx 0.85; \quad L_1 = (0.85)(1.5) = 1.275 \text{ m}$$

y

$$\frac{L_2}{L} \approx 0.21; \quad L_2 = (0.21)(1.5) = 0.315 \text{ m}$$

De la ecuación (16.36)

$$A' = \frac{1}{2}(L_1 + L_2)B = \frac{1}{2}(1.275 + 0.315)(1.5) = 1.193 \text{ m}^2$$

De la ecuación (16.38)

$$L' = L_1 = 1.275 \text{ m}$$

De la ecuación (16.37)

$$B' = \frac{A'}{L_1} = \frac{1.193}{1.275} = 0.936 \text{ m}$$

Note, de la ecuación (16.23), para $c' = 0$, se tiene

$$q'_u = qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

$$q = (0.7)(18) = 12.6 \text{ kN/m}^2$$

Para $\phi' = 30^\circ$, de la tabla 16.2, $N_q = 18.4$ y $N_\gamma = 22.4$. Así,

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\tan \phi' = 1 + \left(\frac{0.936}{1.275}\right)\tan 30^\circ = 1.424$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0.4\left(\frac{0.936}{1.275}\right) = 0.706$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{D_f}{B} = 1 + \frac{(0.289)(0.7)}{1.5} = 1.135$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Por lo tanto,

$$\begin{aligned} Q_{\text{últ}} &= A'q'_u = A' \left(qN_qF_{qs}F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d} \right) \\ &= (1.193)[(12.6)(18.4)(1.424)(1.135) + (0.5)(18)(0.936)(22.4)(0.706)(1)] \\ &= \mathbf{605.95 \text{ kN}} \end{aligned}$$

16.10 Losas de cimentación: tipos comunes

Como se discutió en la sección 16.1, las losas de cimentación son cimentaciones superficiales. Este tipo de cimentación, que se refiere a veces como *placa de cimentación*, es una base combinada que puede cubrir toda el área bajo una estructura soportando varias columnas y paredes. Las losas de cimentación a veces son las preferidas para los suelos que tienen baja capacidad de carga, pero tendrán que soportar columnas altas y/o muros de carga. Bajo ciertas condiciones, la extensión de las bases tendrían que cubrir más de la mitad del área de la construcción, y las losas de cimentación pueden ser más económicas. Actualmente se utilizan varios tipos de losas de cimentación. Algunos de los tipos más comunes se muestran esquemáticamente en la figura 16.14 y son los siguientes:

1. Placa plana (figura 16.14a). La losa es de espesor uniforme.
2. Placa plana con mayor espesor bajo las columnas (figura 16.14b)

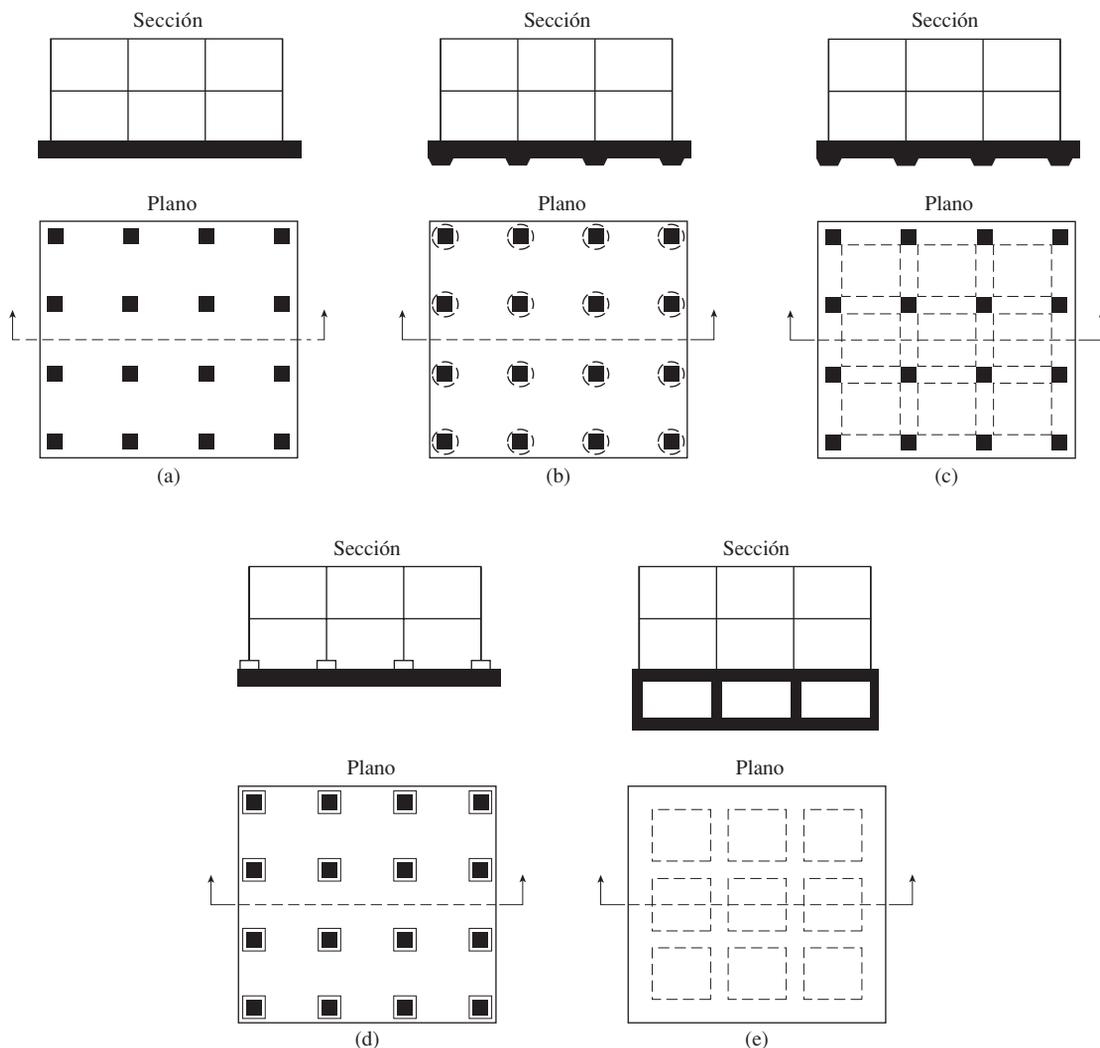


Figura 16.14 Tipos comunes de losas de cimentación

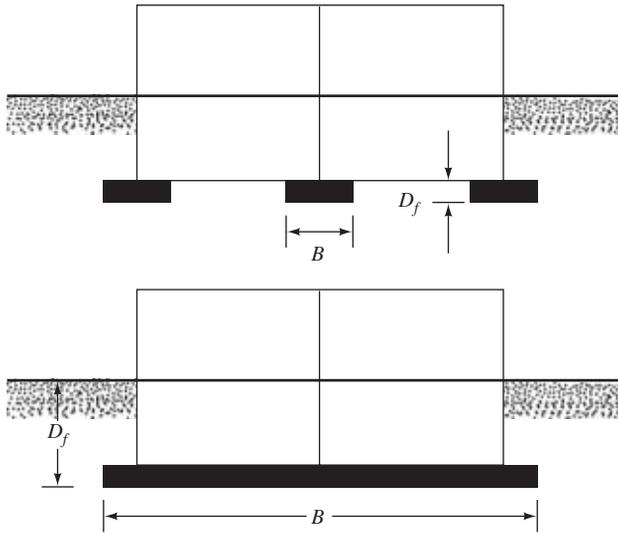


Figura 16.15 Comparación entre cimientos aislados y una losa de cimentación ($B =$ ancho, $D_f =$ profundidad)

3. Vigas y losa (figura 16.14c). Las vigas corren en ambas direcciones y las columnas se localizan en la intersección de las vigas.
4. Placas planas con pedestales (figura 16.14d).
5. Losa con muros de sótano como parte de la placa (figura 16.14e). Los muros actúan como refuerzos de la losa.

Las losas pueden estar sostenidas por pilotes. Éstos ayudan en la reducción del asentamiento de una estructura construida sobre suelo altamente compresible. Donde el nivel freático es alto, a menudo las losas se colocan sobre los pilotes para controlar la flotabilidad.

La figura 16.15 muestra la diferencia entre la profundidad D_f y la anchura B de cimientos aislados y de una losa de cimentación. La figura 16.16 muestra una losa de cimentación en construcción.

16.11 Capacidad de carga de una malla de cimentación

La *capacidad de carga última bruta* de una malla de cimentación puede ser determinada por la misma ecuación utilizada para zapatas, o

$$q_u = c'N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (16.9)$$

Las tablas 16.2 y 16.3 dan los valores propios de los factores de capacidad de carga y la forma, profundidad y factores de inclinación de la carga. El término B en la ecuación (16.9) es la dimensión más pequeña de la malla.

La *capacidad neta de carga última* es

$$q_{\text{net}(u)} = q_u - q \quad (16.10)$$

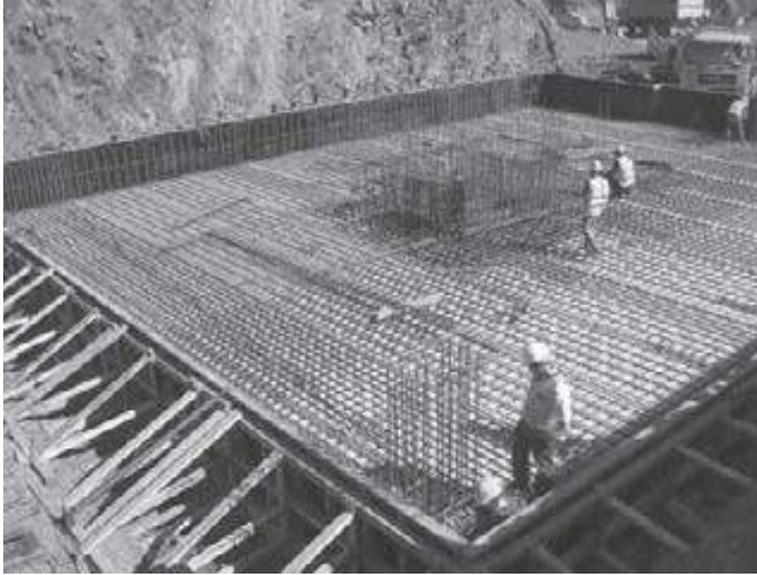


Figura 16.16 Losa de cimentación en construcción (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)

Un factor de seguridad adecuado debe utilizarse para calcular la capacidad de carga *admisibile* neta. Para losas sobre arcilla, el factor de seguridad no debe ser inferior a 3 bajo carga muerta y carga máxima en vivo. Sin embargo, bajo las condiciones más extremas, el factor de seguridad debe ser de al menos 1.75 a 2. Para losas construidas sobre arena, normalmente se debe utilizar un factor de seguridad de 3. Bajo la mayoría de las condiciones de trabajo, el factor de seguridad contra fallas de capacidad de carga de losas en la arena es muy grande.

Para arcillas saturadas con $\phi = 0$ y condición de carga vertical, ecuación (16.9), se tiene

$$q_u = c_u N_c F_{cs} F_{cd} + q \quad (16.45)$$

donde c_u = cohesión no drenada. (Nota: $N_c = 5.14$, $N_q = 1$ y $N_\gamma = 0$.) De la tabla 16.3, para $\phi = 0$,

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{1}{5.14}\right) = 1 + \frac{0.195B}{L}$$

y

$$F_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

Sustituyendo los factores de forma y profundidad anteriores en la ecuación (16.45) se obtiene

$$q_u = 5.14c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L}\right) \left(1 + 0.4\frac{D_f}{B}\right) + q \quad (16.46)$$

Por lo tanto, la capacidad última de carga es

$$q_{\text{neta}(u)} = q_u - q = 5.14c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L} \right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \right) \quad (16.47)$$

Para $FS = 3$, la capacidad de carga neta admisible del suelo se vuelve

$$q_{\text{adm(neta)}} = \frac{q_{\text{neta}(u)}}{FS} = 1.713c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L} \right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \right) \quad (16.48)$$

Ejemplo 16.7

Determine la capacidad última de carga neta de una losa de cimentación que mide $12 \text{ m} \times 8 \text{ m}$ sobre una arcilla saturada con $c_u = 80 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 0$ y $D_f = 2 \text{ m}$.

Solución

De la ecuación (16.47) se tiene

$$\begin{aligned} q_{\text{neta}(u)} &= 5.14c_u \left[1 + \left(\frac{0.195B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right) \right] \\ &= (5.14)(80) \left[1 + \left(\frac{0.195 \times 8}{12} \right) \right] \left[1 + 0.4 \left(\frac{2}{8} \right) \right] \\ &= \mathbf{512 \text{ kN/m}^2} \end{aligned}$$

16.12 Cimentaciones compensadas

El asentamiento de una losa de cimentación puede reducirse disminuyendo el incremento de presión neta sobre el suelo y aumentando la profundidad de empotramiento, D_f . Este aumento es particularmente importante para las losas sobre arcillas blandas, donde se esperan grandes asentamientos de consolidación. De la figura 16.17, la presión aplicada neta promedio sobre el suelo puede darse como

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f \quad (16.49)$$

donde

Q = carga muerta de la estructura y carga viva
 A = área de la losa

Para no aumentar la presión neta del suelo sobre el terreno debajo de una losa de cimentación, q debe ser 0. Por lo tanto,

$$D_f = \frac{Q}{A\gamma} \quad (16.50)$$

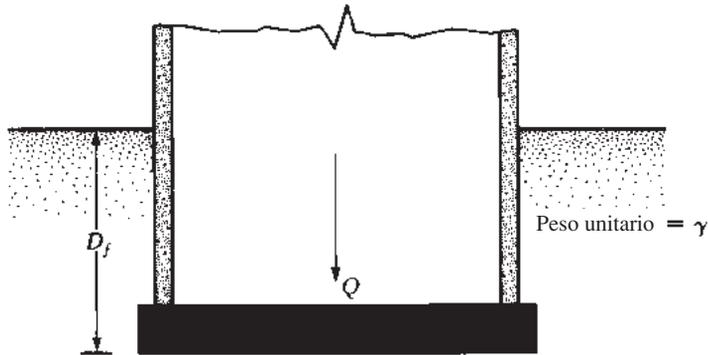


Figura 16.17 Definición de la presión neta sobre un suelo causada por una losa de cimentación

Esta relación de D_f normalmente se conoce como la profundidad de empotramiento de una *cimentación totalmente compensada*.

El factor de seguridad contra fallas de capacidad de carga para las cimentaciones parcialmente compensadas (es decir, $D_f < Q/A\gamma$) puede darse como

$$FS = \frac{q_{\text{net}(u)}}{q} = \frac{q_{\text{net}(u)}}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f} \quad (16.51)$$

Para arcillas saturadas, el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga se puede obtener mediante la sustitución de la ecuación (16.47) en la ecuación (16.51):

$$FS = \frac{5.14c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L}\right) \left(1 + 0.4\frac{D_f}{B}\right)}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f} \quad (16.52)$$

Ejemplo 16.8

Consulte la figura 16.17. La losa tiene dimensiones de $40 \text{ m} \times 20 \text{ m}$, y la carga viva y carga muerta sobre la losa son 200 MN . Ésta se coloca sobre una capa de arcilla blanda que tiene una unidad de peso de 17.5 kN/m^3 . Encuentre D_f para una cimentación totalmente compensada.

Solución

De la ecuación (16.50), se tiene

$$D_f = \frac{Q}{A\gamma} = \frac{200 \times 10^3 \text{ kN}}{(40 \times 20)(17.5)} = \mathbf{14.29 \text{ m}}$$

Ejemplo 16.9

Consulte el ejemplo 16.8. Para la arcilla, $c_u = 60 \text{ kN/m}^2$. Si el factor requerido de seguridad contra fallas de capacidad de carga es 3, determine la profundidad de la cimentación.

Solución

De la ecuación (16.52), tenemos

$$FS = \frac{5.14c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L}\right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B}\right)}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f}$$

Aquí, $FS = 3$, $c_u = 60 \text{ kN/m}^2$, $B/L = 20/40 = 0.5$ y $Q/A = (200 \times 10^3)/(40 \times 20) = 250 \text{ kN/m}^2$. Sustituyendo estos valores en la ecuación (16.52) se obtiene

$$3 = \frac{(5.14)(60)[1 + (0.195)(0.5)] \left[1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{20}\right)\right]}{250 - (17.5)D_f}$$

$$750 - 52.5D_f = 338.47 + 6.77D_f$$

$$411.53 = 59.27D_f$$

o

$$D_f \approx 6.9 \text{ m}$$

16.13 Resumen

Los siguientes son los temas más importantes que han sido discutidos en este capítulo.

1. La zapata corrida y losa de cimentación (placa) son cimentaciones poco profundas.
2. En función de la compactación del suelo que soporta una zapata corrida con una carga última, la cimentación puede fallar por (a) falla de corte general, (b) falla de corte local o (c) falla de corte de perforación.
3. La capacidad última de carga de una cimentación poco profunda se puede calcular mediante el uso de las ecuaciones (16.3) a (16.5) y (16.9).
4. Se necesitan algunas modificaciones menores en las ecuaciones de capacidad última de carga si el nivel freático se encuentra muy cerca del fondo de la cimentación (sección 16.5).
5. La capacidad última y de carga admisible de una cimentación cargada de forma excéntrica se puede estimar por el método de área efectiva (secciones 16.7 y 16.9).
6. Las losas de cimentación pueden ser de varios tipos, como placa plana; placa plana con mayor espesor bajo las columnas, vigas y losas; placa plana con pedestales, y losa con muros de sótano, como parte de la placa.
7. La capacidad última de carga de una losa de cimentación se puede obtener mediante el uso de la ecuación (16.9) (véase la sección 16.11).
8. Una losa de cimentación totalmente compensada es aquella en la que el aumento neto de la presión del suelo por debajo de la losa es cero (sección 16.12).

Problemas

16.1 En los siguientes casos, determine la capacidad vertical de carga bruta admisible de la cimentación. Utilice la ecuación de Terzaghi y suponga falla de corte general en el suelo. Utilice $FS = 4$.

Parte	B	D_f	ϕ'	c'	γ	Tipo de cimentación
a.	1.22 m	0.91 m	25°	28.75 kN/m ²	17.29 kN/m ³	Continua
b.	2 m	1 m	30°	0	17 kN/m ³	Continua
c.	3 m	2 m	30°	0	16.5 kN/m ³	Cuadrada

16.2 Una columna cuadrada de cimentación tiene que sostener una carga bruta admisible de 1805 kN ($FS = 3$). Dado: $D_f = 1.5$ m, $\gamma = 15.9$ kN/m³, $\phi' = 34^\circ$ y $c' = 0$. Utilice la ecuación de Terzaghi para determinar el tamaño de la cimentación (B).

16.3 Utilice la ecuación general de capacidad carga [ecuación (16.9)] para resolver lo siguiente:

- a. Problema 16.1a
- b. Problema 16.1b
- c. Problema 16.1c

16.4 La carga aplicada sobre una cimentación cuadrada poco profunda forma un ángulo de 15° con la vertical. Dado: $B = 1.83$ m, $D_f = 0.91$ m, $\gamma = 18.08$ kN/m³, $\phi' = 25^\circ$ y $c' = 23.96$ kN/m². Utilice $FS = 4$ y determine la carga bruta admisible. Utilice la ecuación (16.9).

16.5 Una columna de cimentación (figura 16.18) es de 3 m \times 2 m en el plano. Dado: $D_f = 1.5$ m, $\phi' = 25^\circ$, $c' = 70$ kN/m². Usando la ecuación (16.9) y $FS = 3$, determine la carga neta admisible [véase la ecuación (16.16)] que la fundación podría sostener.

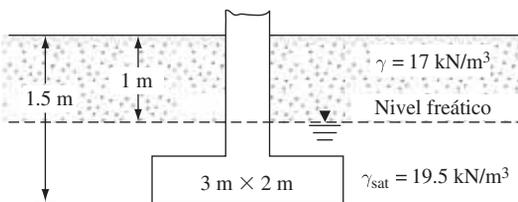


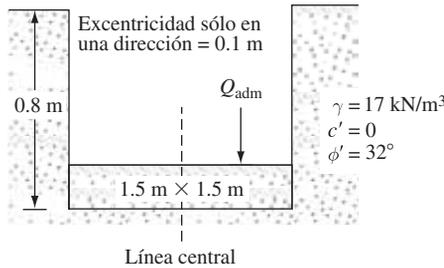
Figura 16.18

16.6 Para una cimentación cuadrada, esto es, $B \times B$ en el plano, $D_f = 2$ m, carga admisible bruta vertical, $Q_{adm} = 3330$ kN, $\gamma = 16.5$ kN/m³, $\phi' = 30^\circ$, $c' = 0$ y $FS = 4$. Determine el tamaño de la base. Utilice la ecuación (16.9).

16.7 En la figura 16.19 se muestra una cimentación cargada de forma excéntrica. Utilice $FS = 4$ y determine la carga máxima admisible que la cimentación puede soportar. Utilice el método de área efectiva de Meyerhof.

16.8 Para una cimentación continua cargada excéntricamente sobre la arena, dada $B = 1.8$ m, $D_f = 0.9$ m, $e/B = 0.12$ (excentricidad en una dirección), $\gamma = 16$ kN/m³ y $\phi' = 35^\circ$. Utilizando el método de factor de reducción, estime la carga última por unidad de longitud de la cimentación.

16.9 La cimentación superficial que se muestra en la figura 16.8 mide 1.2 m \times 1.8 m y se somete a una carga centrada y un momento. Si $e_B = 0.12$ m, $e_L = 0.36$ m y la profundidad de la cimentación es de 1 m, determine la carga admisible que la cimentación

**Figura 16.19**

puede soportar. Utilice un factor de seguridad de 3. Para el suelo, se nos dice que el peso unitario $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, el ángulo de fricción $\phi' = 35^\circ$ y la cohesión $c' = 0$.

- 16.10** Una losa de cimentación que mide $14 \text{ m} \times 9 \text{ m}$ debe ser construida sobre una arcilla saturada. Para la arcilla, $c_u = 93 \text{ kN/m}^2$ y $\phi = 0$. La profundidad, D_f , para la losa de cimentación es 2 m. Determine la capacidad última de carga neta.
- 16.11** Repita el problema 16.10 con lo siguiente:
- Losa de cimentación: $B = 8 \text{ m}$, $L = 20 \text{ m}$ y $D_f = 2 \text{ m}$
 - Arcilla: $\phi = 0$ y $c_u = 130 \text{ kN/m}^2$
- 16.12** Considere una losa de cimentación con dimensiones de $18 \text{ m} \times 12 \text{ m}$. La carga muerta y viva combinada sobre la losa es 44.5 MN . La losa será colocada sobre una arcilla con $c_u = 40.7 \text{ kN/m}^2$ y $\gamma = 17.6 \text{ kN/m}^3$. Encuentre la profundidad, D_f , de la losa para una cimentación completamente compensada.
- 16.13** Para la losa en el problema 16.12, ¿cuál será la profundidad, D_f , de la losa para $FS = 3$ contra la falla de la capacidad de carga?

Referencias

- CAQUOT, A., and KERISEL, J. (1953). "Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulverulent," *Proceedings*, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich, Vol. I, 336–337.
- DE BEER, E. E. (1970). "Experimental Determination of the Shape Factors and Bearing Capacity Factors of Sand," *Geotechnique*, Vol. 20, No. 4, 387–411.
- HANNA, A. M., and MEYERHOF, G. G. (1981). "Experimental Evaluation of Bearing Capacity of Footings Subjected to Inclined Loads," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 18, No. 4, 599–603.
- HANSEN, J. B. (1970). "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity," Danish Geotechnical Institute, *Bulletin* 28, Copenhagen.
- HIGHTER, W. H., and ANDERS, J. C. (1985). "Dimensioning Footings Subjected to Eccentric Loads," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 111, No. GT5, 659–665.
- KUMBHOJKAR, A. S. (1993). "Numerical Evaluation of Terzaghi's N," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 119, No. 3, 598–607.
- MEYERHOF, G. G. (1953). "The Bearing Capacity of Foundations Under Eccentric and Inclined Loads," *Proceedings*, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich, Vol. 1, 440–445.
- MEYERHOF, G. G. (1963). "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 1, No. 1, 16–26.

- PRANDTL, L. (1921). "über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden," *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik*, Vol. 1, No. 1, 15–20.
- PURKAYASTHA, R. D., and CHAR, R. A. N. (1977). "Stability Analysis of Eccentrically Loaded Footings," *Journal of Geotechnical Engineering Div.*, ASCE, Vol. 103, No. 6, pp. 647–651.
- REISSNER, H. (1924). "Zum Erddruckproblem," *Proceedings*, First International Congress of Applied Mechanics, Delft, 295–311.
- TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York.
- VESIC, A. S. (1963). "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand," *Highway Research Record No. 39*, National Academy of Sciences, 112–153.
- VESIC, A. S. (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM1, 45–73.

Pilotes de cimentación

18.1 Introducción

Los pilotes son elementos estructurales de acero, concreto y madera. En contraste con las zapatas continuas y losas de cimentación que son cimentaciones poco profundas (capítulos 16 y 17), los pilotes de cimentación se consideran para cimentaciones profundas y más costosas. A pesar del costo, el uso de pilotes es a menudo necesario para garantizar la seguridad estructural. En este capítulo vamos a discutir:

- Diferentes tipos de pilotes y sus características estructurales
- Instalación de los pilotes
- Capacidad de carga de los pilotes
- Asentamiento elástico y consolidación de los pilotes

18.2 Necesidad de los pilotes de cimentación

Los pilotes de cimentación son necesarios en circunstancias especiales. Las siguientes son algunas situaciones en las que los pilotes pueden ser considerados para la construcción de una cimentación.

1. Cuando la(s) capa(s) superior(es) del suelo es (son) altamente compresible(s) y demasiado débil(es) para soportar la carga transmitida por la superestructura, los pilotes se utilizan para transmitir la carga al lecho de roca subyacente o una capa de suelo más fuerte, como se muestra en la figura 18.1a. Cuando no se encuentra lecho de roca a una profundidad razonable, los pilotes se utilizan para transmitir gradualmente la carga estructural al suelo. La resistencia a la carga estructural aplicada se deriva principalmente de la resistencia de fricción desarrollada en la interfase suelo-pilote (figura 18.1b).
2. Cuando se someten a fuerzas horizontales (véase la figura 18.1c), los pilotes resisten flexionándose sin dejar de soportar la carga vertical transmitida por la superestructura. Esta situación se encuentra generalmente en el diseño y construcción de estructuras para la retención de tierra y cimentaciones de las estructuras altas que están sometidas a fuertes vientos y/o fuerzas sísmicas.

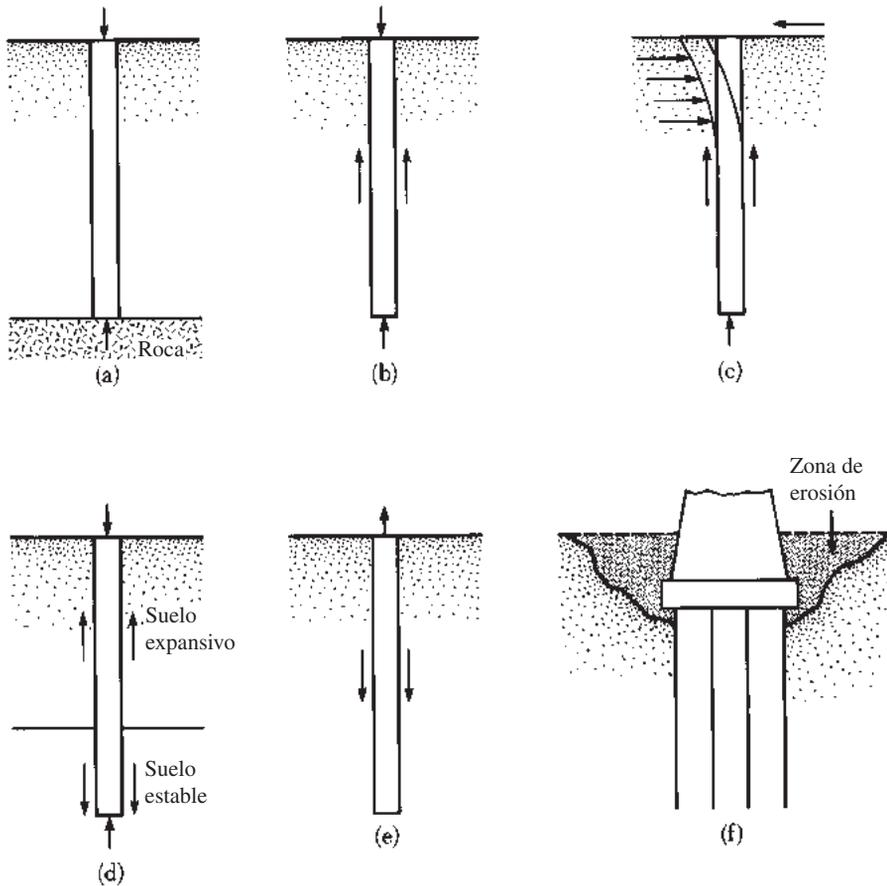


Figura 18.1 Condiciones para el uso de pilotes de cimentación

- En muchos casos los suelos en el sitio propuesto para una estructura pueden ser expansivos y colapsables. Estos suelos pueden extenderse a una gran profundidad. Los suelos expansivos se hinchan y se contraen a medida que aumenta y disminuye el contenido de humedad, y la presión de abultamiento de estos suelos puede ser considerable. Si se utilizan cimentaciones de poca profundidad, la estructura puede sufrir daños importantes. Sin embargo, los pilotes de cimentación se pueden considerar como una alternativa cuando se extienden más allá de la zona activa, que se hincha y se contrae (figura 18.1d). Los suelos como el loess son colapsables. Cuando el contenido de humedad de estos suelos se incrementa, sus estructuras pueden romperse. Una disminución repentina de la relación de vacíos del suelo induce grandes asentamientos de estructuras soportadas por cimentaciones superficiales. En tales casos, se pueden usar pilotes de cimentación, que se extienden dentro de capas de suelo estables más allá de la zona de posible cambio de humedad.
- Los cimientos de algunas estructuras, como las torres de transmisión, plataformas marinas y las losas del sótano por debajo del nivel freático, se someten a fuerzas de elevación. Los pilotes se utilizan a veces para que estas cimentaciones resistan la fuerza de elevación (figura 18.1e).
- Los contrafuertes de los puentes y muelles suelen ser construidos sobre pilotes para evitar la posible pérdida de la capacidad de carga que una cimentación poco profunda podría sufrir a causa de la erosión del suelo en la superficie del terreno (figura 18.1f).

A pesar de que se han llevado a cabo numerosas investigaciones, tanto teóricas como experimentales, para predecir el comportamiento y la capacidad de carga de los pilotes en suelos granulares y cohesivos, los mecanismos no están aún del todo entendidos y nunca podrán ser claros. El diseño de los pilotes de cimentación puede ser considerado algo así como un “arte”, debido a las incertidumbres involucradas en el trabajo con algunas condiciones del subsuelo.

18.3 Tipos de pilotes y sus características estructurales

En trabajos de construcción se utilizan diferentes tipos de pilotes dependiendo del tipo de carga soportada, las condiciones del subsuelo y el nivel freático. Los pilotes se pueden dividir en las siguientes categorías: (a) pilotes de acero, (b) pilotes de concreto, (c) pilotes de madera (madera) y (d) pilotes compuestos.

Pilotes de acero

Los *pilotes de acero* por lo general son *pilotes* o *tubos de acero laminado de sección H*. Los tubos se pueden clavar en el suelo con sus extremos abiertos o cerrados. También se pueden usar como pilotes vigas de acero de ala ancha y de sección en I; sin embargo, los pilotes de sección H suelen preferirse debido a que sus espesores del alma y el ala son iguales. En las vigas de ala ancha y de sección I, los espesores del alma son más pequeños que los grosores del ala. La tabla 18.1 indica las dimensiones de algunos pilotes de acero de sección H estándar que se utilizan en Estados Unidos. La tabla 18.2 muestra una selección de secciones de tubería que se utilizan con frecuencia como pilotes. En muchos casos los tubos se llenan con concreto después de que se clavan.

Cuando es necesario los pilotes de acero son empalmados por soldadura o por remachado. La figura 18.2a muestra un empalme por soldadura típica para un pilote H. Un empalme por soldadura típica para un tubo se muestra en la figura 18.2b. La figura 18.2c muestra un diagrama de corte y empalme de un pilote H por medio de remaches o pernos.

Cuando se espera que las condiciones de excavación sean difíciles, tales como excavar a través de grava densa, pizarra y roca blanda, los pilotes de acero pueden ser equipados con puntas de excavación o zapatas. Las figuras 18.2d y e son diagramas de dos tipos de zapata utilizados para los pilotes de tubería.

A continuación algunos datos generales sobre los pilotes de acero.

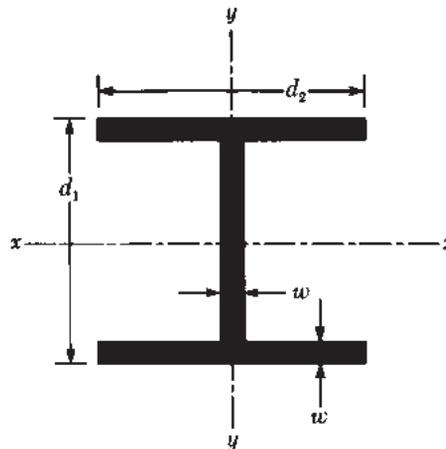
Longitud habitual:	15 m-60 m
Carga habitual:	300 kN-1200 kN
Ventajas:	<ol style="list-style-type: none"> Fáciles de manejar con respecto al punto de corte y la extensión a la longitud deseada Pueden soportar altos esfuerzos de excavación Pueden penetrar capas duras, como grava densa, roca blanda Alta capacidad de carga
Desventajas:	<ol style="list-style-type: none"> Material relativamente costoso Alto nivel de ruido durante el clavado de pilotes Sujetos a la corrosión Los pilotes H se pueden dañar o desviar de la vertical durante la excavación a través de capas duras o más allá de grandes obstrucciones

Pilotes de concreto

Los *pilotes de concreto* se pueden dividir en dos tipos básicos: pilotes prefabricados y pilotes fabricados *in situ*. Los *pilotes prefabricados* se pueden preparar utilizando el refuerzo ordinario y pueden

Tabla 18.1 Secciones típicas de los pilotes H utilizados en Estados Unidos

Denominación, tamaño (mm) × peso (kN/m)	Profundidad, d_1 (mm)	Área de sección ($m^2 \times 10^{-3}$)	Espesor de ala y alma, w (mm)	Ancho de ala (mm)	Momento de inercia ($m^4 \times 10^{-6}$)	
					I_{xx}	I_{yy}
HP 200 × 0.52	204	6.84	11.3	207	49.4	16.8
HP 250 × 0.834	254	10.8	14.4	260	123	42
× 0.608	246	8.0	10.6	256	87.5	24
HP 310 × 1.226	312	15.9	17.5	312	271	89
× 1.079	308	14.1	15.5	310	237	77.5
× 0.912	303	11.9	13.1	308	197	63.7
× 0.775	299	10.0	11.1	306	164	62.9
HP 330 × 1.462	334	19.0	19.5	335	370	123
× 1.264	329	16.5	16.9	333	314	104
× 1.069	324	13.9	14.5	330	263	86
× 0.873	319	11.3	11.7	328	210	69
HP 360 × 1.707	361	22.2	20.5	378	508	184
× 1.491	356	19.4	17.9	376	437	158
× 1.295	351	16.8	15.6	373	374	136
× 1.060	346	13.8	12.8	371	303	109



ser cuadrados u octagonales en su sección transversal (figura 18.3). El refuerzo se proporciona para permitir al pilote resistir el momento de flexión desarrollado durante la recolección y el transporte, la carga vertical y el momento de flexión provocado por la carga de flexión lateral. Los pilotes se moldean a las longitudes deseadas y se curan antes de ser transportados a los lugares de trabajo.

Los pilotes prefabricados también pueden ser pretensados mediante el uso de cables de acero de alta resistencia pretensados. La resistencia máxima de estos cables de acero es de aproximadamente 1800 MN/m^2 . Durante el moldeo de los pilotes los cables están pretensados de 900 hasta 1300 MN/m^2 y se vierte concreto alrededor de ellos. Después del curado los cables se cortan, produciendo de este modo una fuerza de compresión sobre la sección del pilote. La tabla 18.3 ofrece información adicional sobre pilotes de concreto pretensado con secciones transversales cuadradas y octagonales.

Tabla 18.2 Secciones de tubos seleccionados como pilotes

Diámetro exterior (mm)	Espesor de pared (mm)	Superficie de acero (cm ²)	Diámetro exterior (mm)	Espesor de pared (mm)	Superficie de acero (cm ²)
219	3.17	21.5	457	5.56	80
	4.78	32.1		6.35	90
	5.56	37.3		7.92	112
	7.92	52.7		508	5.56
254	4.78	37.5	6.35		100
	5.56	43.6	7.92		125
	6.35	49.4	610	6.35	121
305	4.78	44.9		7.92	150
	5.56	52.3		9.53	179
	6.35	59.7	12.70	238	
406	4.78	60.3			
	5.56	70.1			
	6.35	79.8			

Los detalles generales de los pilotes de concreto prefabricados son los siguientes:

- Longitud habitual: 10 m-15 m
- Carga habitual: 300 kN-3000 kN
- Ventajas:
 - a. Pueden ser sometidos a excavaciones difíciles
 - b. Resistentes a la corrosión
 - c. Se pueden combinar fácilmente con la superestructura de concreto
- Desventajas:
 - a. Difíciles de lograr el corte adecuado
 - b. Difíciles de transportar

Los detalles generales acerca de los pilotes prefabricados pretensados son los siguientes:

- Longitud habitual: 10 m-45 m
- Extensión máxima: 60 m
- Carga máxima: 7500 kN-8500 kN

Las ventajas y desventajas son las mismas que en el caso de los pilotes prefabricados.

Los pilotes *fabricados in-situ* o *colados en el lugar* se construyen haciendo un agujero en el suelo que luego se llena con concreto. Actualmente en la construcción se utilizan varios tipos de pilotes de concreto fabricados en el lugar, y la mayoría de ellos han sido patentados por sus fabricantes. Estos pilotes se pueden dividir en dos grandes categorías: entubados y sin entubar. Ambos tipos pueden tener un pedestal en la parte inferior.

Los *pilotes entubados* son hechos mediante la inserción de un revestimiento de acero en el suelo con la ayuda de un mandril colocado dentro de la carcasa. Cuando el pilote alcanza la profundidad adecuada se retira el mandril y la carcasa se rellena con concreto. Las figuras 18.4a, b, c y d muestran algunos ejemplos de pilotes entubados sin un pedestal. La figura 18.4e muestra un pilote revestido con un pedestal. El pedestal es un bulbo de concreto expandido que se forma al dejar caer un martillo sobre él cuando está fresco.

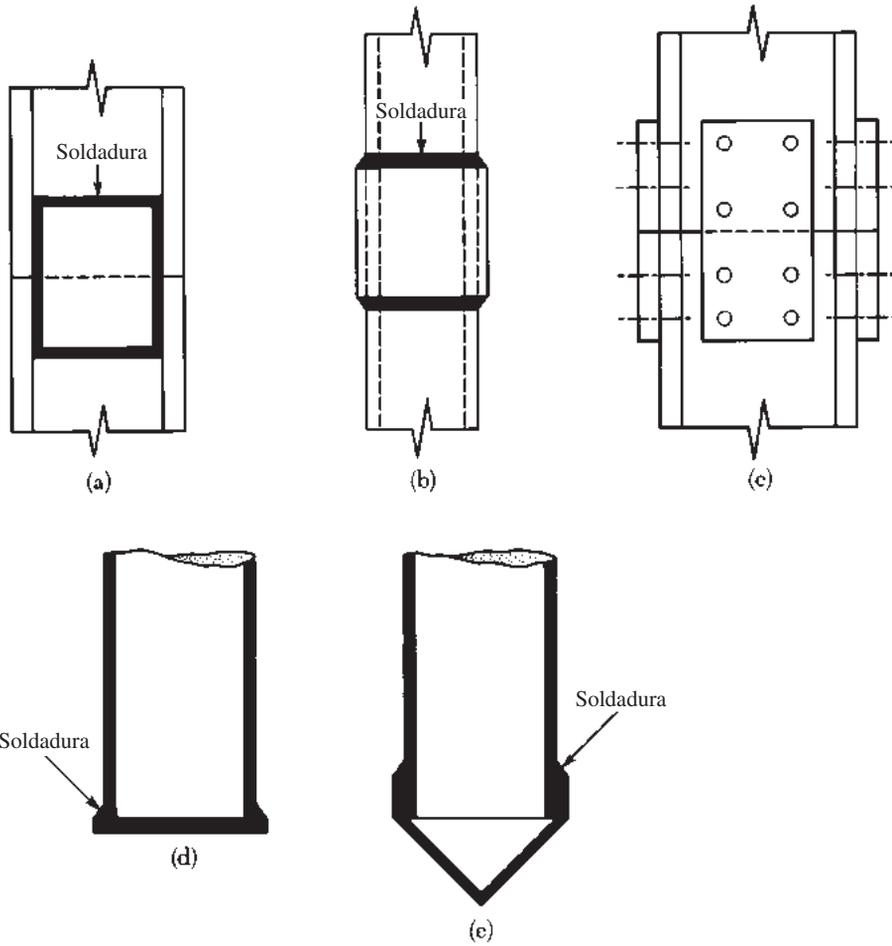


Figura 18.2 Pilotes de acero: (a) de empalme de un pilote H mediante soldadura; (b) corte y empalme de un pilote de tubos por soldadura; (c) de empalme de un pilote H por medio de remaches o pernos; (d) punta plana de excavación del pilote de tubos; (e) punta cónica de excavación del pilote de tubos

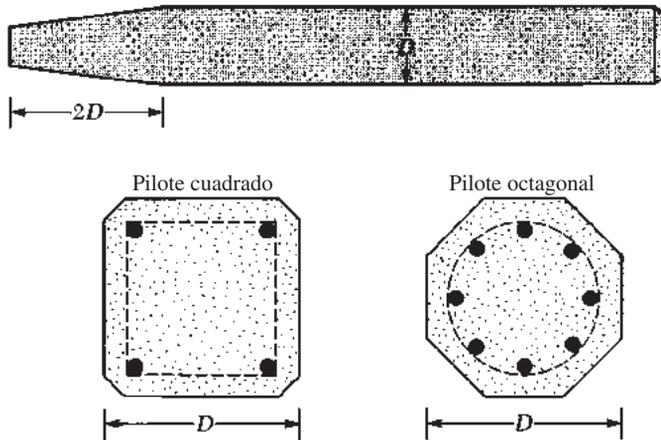


Figura 18.3 Pilotes prefabricados con refuerzo ordinario

Tabla 18.3 Pilotes de concreto pretensados típicos

Forma del pilote*	D (mm)	Área de la sección transversal (cm ²)	Perímetro (mm)	Número de hilos		Fuerza mínima de pretensado (kN)	Módulo de sección (m ³ × 10 ⁻³)	Diseño de la capacidad de carga (kN)	
				12.7 mm diámetro	11.1 mm diámetro			Resistencia del concreto (MN/m ²)	
								34.5	41.4
S	254	645	1016	4	4	312	2.737	556	778
O	254	536	838	4	4	258	1.786	462	555
S	305	929	1219	5	6	449	4.719	801	962
O	305	768	1016	4	5	369	3.097	662	795
S	356	1265	1422	6	8	610	7.489	1091	1310
O	356	1045	1168	5	7	503	4.916	901	1082
S	406	1652	1626	8	11	796	11.192	1425	1710
O	406	1368	1346	7	9	658	7.341	1180	1416
S	457	2090	1829	10	13	1010	15.928	1803	2163
O	457	1729	1524	8	11	836	10.455	1491	1790
S	508	2581	2032	12	16	1245	21.844	2226	2672
O	508	2136	1677	10	14	1032	14.355	1842	2239
S	559	3123	2235	15	20	1508	29.087	2694	3232
O	559	2587	1854	12	16	1250	19.107	2231	2678
S	610	3658	2438	18	23	1793	37.756	3155	3786
O	610	3078	2032	15	19	1486	34.794	2655	3186

* S = sección cuadrada; O = sección octagonal



Los detalles generales de los pilotes entubados colados en el lugar son los siguientes:

- Longitud habitual: 5 m-15 m
- Extensión máxima: 30 m-40 m
- Carga habitual: 200 kN-500 kN
- Carga máxima aproximada: 800 kN
- Ventajas:
 - a. Relativamente baratos
 - b. Posibilidad de inspección antes de verter el concreto
 - c. Fáciles de ampliar
- Desventajas:
 - a. Difícil para empalmar después de vaciado
 - b. Carcasas delgadas pueden sufrir daños durante la excavación
- Carga admisible: $Q_{adm} = A_s f_s + A_c f_c$ (18.1)

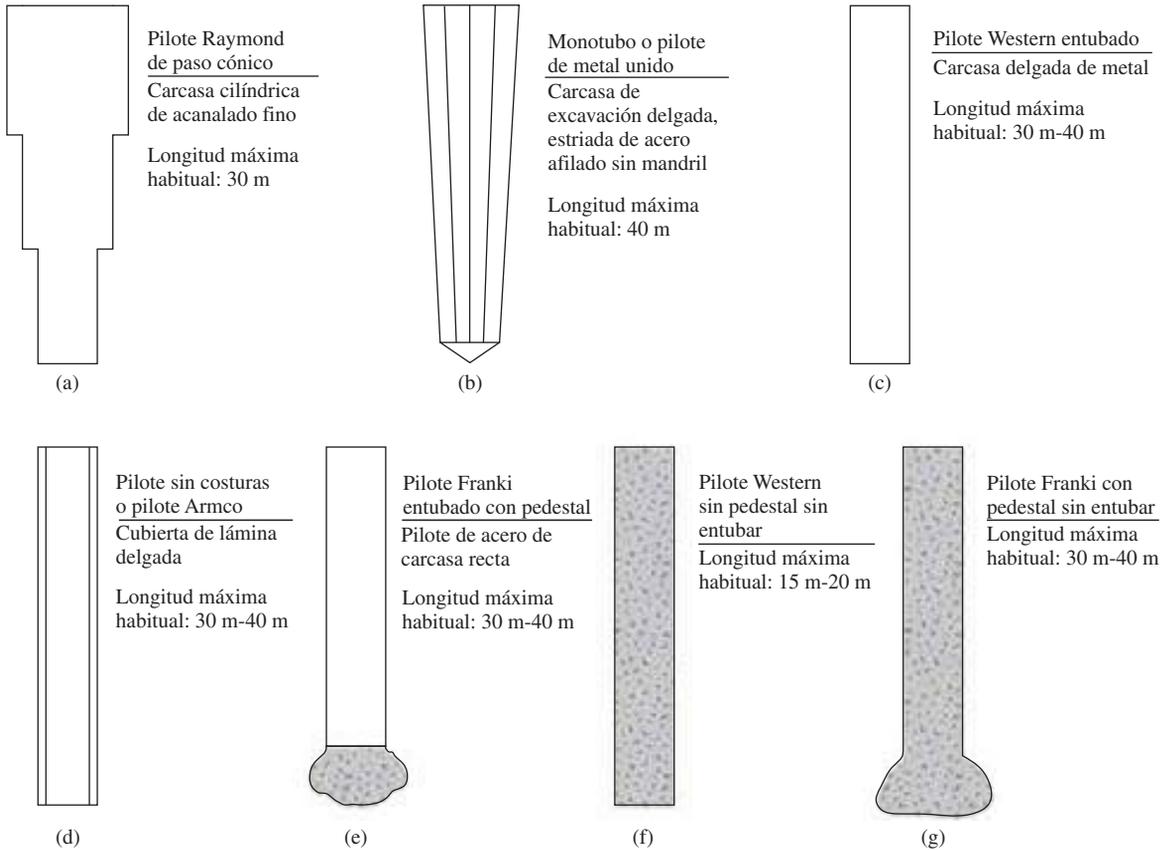


Figura 18.4 Pilotes de concreto colados en el lugar

donde

- A_s = área de la sección transversal del acero
- A_c = área de la sección transversal del concreto
- f_s = esfuerzo admisible del acero
- f_c = esfuerzo admisible del concreto

Las figuras 18.4f y 18.4g son dos tipos de *pilote sin entubar*, uno sin y el otro con pedestal. Los pilotes sin entubar se hacen primero insertando la carcasa a la profundidad deseada y luego el llenado con concreto fresco. Después la carcasa se retira gradualmente.

A continuación se presentan algunos detalles generales de los pilotes de concreto *sin entubar colados en el lugar*:

- Longitud habitual: 5 m-15 m
- Extensión máxima: 30 m-40 m
- Carga habitual: 300 kN-500 kN
- Carga máxima aproximada: 700 kN
- Ventajas:
 - a. Inicialmente económicos
 - b. Se pueden acabar en cualquier elevación

- Desventajas:
- Se pueden crear huecos si el concreto se coloca rápidamente.
 - Difíciles para empalmar después del vaciado.
 - En suelos blandos, los lados del agujero pueden ceder, comprimiendo de este modo el concreto.

$$\text{Carga admisible: } Q_{\text{adm}} = A_c f_c \quad (18.2)$$

donde

A_c = área de la sección transversal del concreto

f_c = esfuerzo admisible del concreto

Pilotes de madera

Los *pilotes de madera* son troncos de árboles a los que sus ramas y la corteza les han sido cuidadosamente cortados. La longitud máxima de la mayoría de los pilotes de madera es de 10 a 20 m. Para calificar y ser utilizada como un pilote, la madera debe estar recta, sana y sin ningún defecto. El *Manual de prácticas* núm. 17 de la American Society of Civil Engineers (1959), divide los pilotes de madera en tres clasificaciones:

- Pilotes de clase A*: soportan cargas pesadas. El diámetro mínimo a tope debe ser de 356 mm.
- Pilotes de clase B*: se utilizan para soportar cargas medias. El diámetro mínimo a tope debe ser de 305 a 330 mm.
- Pilotes de clase C*: se utilizan en las obras de construcción temporales. Se pueden utilizar de forma permanente para estructuras cuando todo el pilote está por debajo del nivel freático. El diámetro mínimo a tope debe ser de 305 mm.

En cualquier caso, una punta del pilote debe tener un diámetro no inferior a 150 mm.

Los pilotes de madera no pueden soportar mucho esfuerzo de excavación; por lo tanto, la capacidad del pilote se limita generalmente a alrededor de 220 a 270 kN. Se pueden utilizar zapatas de acero para evitar daños en la punta del pilote (parte inferior). La parte superior de los pilotes de madera también puede ser dañada durante la operación de excavación. Para evitar daños en la parte superior puede utilizarse una banda metálica o capuchón. El aplastamiento de las fibras de madera provocado por el impacto del martillo se conoce como *barrido*.

Debe evitarse el empalme de los pilotes de madera, sobre todo cuando se espera que soporten carga de tensión o carga lateral. Sin embargo, si el empalme es necesario, puede hacerse mediante el uso de *tuberías de protección* (figura 18.5a) o *correas de metal y pernos* (figura 18.5b). La longitud de la cubierta de tubería debe ser al menos cinco veces el diámetro del pilote. Los extremos que empalman deben cortarse cuadrados para que se pueda mantener el contacto completo. Las porciones empalmadas deben recortarse cuidadosamente para que se ajusten apretadamente en el interior de la cubierta de tubería. En el caso de las correas y tornillos metálicos, los extremos empalmados también deben cortarse en ángulo recto. Además, los lados de la porción empalmada deben recortarse planos para colocarles las correas.

Los pilotes de madera pueden mantenerse en buen estado de forma indefinida si están rodeados de suelo saturado. Sin embargo, en un ambiente marino los pilotes de madera están sujetos al ataque de diversos organismos y se pueden dañar de manera importante en unos cuantos meses. Cuando se encuentran por encima del nivel freático, los pilotes están sujetos al ataque de insectos. La vida de los pilotes puede aumentarse mediante el tratamiento con conservadores, como la creosota.

La longitud habitual de los pilotes de madera es de 5 m a 15 m. La longitud máxima es de unos 30 m hasta 40 m. La carga soportada habitualmente mediante pilotes de madera es de 300 kN a 500 kN.

Pilotes compuestos

Las porciones superior e inferior de los *pilotes compuestos* están hechas de diferentes materiales. Por ejemplo, pueden hacerse de acero y concreto o madera y concreto. Los pilotes de

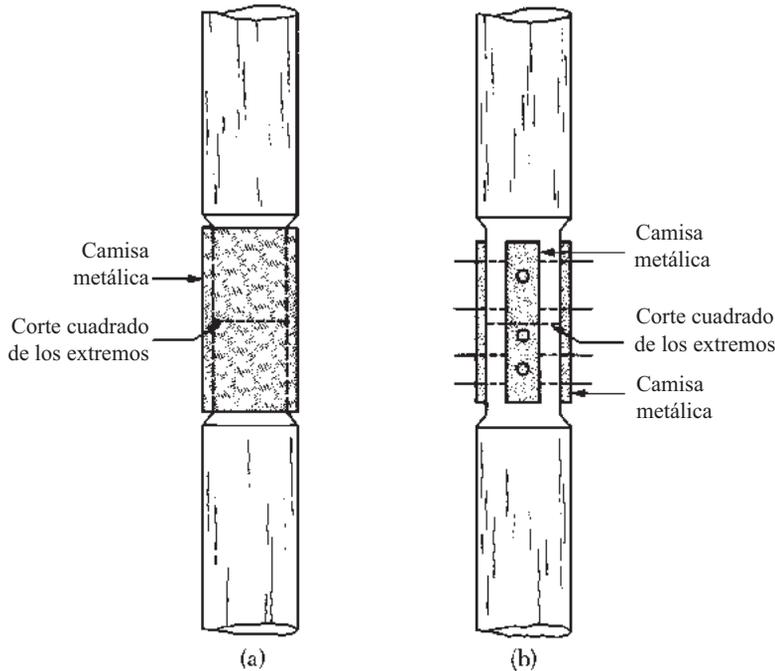


Figura 18.5 Empalme de pilotes de madera: (a) uso de cubiertas de tubos, (b) uso de correas y tornillos metálicos

acero y de concreto consisten en una parte inferior de acero y una parte superior de concreto colado en el lugar. Este tipo de pilote se utiliza cuando la longitud necesaria del pilote para el soporte adecuado excede la capacidad de los pilotes de concreto simples colados en el lugar. Los pilotes de madera y concreto generalmente consisten de una porción inferior del pilote de madera debajo del nivel freático permanente y una parte superior de concreto. En cualquier caso, la formación de juntas adecuadas entre dos materiales diferentes es difícil, por esa razón los pilotes compuestos no se utilizan ampliamente.

18.4 Estimación de la longitud de un pilote

Seleccionar el tipo de pilote que se utilizará y la estimación de su longitud necesaria son tareas bastante difíciles que requieren de buen juicio. Además de las clasificaciones dadas en la sección 18.3, los pilotes se pueden dividir en dos grandes categorías, en función de sus longitudes y los mecanismos de transferencia de carga al suelo: (a) pilotes de punta y (b) pilotes de fricción.

Pilotes de punta

Si los registros de perforación del suelo establecen la presencia de roca madre o material firme como una roca, en un sitio dentro de una profundidad razonable, los pilotes se pueden extender a la superficie de la roca (figura 18.6a). En este caso la capacidad última de los pilotes depende por completo de la capacidad de soporte de carga del material subyacente, por lo que los pilotes se denominan *pilotes de punta*. En la mayoría de estos casos la longitud necesaria del pilote puede ser bastante bien establecida.

Si en lugar de roca madre se encuentra un estrato bastante compacto y con problemas de suelo a una profundidad razonable, los pilotes pueden extenderse unos metros en el estrato duro

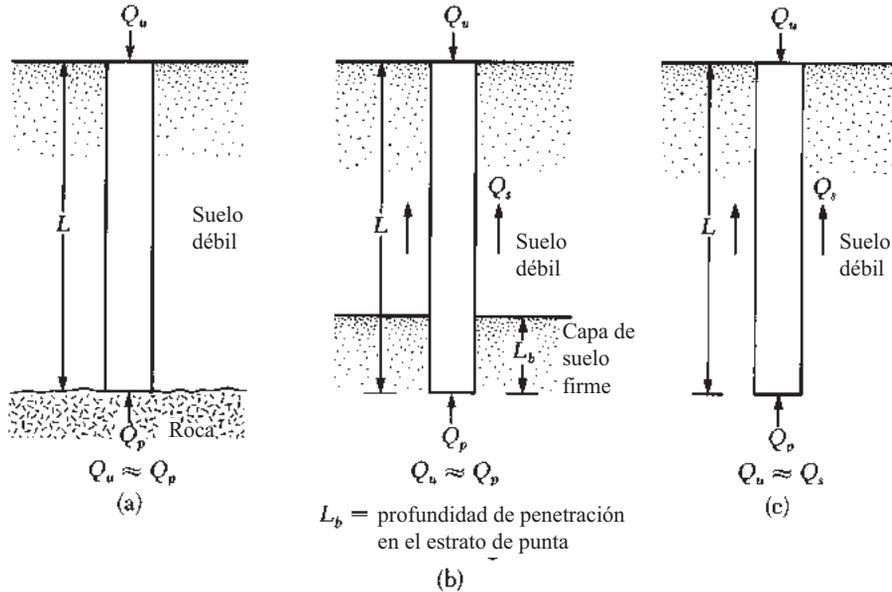


Figura 18.6 (a) y (b) Pilotes de punta; (c) pilotes de fricción

(figura 18.6b). Pilotes con pedestales pueden ser construidos en la cama del estrato duro y la carga última del pilote se puede expresar como

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (18.3)$$

donde

Q_p = carga soportada por el pilote de punta

Q_s = carga soportada por la superficie de fricción desarrollada en el lado del pilote (provocada por la resistencia al corte entre el suelo y el pilote)

Si Q_s es muy pequeña, entonces

$$Q_u \approx Q_p \quad (18.4)$$

En este caso la longitud requerida del pilote puede ser estimada con precisión si los registros adecuados de exploración del subsuelo están disponibles.

Pilotes de fricción

Cuando hay una capa de roca o material pétreo está presente a una profundidad razonable en un sitio, los pilotes de punta llegan a ser muy largos y poco económicos. Para este tipo de condiciones de subsuelo, los pilotes son clavados a través del material más blando a profundidades determinadas (figura 18.6c). La carga última de estos pilotes se puede expresar por la ecuación (18.3). Sin embargo, si el valor de Q_p es relativamente pequeño,

$$Q_u \approx Q_s \quad (18.5)$$

Estos pilotes se denominan *pilotes de fricción*, porque la mayoría de la resistencia se deriva de la fricción de la superficie. Sin embargo, el término *pilote de fricción*, aunque se utiliza a menudo en la literatura, es un nombre inapropiado en suelos arcillosos; la resistencia a la carga aplicada también es causada por la *adhesión*.

La longitud de los pilotes de fricción depende de la resistencia del suelo al corte, la carga aplicada y el tamaño del pilote. Para determinar las longitudes necesarias de éstos, un ingeniero necesita

una buena comprensión de la interacción suelo-pilote, el buen juicio y la experiencia. Los procedimientos teóricos para calcular la capacidad de carga de los pilotes se presentan en la sección 18.6.

18.5 Instalación de pilotes

La mayoría de los pilotes son clavados en el suelo por los *martillos* o *martinetes*. En circunstancias especiales, los pilotes también se pueden insertar por *inyección* o *barrenado parcial*. Los tipos de martillo utilizados para la colocación de pilotes incluyen (a) martillo de gravedad, (b) de efecto simple o martillo de vapor, (c) de doble efecto o diferencial o martillo de vapor y (d) martillo diesel. La figura 18.7 muestra una operación de clavado de pilotes en el terreno. En la operación de clavado se añade una tapa a la parte superior del pilote. Puede utilizarse un amortiguador entre el pilote y la tapa. Éste tiene el efecto de reducir la fuerza de impacto y prolongarla por más tiempo, sin embargo, su uso es opcional. Se coloca un amortiguador de martillo en la tapa y se deja caer el martillo sobre el amortiguador. La figura 18.8 muestra un martinete vibratorio. La tabla 18.4 muestra algunos ejemplos de martillos de percusión disponibles en el comercio.

Al clavar el pilote, cuando éste tiene que penetrar en una capa delgada de suelo duro (como arena y grava) que recubre una capa de suelo más blando, en ocasiones se utiliza una técnica llamada *inyección*. En ésta el agua se descarga en el pilote de punta por medio de tubos de 50 a 75 mm de diámetro para lavar y aflojar la arena y la grava.

De acuerdo con la naturaleza de su colocación, los pilotes se pueden dividir en dos categorías: *pilotes de desplazamiento* y *pilotes sin desplazamiento*. Los pilotes clavados son pilotes de desplazamiento porque mueven lateralmente un poco de tierra, por lo que hay una tendencia para la densificación de suelo que los rodea. Los pilotes de concreto y los pilotes de tubos cerrados son pilotes de alto desplazamiento. Sin embargo, los pilotes H de acero desplazan menos tierra lateralmente durante su colocación, por lo que son pilotes de bajo desplazamiento. En contraste, los pilotes perforados son pilotes sin desplazamiento, porque su colocación cambia muy poco el estado de esfuerzo en el suelo.



Figura 18.7 Operación de clavado de pilotes en campo (Cortesía de N. Sivakugan, James Cook University, Australia)



Figura 18.8 Martinete vibratorio (© Vincent Lowe, Alamy)

Tabla 18.4 Ejemplos de martillos de percusión disponibles en el comercio

Fabricante †	Núm. de modelo	Tipo de martillo	Energía nominal (kN-m)	Golpes/min	Peso del ariete (kN)
V	400C	De efecto simple	153.9	100	177.9
M	S-20		81.3	60	89.0
M	S-8		35.3	53	35.6
M	S-5		22.0	60	22.2
R	5/O		77.1	44	77.8
R	2/O		44.1	50	44.5
V	200C	De doble efecto	68.1	98	89.0
V	140	o	48.8	103	62.3
V	80C	diferencial	33.1	111	35.6
V	65C		26.0	117	28.9
R	150C		66.1	95–105	66.7
V	4N100	Diesel	58.8	50–60	23.5
V	IN100		33.4	50–60	13.3
M	DE40		43.4	48	17.8
M	DE30		30.4	48	12.5

†V: Vulcan Iron Works, Florida

M: McKiernan-Terry, Nueva Jersey

R: Raymond International, Inc., Texas

18.6 Mecanismo de transferencia de carga

El mecanismo de transferencia de carga de un pilote al suelo es complicado. Para entenderlo, consideremos un pilote de longitud L , como se muestra en la figura 18.9a. La carga en el pilote se incrementa gradualmente de 0 a $Q_{(z=0)}$ en la superficie del suelo. Parte de esta carga será resistida por la fricción lateral desarrollada a lo largo del eje, Q_1 , y parte por el suelo por debajo de

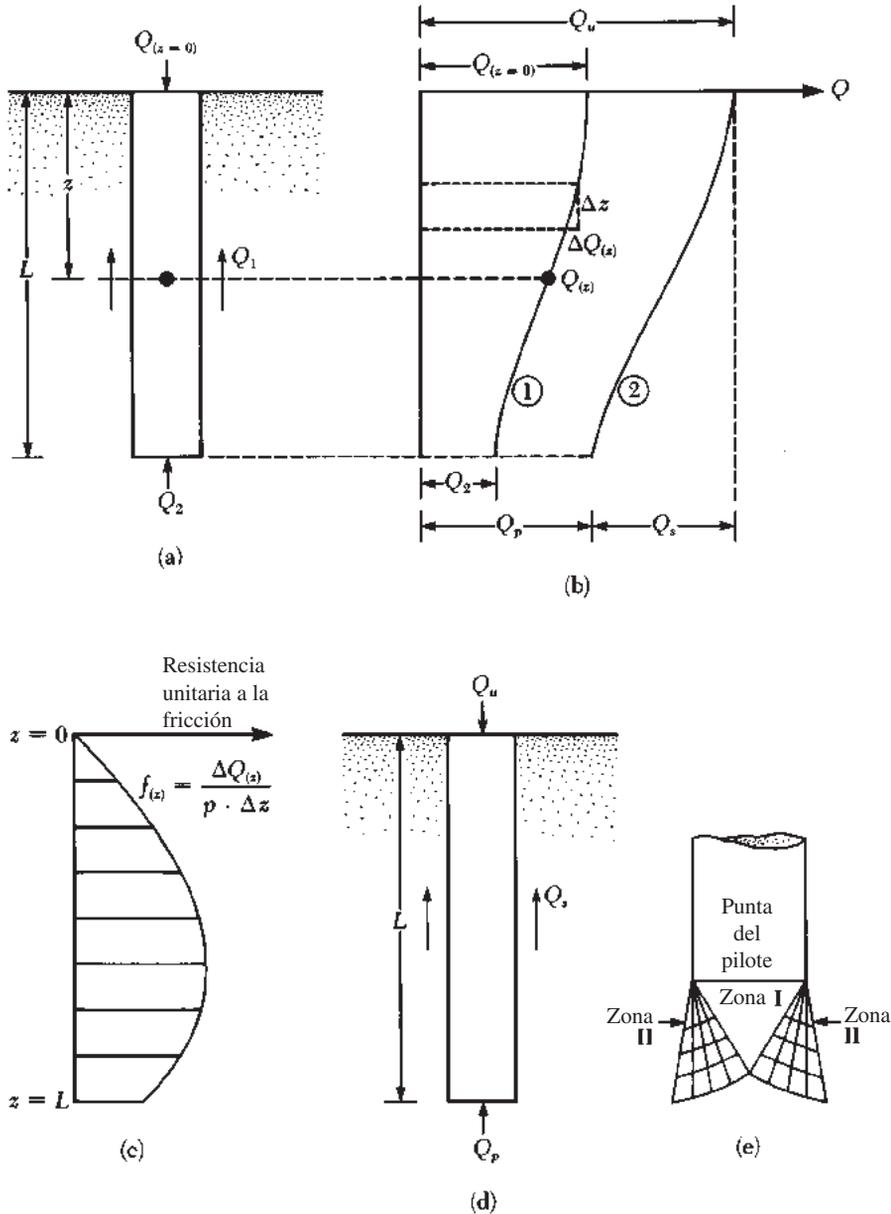


Figura 18.9 Mecanismo de transferencia de carga para pilotes

la punta del pilote, Q_2 . Ahora, ¿cómo son Q_1 y Q_2 en relación con la carga total? Si se realizan mediciones para obtener la carga soportada por el eje del pilote, $Q_{(z)}$, a cualquier profundidad z la naturaleza de la variación será como la curva 1 de la figura 18.9b. La *resistencia a la fricción por unidad de área*, $f_{(z)}$, a cualquier profundidad z se puede determinar como

$$f_{(z)} = \frac{\Delta Q_{(z)}}{(p)(\Delta z)} \quad (18.6)$$

donde p = perímetro de la sección transversal del pilote. La figura 18.9c muestra la variación de $f_{(z)}$ con la profundidad.

Si la carga Q en la superficie del suelo se incrementa gradualmente, la máxima resistencia de fricción a lo largo del eje del pilote estará completamente movilizada cuando el desplazamiento relativo entre el suelo y el pilote sea aproximadamente de 5 a 10 mm, independientemente del tamaño y la longitud L del pilote. Sin embargo, la máxima resistencia puntual $Q_2 = Q_p$ no se moviliza hasta que la punta del pilote se ha movido de 10% a 25% de la anchura (o diámetro) del pilote. El límite inferior se aplica a los pilotes clavados y el límite superior a los pilotes perforados. Con carga máxima (figura 18.9d y la curva 2 en la figura 18.9b), $Q_{(z=0)} = Q_u$. Por lo tanto,

$$Q_1 = Q_s$$

y

$$Q_2 = Q_p$$

La explicación anterior indica que Q_s (o la unidad de fricción de la superficie, f , a lo largo del eje del pilote) se desarrolla en *un desplazamiento del pilote mucho más pequeño en comparación con la resistencia puntual, Q_p* .

Con carga máxima, la superficie de falla en el suelo en la punta del pilote (insuficiencia de la capacidad de carga causada por Q_p) es como la que se muestra en la figura 18.8e. Observe que las cimentaciones con pilotes son cimentaciones profundas y que el suelo falla en su mayoría en un *modo de perforación*, como se ilustró en las figuras 16.1c y 16.2. Es decir, en la punta del pilote se desarrolla una *zona triangular*, I, que es empujada hacia abajo sin producir ninguna otra superficie de deslizamiento visible. En arenas densas y suelos arcillosos rígidos, puede desarrollarse parcialmente una *zona de corte radial*, II. Por lo tanto, las curvas de desplazamiento de carga de los pilotes se parecerán a las que se muestran en la figura 16.1c.

18.7 Ecuaciones para la estimación de la capacidad del pilote

La capacidad última de carga de un pilote, Q_u , está dada por una ecuación simple, como la carga soportada en la punta del pilote más la resistencia a la fricción total (fricción superficial) de la derivada de la interfase suelo-pilote (figura 18.10), o

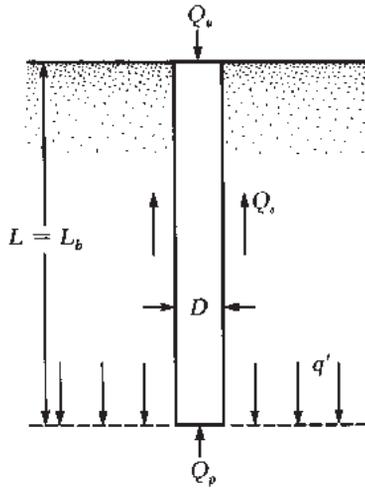
$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (18.7)$$

donde

Q_p = capacidad de carga de la punta del pilote

Q_s = resistencia a la fricción

Numerosos estudios publicados cubren la determinación de los valores de Q_p y Q_s . Excelentes críticas a muchas de estas investigaciones han sido proporcionadas por Vesic (1977), Meyerhof



L = longitud de empotramiento
 L_b = longitud de empotramiento en el estrato de carga

Figura 18.10 Capacidad última de carga de un pilote

(1976) y Coyle y Castello (1981). Estos estudios proporcionan información sobre el problema de la determinación de la capacidad última del pilote.

Capacidad de soporte de carga de la punta del pilote, Q_p

La capacidad última de carga de las cimentaciones poco profundas o superficiales se discutió en el capítulo 16. La ecuación general de capacidad de soporte para cimentaciones superficiales fue dada en el capítulo 16 (para carga vertical) como

$$q_u = c'N_c F_{cs} F_{cd} + qN_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

Por lo tanto, en general, la capacidad última de carga puede expresarse como

$$q_u = c'N_c^* + qN_q^* + \gamma B N_\gamma^* \quad (18.8)$$

donde N_c^* , N_q^* y N_γ^* son los factores de capacidad de carga que incluyen la forma necesaria y los factores de profundidad.

Las cimentaciones con pilotes son profundas. Sin embargo, la resistencia última por unidad de superficie desarrollada en la punta del pilote, q_p , puede ser expresada por una ecuación similar en forma a la ecuación 18.8, aunque los valores de N_c^* , N_q^* y N_γ^* van a cambiar. La notación utilizada en este capítulo para el ancho del pilote es D . Por lo tanto, sustituyendo D por B en la ecuación (18.8) da

$$q_u = q_p = c'N_c^* + qN_q^* + \gamma D N_\gamma^* \quad (18.9)$$

Debido a que el ancho, D , de un pilote es relativamente pequeño, el término puede ser eliminado del lado derecho de la ecuación anterior sin introducir un error grave o

$$q_p = c'N_c^* + q'N_q^* \quad (18.10)$$

Se debe observar que el término q ha sido sustituido por q' en la ecuación (18.10) para indicar esfuerzo efectivo vertical. Por lo tanto, la capacidad de carga de la punta del pilote es

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c' N_c^* + q' N_q^*) \quad (18.11)$$

donde

A_p = zona de la punta del pilote

c' = cohesión del suelo apoyando la punta del pilote

q_p = resistencia al punto de unidad

q' = tensión vertical eficaz a nivel de la punta del pilote

N_c^*, N_q^* = factores de capacidad de carga

Existen varios métodos para calcular la magnitud de q_p . En este texto se utilizará el método sugerido por Meyerhof (1976).

18.8 Método de Meyerhof para el cálculo de q_p

En arena, la cohesión c' es igual a cero. Por lo tanto, la ecuación (18.11) toma la forma

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^* \quad (18.12)$$

En la figura 18.11 se muestra la variación de N_q^* con el ángulo de fricción con el suelo, ϕ' . Meyerhof señaló que la capacidad de carga puntual, q_p , de un pilote en arena generalmente aumenta con la profundidad de empotramiento en el estrato de soporte y alcanza un valor máximo en una relación de empotramiento de $L_b/D = (L_b/D)_{cr}$. Se debe tener en cuenta que en un suelo homogéneo, L_b es igual a la longitud de empotramiento real del pilote, L (véase figura 18.10). Sin embargo, en la figura 18.6b, donde un pilote ha penetrado en un estrato de soporte, $L_b < L$. Más allá de la relación de empotramiento crítico, $(L_b/D)_{cr}$, el valor de q_p permanece constante ($q_p = q_l$). Es decir, como se muestra en la figura 18.12 para el caso de un suelo homogéneo, $L = L_b$. Por lo tanto, q_p no debe exceder el valor límite, o $A_p q_l$, por ello

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l \quad (18.13)$$

La resistencia del punto límite es

$$q_l (\text{kN/m}^2) = 50 N_q^* \tan \phi' \quad (18.14)$$

dónde ϕ' = ángulo de fricción del suelo efectiva en el estrato de soporte.

Basado en observaciones de campo, Meyerhof (1976) también sugiere que la resistencia última puntual, q_p , en un suelo granular homogéneo ($L = L_b$) puede obtenerse a partir de los números de penetración estándar como

$$q_p (\text{kN/m}^2) = 40 N_{60} \frac{L}{D} \leq 400 N_{60} \quad (18.15)$$

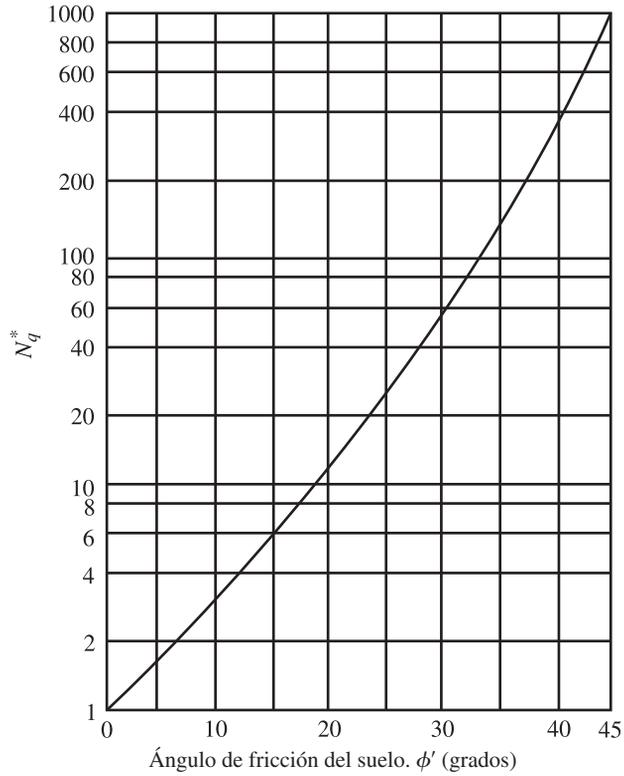


Figura 18.11 Factor de capacidad de carga de Meyerhof, N_q^*

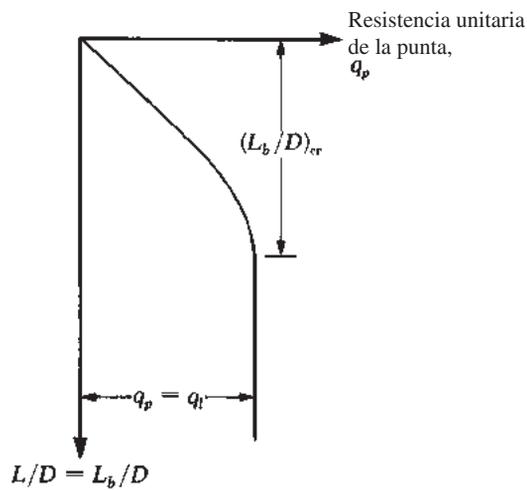


Figura 18.12 Variación de la resistencia unitaria de la punta en arena homogénea

donde N_{60} = número de penetración estándar promedio cerca de la punta del pilote (alrededor de $10D$ arriba y $4D$ abajo de la punta).

Para pilotes en arcillas saturadas en condiciones sin drenaje ($\phi = 0$),

$$Q_p = N_c^* c_u A_p = 9c_u A_p \quad (18.16)$$

donde c_u = cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote.

18.9 Resistencia a la fricción, Q_s

La resistencia a la fricción o resistencia superficial de un pilote puede escribirse como

$$Q_s = \sum p \Delta L f \quad (18.17)$$

donde

p = perímetro de la sección del pilote

ΔL = longitud incremental del pilote sobre el que p y f son tomados como constantes (figura 18.13a)

f = resistencia unitaria a la fricción a cualquier profundidad z

Resistencia a la fricción en arena

La resistencia unitaria a la fricción a cualquier profundidad para un pilote es

$$f = K\sigma'_o \tan \delta' \quad (18.18)$$

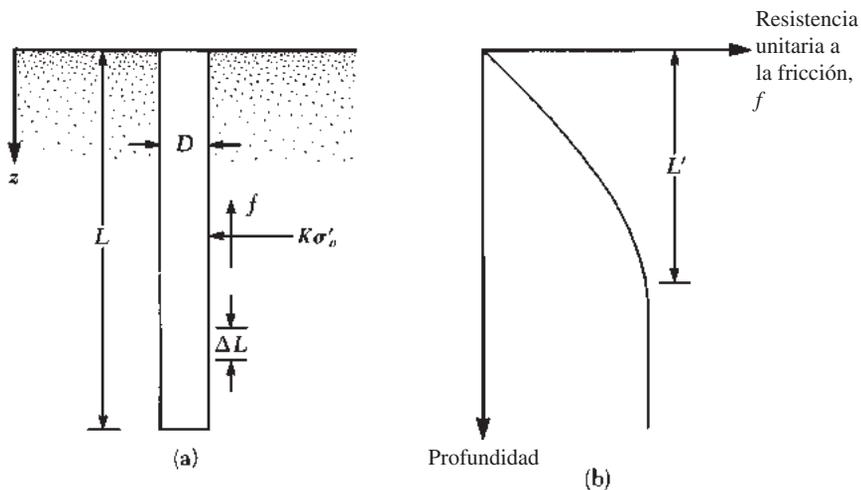


Figura 18.13 Resistencia unitaria a la fricción para pilotes en arena

donde

- K = coeficiente de presión de tierra
- σ'_o = esfuerzo efectivo vertical a la profundidad bajo consideración
- δ' = ángulo de fricción del pilote

En realidad, la magnitud de K varía con la profundidad. Es aproximadamente igual al coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine, K_p , en la parte superior del pilote y puede ser menor que el coeficiente de reposo-presión de la tierra, K_o , en la punta del pilote. También depende de la naturaleza de la instalación de éste. En base a los resultados disponibles en la actualidad, se recomiendan los siguientes valores medios de K para el uso en la ecuación (18.18):

Tipo de pilote	K
Perforado o inyección	$\approx K_o = 1 - \text{sen } \phi'$
Pilotaje de bajo desplazamiento	$\approx K_o = 1 - \text{sen } \phi'$ a $1.4 K_o = 1.4(1 - \text{sen } \phi')$
Pilotaje de alto desplazamiento	$\approx K_o = 1 - \text{sen } \phi'$ a $1.8 K_o = 1.8(1 - \text{sen } \phi')$

El esfuerzo efectivo vertical, σ'_o , para usar en la ecuación (18.18) aumenta con la profundidad del pilote hasta un límite máximo a una profundidad de 15 a 20 diámetros y se mantiene constante a partir de entonces, como se muestra en la figura 18.13b. Esta profundidad crítica, L' , depende de varios factores, como el ángulo de fricción del suelo y la compresibilidad y la densidad relativa. Una estimación conservadora es asumir que

$$L' = 15D \tag{18.19}$$

Los valores de δ' de diversas investigaciones parecen estar en el intervalo de $0.5\phi'$ a $0.8\phi'$. Así deben ser utilizados en la elección del valor de δ' .

Meyerhof (1976) también indicó que la resistencia unitaria promedio a la fricción, f_{prom} , para pilotes clavados con alto desplazamiento se puede obtener a partir de los valores de resistencia a la penetración estándar promedio como

$$f_{\text{prom}}(\text{kN/m}^2) = 2\bar{N}_{60} \tag{18.20}$$

donde \bar{N}_{60} = valor promedio de la resistencia a la penetración estándar. Para pilotes clavados con bajo desplazamiento,

$$f_{\text{prom}} (\text{kN/m}^2) = \bar{N}_{60} \tag{18.21}$$

Por lo tanto,

$$Q_s = pLf_{\text{prom}} \tag{18.22}$$

La prueba de penetración de cono se discutió en el capítulo 12. Nottingham y Schmertmann (1975) y Schmertmann (1978) proporcionan correlaciones para estimar Q_s utilizando la resistencia a la fricción (f_c) obtenida durante pruebas de cono penetrante. De acuerdo con este método

$$f = \alpha' f_c \tag{18.23}$$

Las variaciones de α' con L/D para penetrómetros de cono eléctrico y cono mecánico se muestran en las figuras 18.14 y 18.15, respectivamente. Se tiene

$$Q_s = \sum p (\Delta L) f = \sum p (\Delta L) \alpha' f_c \tag{18.24}$$

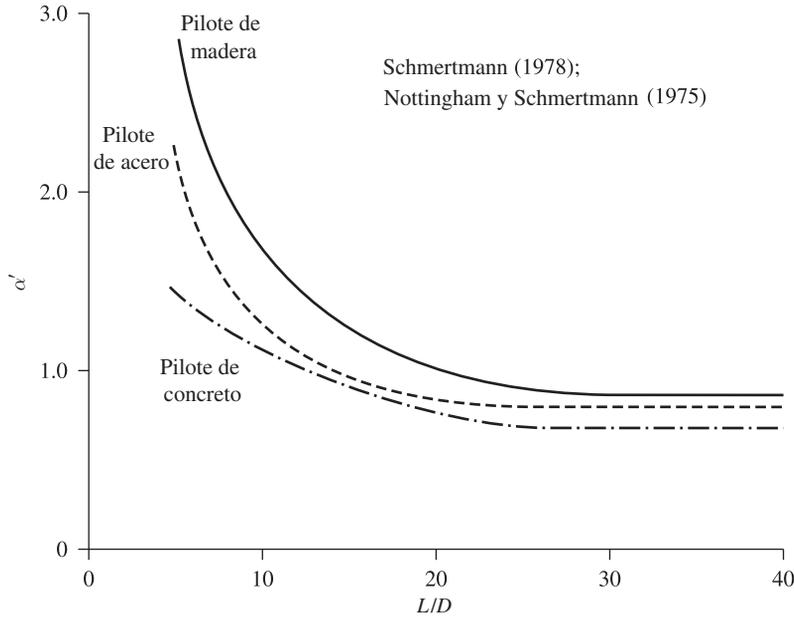


Figura 18.14 Variación de α' con el radio de empotramiento para pilotes en arena: penetrómetro de cono eléctrico

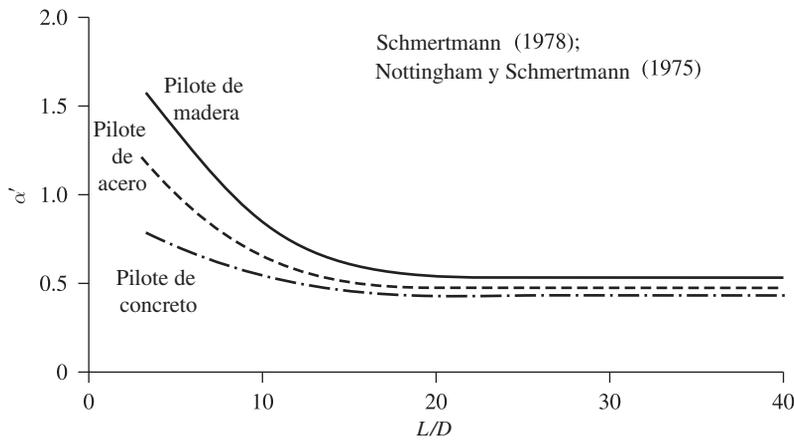


Figura 18.15 Variación de α' con el radio de empotramiento para pilotes en arena: penetrómetro de cono mecánico

Resistencia a la fricción (o superficial) en arcilla

Están disponibles varios métodos para la obtención de la resistencia unitaria a la fricción (o superficial) de pilotes en arcilla. Se describen brevemente tres de los procedimientos actualmente aceptados.

1. *Método λ* : Este método fue propuesto por Vijayvergiya y Focht (1972). Se basa en el supuesto de que el desplazamiento del suelo causado por la colocación de pilotes resulta

Tabla 18.5 Variación de λ con L [ecuación (18.25)]

L (m)	λ	L (m)	λ
0	0.5	35	0.136
5	0.318	40	0.127
10	0.255	50	0.123
15	0.205	60	0.118
20	0.177	70	0.117
25	0.155	80	0.117
30	0.145	90	0.117

en una presión lateral a cualquier profundidad y en una resistencia unitaria promedio superficial de

$$f_{\text{prom}} = \lambda(\bar{\sigma}'_o + 2c_u) \tag{18.25}$$

donde

$\bar{\sigma}'_o$ = significa esfuerzo efectivo vertical para toda la longitud de empotramiento
 c_u = resistencia al corte no drenada promedio (concepto $\phi = 0$)

El valor de λ cambia con la profundidad de penetración del pilote (véase la tabla 18.5).
 Por lo tanto, la resistencia total a la fricción puede ser calculada como

$$Q_s = pLf_{\text{prom}}$$

Se debe tener cuidado en la obtención de los valores de $\bar{\sigma}'_o$ y c_u en un suelo estratificado. La figura 18.16 ayuda a explicar la razón. De acuerdo con la figura 18.16b, el valor medio

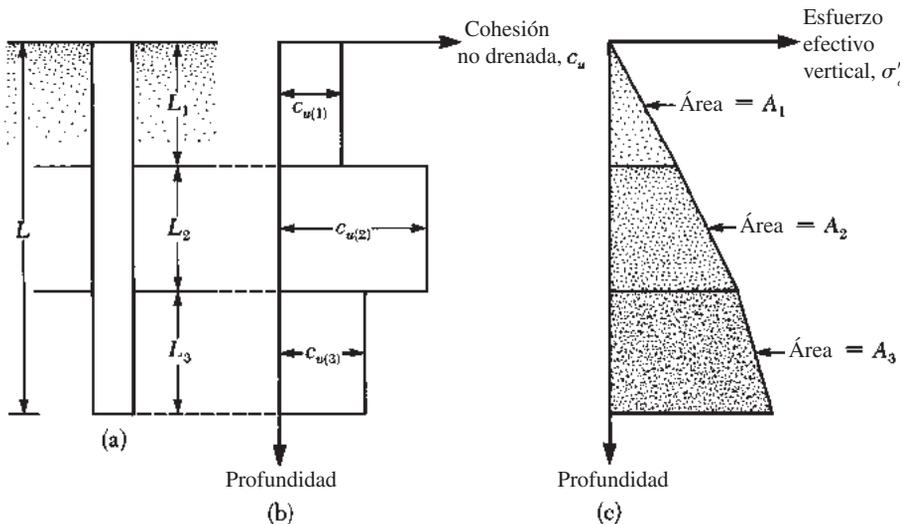


Figura 18.16 Aplicación del método λ en un suelo estratificado

de c_u es $(c_{u(1)}L_1 + c_{u(2)}L_2 + \dots)/L$. Del mismo modo, la figura 18.16c muestra la gráfica de la variación de la tensión efectiva con la profundidad. La tensión media efectiva es

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}{L} \quad (18.26)$$

donde A_1, A_2, A_3, \dots = áreas de los diagramas de esfuerzos efectivos verticales.

2. *Método α* : De acuerdo con este método, la resistencia unitaria de la superficie en suelos arcillosos se puede representar por la ecuación

$$f = \alpha c_u \quad (18.27)$$

donde α = factor de adhesión empírica. La variación aproximada del valor de α se muestra en la figura 18.17. Por lo tanto,

$$Q_s = \sum f p \Delta L = \sum \alpha c_u p \Delta L \quad (18.28)$$

3. *Método β* : Cuando los pilotes son colocados en arcillas saturadas, la presión del agua intersticial en el suelo alrededor de los pilotes aumenta. Este exceso de presión de poro en arcillas normalmente consolidadas puede ser de 4 a 6 veces c_u . Sin embargo, en el lapso de un mes esta presión se disipa poco a poco. Por lo tanto, la resistencia unitaria del pilote

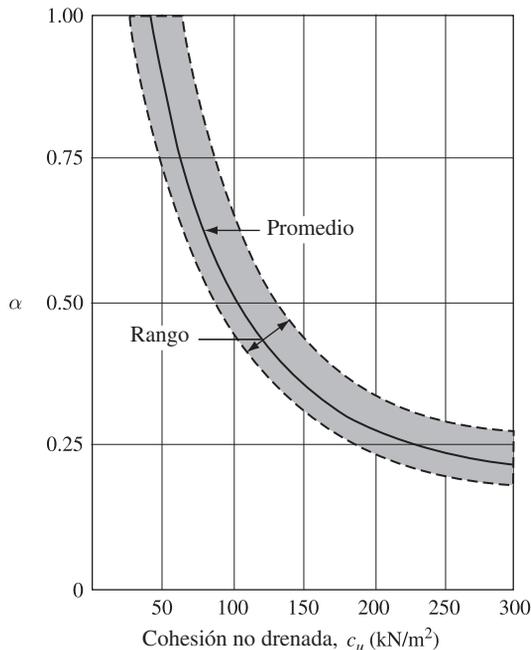


Figura 18.17 Variación de α con la cohesión no drenada de la arcilla

a la fricción se puede determinar basándose en en los parámetros de esfuerzo efectivo de la arcilla en un estado remodelado ($c' = 0$). Por lo tanto, a cualquier profundidad,

$$f = \beta \sigma'_o \tag{18.29}$$

donde

- σ'_o = esfuerzo efectivo vertical
- $\beta = K \tan \phi'_R$
- ϕ'_R = ángulo de fricción drenada de arcilla remodelada
- K = coeficiente de empuje

Siendo conservadores, se puede calcular la magnitud de K como el coeficiente de presión de tierra en reposo, o

$$K = 1 - \text{sen } \phi'_R \quad (\text{para arcillas normalmente consolidadas}) \tag{18.31}$$

y

$$K = (1 - \text{sen } \phi'_R) \sqrt{OCR} \quad (\text{para arcillas sobreconsolidadas}) \tag{18.32}$$

donde OCR = relación de sobreconsolidación.

Combinando las ecuaciones (18.29), (18.30), (18.31) y (18.32) para las arcillas normalmente consolidadas resulta

$$f = (1 - \text{sen } \phi'_R) \tan \phi'_R \sigma'_o \tag{18.33}$$

y para arcillas sobreconsolidadas,

$$f = (1 - \text{sen } \phi'_R) \tan \phi'_R \sqrt{OCR} \sigma'_o \tag{18.34}$$

Con el valor de f determinado, la resistencia total a la fricción puede ser evaluada como

$$Q_s = \sum f p \Delta L$$

Correlación con los resultados de pruebas de penetración de cono

Nottingham y Schmertmann (1975) y Schmertmann (1978) encontraron que la correlación de fricción unitaria de la superficie en arcilla (con $\phi = 0$) es

$$f = \alpha' f_c \tag{18.35}$$

La variación de α' con la resistencia del cono de fricción f_c se muestra en la figura 18.18. Por lo tanto,

$$Q_s = \sum f p(\Delta L) = \sum \alpha' f_c p(\Delta L) \tag{18.36}$$

18.10 Capacidad admisible del pilote

Después de que se ha determinado la capacidad última de carga total de un pilote mediante la suma de la capacidad de soporte en la punta y la resistencia a la fricción (o superficie), se debe utilizar un factor razonable de seguridad para obtener la carga total admisible para cada pilote, o

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_u}{FS} \tag{18.37}$$

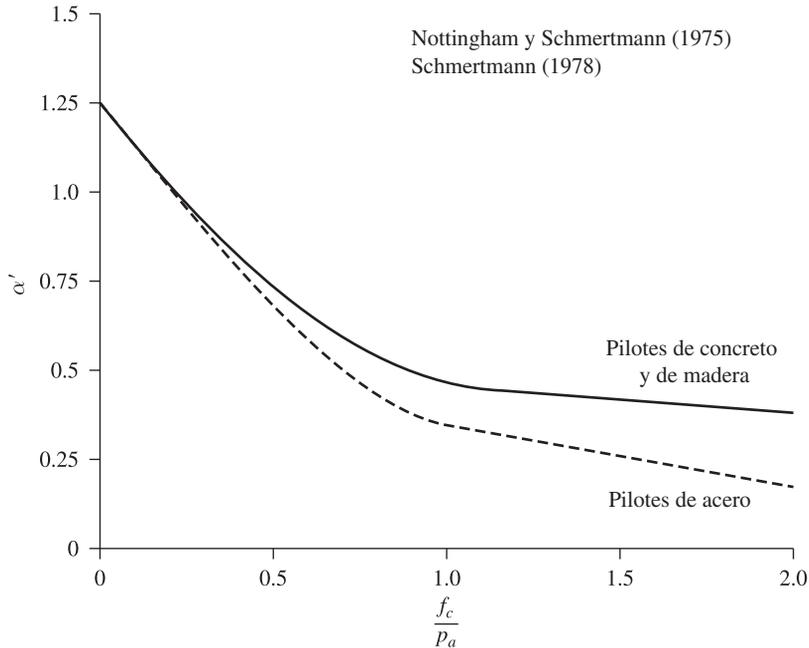


Figura 18.18 Variación de α' con f_c/p_a para pilotes en arcilla (p_a = presión atmosférica ≈ 100 kN/m²)

donde

Q_{adm} = capacidad de soporte de carga admisible para cada pilote
 FS = factor de seguridad

El factor de seguridad generalmente utilizado varía de 2.5 a 4, dependiendo de las incertidumbres del cálculo de la carga última. En grandes proyectos que implican varios pilotes, por lo general debe llevarse a cabo un número determinado de pruebas de carga para determinar las capacidades última y permisible de carga. La razón principal de esto es la falta de fiabilidad de los métodos de predicción.

18.11 Capacidad de carga de la punta de un pilote apoyado sobre roca

A veces los pilotes son colocados sobre una capa subyacente de roca. En tales casos, el ingeniero debe evaluar la capacidad de carga de la roca. La resistencia unitaria última en la roca (Goodman, 1980) es de aproximadamente

$$q_p = q_{u-R}(N_\phi + 1) \tag{18.38}$$

donde

$N_\phi = \tan^2(45 + \phi'/2)$
 q_{u-R} = resistencia a la compresión no confinada de la roca
 ϕ' = ángulo de drenaje de la fricción

Tabla 18.6 Esfuerzo de compresión no confinada típico y ángulo de fricción de las rocas

Tipo de roca	q_{u-R} (MN/m ²)	ϕ' (grados)
Arenisca	70–140	27–45
Caliza	105–210	30–40
Lutita	35–70	10–20
Granito	140–210	40–50
Mármol	60–70	25–30

La resistencia a la compresión no confinada de roca se puede determinar mediante pruebas de laboratorio en muestras de rocas recogidas durante la investigación de campo. Sin embargo, se debe utilizar precaución extrema para obtener el valor adecuado de q_{u-R} porque las muestras de laboratorio son generalmente de diámetro pequeño. A medida que el diámetro de la muestra aumenta, la resistencia a la compresión no confinada disminuye, lo que se conoce como *efecto de escala*. Para muestras más grandes de aproximadamente 1 m de diámetro, el valor de q_{u-R} permanece aproximadamente constante. Parece que en este proceso hay una reducción de cuatro a cinco veces en la magnitud de q_{u-R} . El efecto de escala en la roca es causada principalmente por fracturas grandes y pequeñas distribuidas al azar, y también por rupturas progresivas a lo largo de las líneas de deslizamiento. Por lo tanto, se recomienda siempre que

$$q_{u-R(\text{diseño})} = \frac{q_{u-R(\text{lab})}}{5} \quad (18.39)$$

La tabla 18.6 enumera algunos valores representativos de (laboratorio) resistencia a la compresión no confinada junto con el ángulo de fricción de la roca, ϕ' .

Se debe utilizar un factor de seguridad de al menos 3 para determinar la capacidad de carga permisible de la punta del pilote. Por lo tanto,

$$Q_{p(\text{adm})} = \frac{[q_{u-R}(N_\phi + 1)]A_p}{FS} \quad (18.40)$$

Ejemplo 18.1

Un pilote prefabricado de concreto de 12 m de largo totalmente empotrado se coloca sobre una capa de arena homogénea ($c' = 0$). El pilote es de sección cuadrada con lados que miden 305 mm. El peso unitario seco de arena, γ_d , es de 16.8 kN/m³, el ángulo promedio de fricción del suelo es 35°. Calcule la carga última en la punta del pilote. Utilice el método de Meyerhof con la ecuación (18.13).

Solución

Este suelo es homogéneo, por lo tanto, $L_b = L$. Para $\phi = 35^\circ$; $N_q^* \approx 120$. Así que,

$$q' = \gamma_d L = (16.8)(12) = 201.6 \text{ kN/m}^2$$

$$A_p = \frac{305 \times 305}{1000 \times 1000} = 0.0929 \text{ m}^2$$

$$Q_p = A_p q' N_q^* = (0.0929)(201.6)(120) = 2247.4 \text{ kN}$$

Sin embargo, de la ecuación (18.14) se tiene

$$q_l = 50N_q^* \tan \phi' = 50(120) \tan 35^\circ = 4201.25 \text{ kN/m}^2$$

Así

$$Q_p = A_p q_l = (0.0929)(4201.25) = 390.3 \text{ kN} < A_p q' N_q^*$$

y

$$Q_p \approx \mathbf{390 \text{ kN}}$$

Ejemplo 18.2

Consulte el ejemplo 18.1. Determine la resistencia total a la fricción para el pilote. Utilice las ecuaciones (18.17), (18.18) y (18.19), así como $K = 1.4$, $\delta' = 0.6 \phi'$.

Solución

La fricción de la superficie a cualquier profundidad está dada por la ecuación (18.18) como

$$f = K\sigma'_o \tan \delta'$$

De la ecuación (18.19), tenemos

$$L' = 15D$$

Así, para la profundidad $z = 0-15D$, $\sigma'_o = \gamma z = 16.8z$ (kN/m²) y más allá de $z \geq 15D$, $\sigma'_o = \gamma(15D) = (16.8)(15 \times 0.305) = 76.86$ kN/m². Este resultado se muestra en la figura 18.19.

La resistencia a la fricción de $z = 0$ a $15D$ es

$$\begin{aligned} Q_s &= pL'f_{\text{prom}} = [(4)(0.305)](15D) \left[\frac{(1.4)(76.86) \tan(0.6 \times 35)}{2} \right] \\ &= (1.22)(4.575)(20.65) = 115.26 \text{ kN} \end{aligned}$$

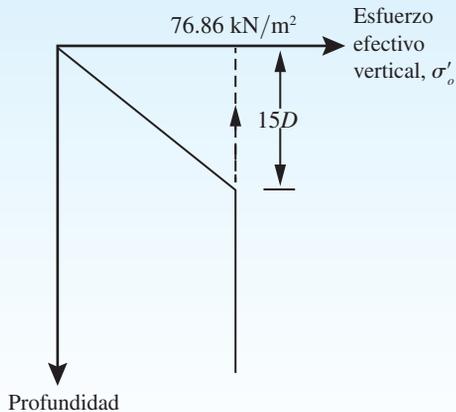


Figura 18.19

La resistencia a la fricción desde $z = 15D$ hasta 12 m es

$$Q_s = p(L - L')f_{z=15D} = [(4)(0.305)][12 - 4.575][(1.4)(76.86)\tan(0.6 \times 35)] \\ = (1.22)(7.425)(41.3) = 374.1 \text{ kN}$$

Por lo tanto, la resistencia total a la fricción es

$$115.26 + 374.1 = 489.35 \text{ kN} \approx \mathbf{490 \text{ kN}}$$

Ejemplo 18.3

Sea un pilote de concreto con $0.305 \text{ m} \times 0.305 \text{ m}$ de sección transversal en arena. El pilote es de 15.2 m de largo. Las siguientes son las variaciones del N_{60} con la profundidad. Estime Q_p usando la ecuación (18.15).

Profundidad bajo la superficie del terreno (m)	N_{60}
1.5	8
3.0	10
4.5	9
6.0	12
7.5	14
9.0	18
10.5	11
12.0	17
13.5	20
15.0	28
16.5	29
18.0	32
19.5	30
21.0	27

Solución

La punta del pilote está a 15.2 m por debajo de la superficie del terreno. Para el pilote, $D = 0.305 \text{ m}$. El promedio de N_{60} $10D$ arriba y sobre $5D$ por debajo de la punta del pilote es

$$N_{60} = \frac{17 + 20 + 28 + 29}{4} = 23.5 \approx 24$$

De la ecuación (18.15)

$$Q_p(\text{kN}) = A_p(q_p) = A_p \left[40 N_{60} \left(\frac{L}{D} \right) \right] \leq A_p(400 N_{60}) \\ A_p \left[40 N_{60} \left(\frac{L}{D} \right) \right] = (0.305 \times 0.305) \left[(40)(24) \left(\frac{15.2}{0.305} \right) \right] = 4450.6 \text{ kN} \\ A_p(400 N_{60}) = (0.305 \times 0.305) [(400)(24)] = 893 \text{ kN}$$

Por lo tanto, $Q_p = \mathbf{893 \text{ kN}}$

Ejemplo 18.4

Consulte el pilote descrito en el ejemplo 18.3. Estime la magnitud de Q_s del pilote.

- Utilice la ecuación (18.20).
- Teniendo en cuenta los resultados en el ejemplo 18.3, determine la capacidad de carga admisible del pilote. Use un factor de seguridad, $FS = 3$.

Solución

El valor promedio de N_{60} para la arena para 15.2 m es

$$N_{60} = \frac{8 + 10 + 9 + 12 + 14 + 18 + 11 + 17 + 20 + 28}{10} = 14.7 \approx 15$$

Inciso a

De la ecuación (18.20)

$$f_{\text{prom}} = 2(\bar{N}_{60}) = 2(15) = 30 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = pLf_{\text{prom}} = (4 \times 0.305)(15.2)(30) = 556.2 \text{ kN}$$

Inciso b

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{893 + 556.2}{3} = 483 \text{ kN}$$

Ejemplo 18.5

Considere un pilote de concreto de 18 m de longitud (sección transversal: $0.305 \text{ m} \times 0.305 \text{ m}$) totalmente empotrado en una capa de arena. A continuación se muestra la siguiente aproximación de la resistencia a la penetración de cono (cono mecánico) q_c para la capa de arena y la resistencia a la fricción f_c con la profundidad. Estime la carga admisible que el pilote puede soportar. Utilice $FS = 3$ y $q_p \approx q_c$ en la punta del pilote.

Profundidad a partir de la superficie del terreno (m)	q_c (kN/m ²)	f_c (kN/m ²)
0–5	3040	73
5–15	4560	102
15–25	9500	226

Solución

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$q_p \approx q_c$$

En la punta del pilote (es decir, a una profundidad de 18 m), $q_c \approx 9500 \text{ kN/m}^2$. Por lo tanto,

$$Q_p = A_p q_c = (0.305 \times 0.305)(9500) = 883.7 \text{ kN}$$

Para determinar Q_s , se ha preparado la siguiente tabla. (Nota: $L/D = 18/0.305 = 59$.)

Profundidad a partir de la superficie del terreno (m)	ΔL (m)	f_c (kN/m ²)	α' (Figura 18.15)	$\rho \Delta L \alpha' f_c$ (kN)
0–5	5	73	0.44	195.9
5–15	10	102	0.44	547.5
15–18	3	226	0.44	363.95

$$Q_s = 1107.35 \text{ kN}$$

Por lo tanto,

$$Q_u = Q_p + Q_s = 883.7 + 1107.35 = 1991.05 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{1991.05}{3} = 663.68 \approx \mathbf{664 \text{ kN}}$$

Ejemplo 18.6

Un pilote de concreto que tiene 458 mm × 458 mm de sección transversal se empotra en una arcilla saturada. La longitud de empotramiento es de 16 m. La cohesión no drenada, c_u , de la arcilla es de 60 kN/m², y el peso unitario de la arcilla es de 18 kN/m³. Use un factor de seguridad de 5 para determinar la carga admisible que puede soportar el pilote.

- Utilice el método α .
- Utilice el método λ .

Solución

Inciso a

De la ecuación (18.16),

$$Q_p = A_p q_p = A_p c_u N_c^* = (0.458 \times 0.458)(60)(9) = 113.3 \text{ kN}$$

De las ecuaciones (18.27) y (18.28),

$$Q_s = \alpha c_u pL$$

De la gráfica del promedio en la figura 18.17 para $c_u = 60 \text{ kN/m}^2$, $\alpha \approx 0.77$ y

$$Q_s = (0.77)(60)(4 \times 0.458)(16) = 1354 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{113.3 + 1354}{5} \approx \mathbf{294 \text{ kN}}$$

Inciso b

De la ecuación (18.25),

$$f_{\text{prom}} = \lambda(\bar{\sigma}'_o + 2c_u)$$

Se tiene que $L = 16.0 \text{ m}$. De la tabla 18.5, para $L = 16 \text{ m}$, $\lambda \approx 0.2$; por lo tanto

$$f_{\text{prom}} = 0.2 \left[\left(\frac{18 \times 16}{2} \right) + 2(60) \right] = 52.8 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = pL f_{\text{prom}} = (4 \times 0.458)(16)(52.8) = 1548 \text{ kN}$$

Ya que en el inciso a, $Q_p = 113.3$ kN, entonces

$$Q_{adm} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{113.3 + 1548}{5} = 332 \text{ kN}$$

Ejemplo 18.7

En la figura 18.20a se muestra un pilote colocado en arcilla. El pilote tiene un diámetro de 406 mm.

- Calcule la capacidad de carga neta en la punta. Utilice la ecuación (18.16).
- Calcule la resistencia de la superficie (1) mediante el uso de las ecuaciones (18.27) y (18.28) (método α), (2) mediante el uso de la ecuación (18.25) (método λ) y (3) mediante el uso de la ecuación (18.29) (método β). Para todas las capas de arcilla, $\phi_R = 30^\circ$. A 10 m la arcilla está normalmente consolidada. La capa de arcilla inferior tiene un OCR de 2.
- Estime la capacidad neta admisible del pilote. Utilice $FS = 4$.

Solución

El área de la sección transversal de la pila es

$$A_p = \frac{\pi}{4} D^2 = \frac{\pi}{4} (0.406)^2 = 0.1295 \text{ m}^2$$

Inciso a: Cálculo de la capacidad de carga neta

De la ecuación (18.16), se tiene

$$Q_p = A_p q_p = A_p N_c^* c_{u(2)} = (0.1295)(9)(100) = 116.55 \text{ kN}$$

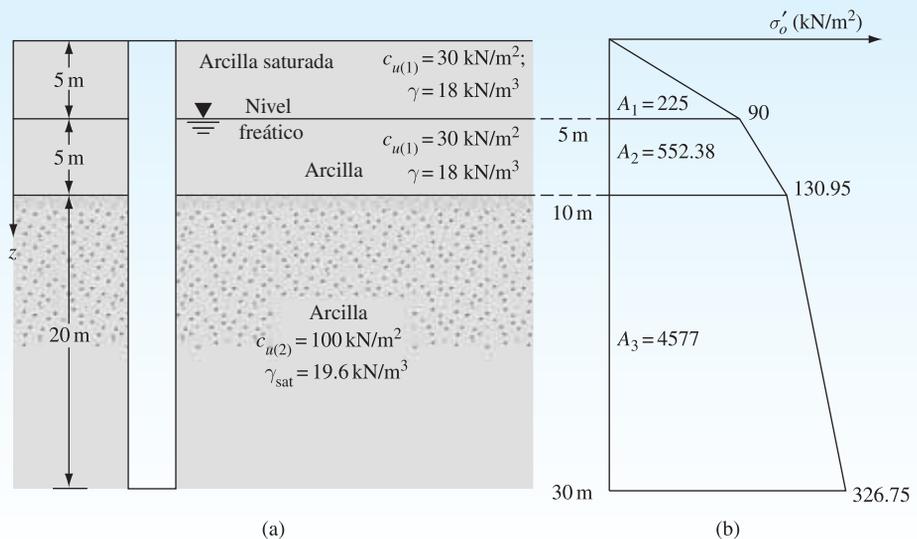


Figura 18.20

Inciso b: Cálculo de la resistencia superficial

(1) De la ecuación (18.28)

$$Q_s = \sum \alpha c_u p \Delta L$$

Para la capa superior del suelo, $c_{u(1)} = 30 \text{ kN/m}^2$. De acuerdo con la gráfica promedio de la figura 18.17, $\alpha_1 = 1.0$. Del mismo modo, para la capa inferior del suelo, $c_{u(2)} = 100 \text{ kN/m}^2$; $\alpha_2 = 0.5$. Por lo tanto,

$$\begin{aligned} Q_s &= \alpha_1 c_{u(1)} [(\pi)(0.406)]10 + \alpha_2 c_{u(2)} [(\pi)(0.406)]20 \\ &= (1)(30)[(\pi)(0.406)]10 + (0.5)(100)[(\pi)(0.406)]20 \\ &= 382.7 + 1275.5 = \mathbf{1658.2 \text{ kN}} \end{aligned}$$

(2) El valor promedio de c_u es

$$\frac{c_{u(1)}(10) + c_{u(2)}(20)}{30} = \frac{(30)(10) + (100)(20)}{30} = 76.7 \text{ kN/m}^2$$

Para obtener el valor promedio de $\bar{\sigma}'_o$, el diagrama de la variación del esfuerzo efectivo vertical con la profundidad se representa en la figura 18.20. De la ecuación (18.26),

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{A_1 + A_2 + A_3}{L} = \frac{225 + 552.38 + 4577}{30} = 178.48 \text{ kN/m}^2$$

De la tabla 18.5, la magnitud de λ es 0.145. Así

$$f_{\text{prom}} = 0.145[178.48 + (2)(76.7)] = 48.12 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$Q_s = pL f_{\text{prom}} = \pi(0.406)(30)(48.12) = \mathbf{1841.3 \text{ kN}}$$

(3) La capa de arcilla superior (10 m) está normalmente consolidada y $\phi_R = 30^\circ$.

Para $z = 0\text{-}5 \text{ m}$ [ecuación (18.33)],

$$\begin{aligned} f_{\text{prom}(1)} &= (1 - \text{sen } \phi_R) \tan \phi_R \sigma'_{o(\text{prom})} \\ &= (1 - \text{sen } 30^\circ)(\tan 30^\circ) \left(\frac{0 + 90}{2} \right) = 13.0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Del mismo modo, para $z = 5\text{-}10 \text{ m}$,

$$f_{\text{prom}(2)} = (1 - \text{sen } 30^\circ)(\tan 30^\circ) \left(\frac{90 + 130.95}{2} \right) = 31.9 \text{ kN/m}^2$$

Para $z = 10\text{-}30 \text{ m}$ [ecuación (18.34)],

$$f_{\text{prom}} = (1 - \text{sen } \phi_R) \tan \phi_R \sqrt{OCR} \sigma'_{a(\text{prom})}$$

Para $OCR = 2$,

$$f_{\text{prom}(3)} = (1 - \text{sen } 30^\circ)(\tan 30^\circ) \sqrt{2} \left(\frac{130.95 + 326.75}{2} \right) = 93.43 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$Q_s = p[f_{\text{prom}(1)}(5) + f_{\text{prom}(2)}(5) + f_{\text{prom}(3)}(20)] \\ = (\pi)(0.406)[(13)(5) + (31.9)(5) + (93.43)(20)] = \mathbf{2669.7 \text{ kN}}$$

Inciso c: Cálculo de la capacidad última, Q_u

La comparación de los tres valores de Q_s muestran que los métodos α y λ dan resultados similares. Por eso se utiliza

$$Q_s = \frac{1658.2 + 1841.3}{2} \approx 1750 \text{ kN}$$

Por lo tanto,

$$Q_u = Q_p + Q_s = 116.55 + 1750 = 1866.55 \text{ kN} \\ Q_{\text{adm}} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{1866.55}{4} = \mathbf{466.6 \text{ kN}}$$

Ejemplo 18.8

Un pilote de concreto de 305 mm × 305 mm de sección transversal es conducido hasta una profundidad de 20 m en un suelo de arcilla saturada. Un resumen de la variación de la resistencia de fricción f_c obtenido a partir de una prueba de penetración de cono es el siguiente:

Profundidad (m)	Resistencia a la fricción f_c (kg/cm ²)
0–6	0.35
6–12	0.56
12–20	0.72

Estime la resistencia a la fricción Q_s del pilote.

Solución

Puede prepararse la siguiente tabla:

Profundidad (m)	f_c (kN/m ²)	α' (Figura 18.18)	ΔL (m)	$\alpha' f_c p(\Delta L)$ [Ec. (18.36)] (kN)
0–6	34.34	0.84	6	211.5
6–12	54.94	0.71	6	258.5
12–20	70.63	0.63	8	432.2

(Nota: $p = (4)(0.305) = 1.22 \text{ m}$)

Por lo tanto,

$$Q_s = \Sigma \alpha' f_c p(\Delta L) = \mathbf{931 \text{ kN}}$$

18.12 Asentamiento elástico de pilotes

El asentamiento elástico de un pilote bajo una carga de trabajo vertical, Q_w , está determinado por tres factores:

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \quad (18.41)$$

donde

- S_e = asentamiento total del pilote
- $S_{e(1)}$ = asentamiento del eje del pilote
- $S_{e(2)}$ = asentamiento causado por la carga en la punta del pilote
- $S_{e(3)}$ = asentamiento causado por la carga transmitida a lo largo del eje del pilote

Determinación de $S_{e(1)}$

Si se supone que el material del pilote es elástico, la deformación del eje del pilote puede ser evaluada utilizando los principios fundamentales de mecánica de materiales:

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (18.42)$$

donde

- Q_{wp} = carga soportada en el punto del pilote en condiciones de carga de trabajo
- Q_{ws} = carga soportada por la resistencia a la fricción (superficial) en condiciones de carga de trabajo
- A_p = área de la sección transversal del pilote
- L = longitud del pilote
- E_p = módulo de elasticidad del material del pilote

La magnitud de ξ depende de la naturaleza de la distribución de la resistencia unitaria a la fricción (superficial) a lo largo del eje del pilote. Puede variar entre 0.5 y 0.67 (Vesic, 1977).

Determinación de $S_{e(2)}$

El asentamiento de un pilote causado por la carga soportada por la punta del pilote se puede expresar como

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} \quad (18.43)$$

donde

- D = ancho o diámetro del pilote
- q_{wp} = punto de carga por unidad de superficie en la punta del pilote = Q_{wp}/A_p
- E_s = módulo de elasticidad del suelo en o por debajo de la punta del pilote
- μ_s = Coeficiente de suelo de Poisson
- I_{wp} = factor de influencia ≈ 0.85

Tabla 18.7 Valores típicos de C_p recomendados por Vesic (1977) [ecuación (18.44)]

Tipo de suelo	Pilote clavado	Pilote perforado
Arena (densa a suelta)	0.02–0.04	0.09–0.18
Arcilla (rígida a blanda)	0.02–0.03	0.03–0.06
Limo (denso a suelto)	0.03–0.05	0.09–0.12

Vesic (1977) propuso un método semi-empírico para obtener la magnitud del asentamiento, $S_{e(2)}$:

$$S_{e(2)} = \frac{Q_{wp} C_p}{D q_p} \quad (18.44)$$

donde

q_p = resistencia última en la punta del pilote
 C_p = coeficiente empírico

Los valores representativos de C_p para diferentes suelos se presentan en la tabla 18.7.

Determinación de $S_{e(3)}$

El asentamiento de un pilote causado por la carga soportada a lo largo del eje está dado por una relación similar a la ecuación (18.43), o

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad (18.45)$$

donde

p = perímetro del pilote
 L = longitud empotrada del pilote
 I_{ws} = factor de influencia

Debe tenerse en cuenta que el término Q_{ws}/pL en la ecuación (18.45) es el valor promedio de F a lo largo del eje del pilote. El factor de influencia, I_{ws} , tiene una sencilla relación empírica (Vesic, 1977):

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (18.46)$$

Vesic (1977) también propuso una relación empírica sencilla similar a la ecuación (18.44) para la obtención de $S_{e(3)}$:

$$S_{e(3)} = \frac{Q_{ws} C_s}{L q_p} \quad (18.47)$$

donde C_s = constante empírica = $(0.93 + 0.16 \sqrt{L/D}) C_p$, (18.48)
 Los valores de C_p para el uso de la ecuación (18.48) se pueden estimar a partir de la tabla 18.7.

Ejemplo 18.9

Un pilote prefabricado de concreto de 12 m de largo está completamente empotrado en la arena. La sección transversal del pilote mide 0.305 m × 0.305 m. La carga de trabajo admisible del pilote es 337 kN, de los cuales 240 kN son aportados por la fricción de la superficie. Determine el asentamiento elástico del pilote para $E_p = 21 \times 10^6$ kN/m², $E_s = 30\,000$ kN/m² y $\mu_s = 0.3$.

Solución

Se usará la ecuación (18.41):

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)}$$

De la ecuación (18.42),

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

Sea $\xi = 0.6$ y $E_p = 21 \times 10^6$ kN/m². Entonces

$$S_{e(1)} = \frac{[97 + (0.6)(240)]12}{(0.305)^2(21 \times 10^6)} = 0.00148 \text{ m} = 1.48 \text{ mm}$$

De la ecuación (18.43),

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp}$$

$$I_{wp} = 0.85$$

$$q_{wp} = \frac{Q_{wp}}{A_p} = \frac{97}{(0.305)^2} = 1042.7 \text{ kN/m}^2$$

Así

$$S_{e(2)} = \left[\frac{(1042.7)(0.305)}{30\,000} \right] (1 - 0.3^2)(0.85) = 0.0082 \text{ m} = 8.2 \text{ mm}$$

Una vez más, de la ecuación (18.45),

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{\rho L} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{12}{0.305}} = 4.2$$

Así

$$S_{e(3)} = \frac{240}{(\pi \times 0.305)(12)} \left(\frac{0.305}{30\,000} \right) (1 - 0.3^2)(4.2) = 0.00081 \text{ m} = 0.81 \text{ mm}$$

Por lo tanto, el asentamiento total es

$$S_e = 1.48 + 8.2 + 0.81 = \mathbf{10.49 \text{ mm}}$$

18.13 Pruebas de carga de pilote

En la mayoría de los grandes proyectos debe realizarse un número determinado de pruebas de carga sobre los pilotes. La razón principal es la falta de fiabilidad de los métodos de predicción. La capacidad de carga vertical y lateral de un pilote puede ser probada en el campo. La figura 18.21a muestra un diagrama esquemático de la disposición del pilote de carga para la prueba de *compresión axial* en el campo. La carga es aplicada al pilote por un gato hidráulico. Cargas de paso se aplican al pilote y se permite que transcurra el tiempo suficiente después de cada carga, de manera que se produce un pequeño asentamiento que se mide mediante manómetros comparadores. La cantidad de carga que se aplicará a cada paso puede variar, dependiendo de los códigos de construcción locales. La mayoría de los códigos de construcción requieren que cada paso de carga sea aproximadamente de una cuarta parte de la carga de trabajo propuesta. La prueba de carga debe llevarse a cabo para una carga total de al menos dos veces la carga de trabajo propuesta. Después de alcanzar la carga deseada sobre el pilote, éste se descarga gradualmente.

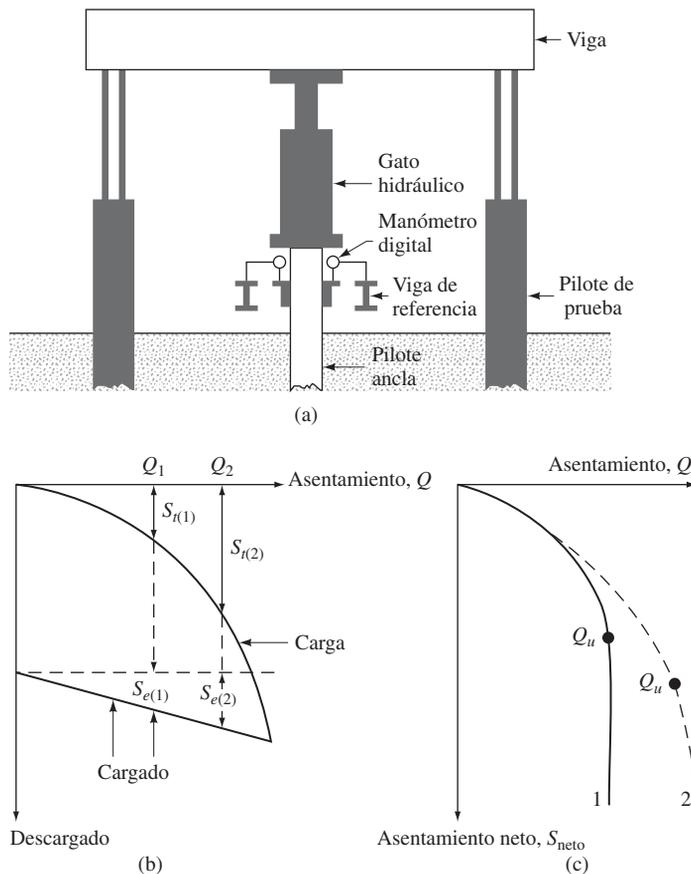


Figura 18.21 (a) Diagrama esquemático de la disposición del pilote de carga para la prueba; (b) gráfica de la carga en función del asentamiento total; (c) gráfica de la carga en función del asentamiento neto

La figura 18.21b muestra un diagrama de carga-asetamiento obtenido a partir de la carga y descarga en campo. Para cualquier carga Q la liquidación neta-pila se puede calcular de la siguiente manera:

Cuando $Q = Q_1$,

$$\text{Asentamiento neto, } S_{\text{neto}(1)} = S_{t(1)} - S_{e(1)}$$

Cuando $Q = Q_2$,

$$\text{Asentamiento neto, } S_{\text{neto}(2)} = S_{t(2)} - S_{e(2)}$$

⋮

donde

S_{neto} = asentamiento neto

S_e = asentamiento elástico del mismo pilote

S_t = asentamiento total

Estos valores de Q se pueden trazar en una gráfica en función del asentamiento neto correspondiente, S_{neto} , como se muestra en la figura 18.21c. La carga última del pilote se puede determinar entonces a partir de la gráfica. El asentamiento del pilote puede aumentar con la carga hasta cierto punto, más allá del cual la curva asentamiento-carga se vuelve vertical. La carga correspondiente al punto donde la curva de Q en función de S_{neto} se convierte en vertical es la carga última, Q_u , para el pilote; ésta es mostrada por la curva 1 en la figura 18.21c. En muchos casos, la última etapa de la curva carga-asetamiento es casi lineal, muestra un alto grado de asentamiento para un pequeño incremento de la carga; esto se muestra con la curva 2 en la figura. La carga última, Q_u , para tal caso se determina a partir del punto de la curva de Q en función de S_{neto} en donde comienza esta parte lineal empinada.

Uno de los métodos para obtener la carga última Q_u de la gráfica carga-asetamiento es el propuesto por Davisson (1973). El método de Davisson se utiliza con frecuencia en campo y se describe aquí. En referencia a la figura 18.22, la carga última se produce a un nivel de asentamiento (S_u) de

$$S_u(\text{mm}) = 0.012D_r + 0.1 \left(\frac{D}{D_r} \right) + \frac{Q_u L}{A_p E_p} \quad (18.49)$$

donde

Q_u está en kN

D está en mm

D_r = diámetro del pilote de referencia o ancho (= 300 mm)

L = longitud del pilote (mm)

A_p = área de la sección transversal del pilote (mm^2)

E_p = módulo de Young del material del pilote (kN/mm^2)

La aplicación de este procedimiento se muestra en el ejemplo 18.10.

El procedimiento de prueba de carga que se acaba de describir requiere la aplicación de cargas de paso sobre los pilotes y la medición del asentamiento y se llama prueba de *carga controlada*. Otra técnica utilizada para una prueba del pilote de carga es la prueba de *penetración a velocidad constante*, en la que la carga sobre el pilote se incrementa continuamente para mantener una velocidad constante de penetración, que puede variar desde 0.25 hasta 2.5 mm/min. Esta prueba da como resultado una gráfica de carga-asetamiento similar a la obtenida a partir de la prueba de carga controlada. Otro tipo de prueba de pilote de carga es la *carga cíclica*, en la que una carga incremental se aplica y quita repetidamente.

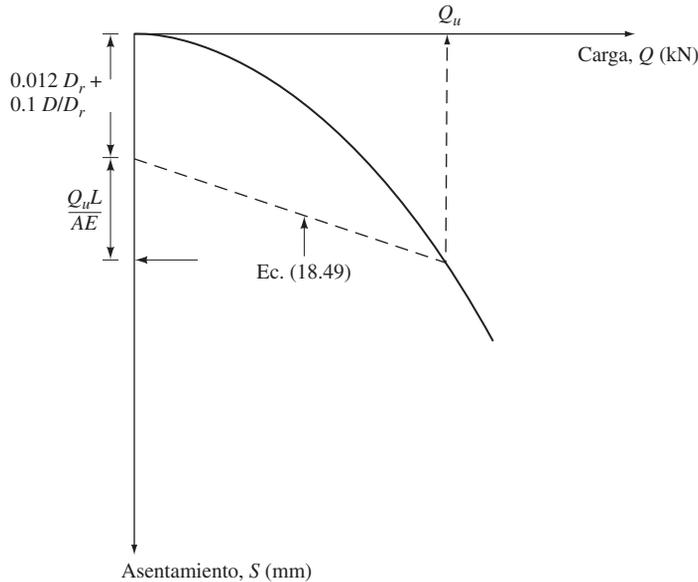


Figura 18.22 Método de Davisson para la determinación de Q_u

Con el fin de llevar a cabo una prueba de carga sobre pilotes, es importante tener en cuenta el lapso de tiempo después del final de la colocación (EOD). Cuando los pilotes se colocan en arcilla blanda, cierta zona que rodea el barro se convierte en remodelada o comprimida. Esto resulta en una reducción de la resistencia al corte sin drenar, c_u . Con el tiempo, la pérdida de resistencia al corte sin drenar está parcialmente o completamente recuperada. El lapso de tiempo puede oscilar entre 30 y 60 días.

Ejemplo 18.10

La figura 18.23 muestra los resultados de las pruebas de carga sobre un pilote de concreto de 20 m de largo (406 mm \times 406 mm) incrustado en la arena. Utilizando el método de Davisson, determine la carga última Q_u . Dado: $E_p = 30 \times 10^6$ kN/m².

Solución

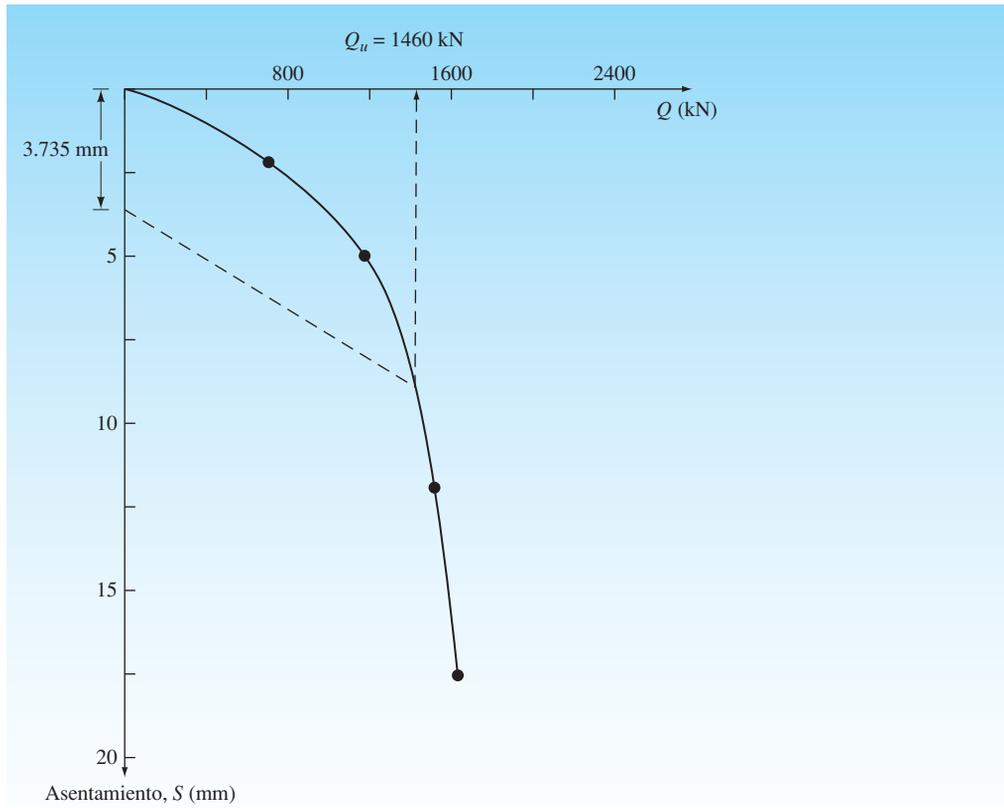
De la ecuación (18.49),

$$S_u = 0.012D_r + 0.1\left(\frac{D}{D_r}\right) + \frac{Q_u L}{A_p E_p}$$

$D_r = 300$ mm, $D = 406$ mm, $L = 20$ m = 20 000 mm, $A_p = 406$ mm \times 406 mm = 164 836 mm² y $E_p = 30 \times 10^6$ kN/m². Por lo tanto,

$$\begin{aligned} S_u &= (0.012)(300) + (0.1)\left(\frac{406}{300}\right) + \frac{(Q_u)(20\,000)}{(30)(164\,836)} \\ &= 3.6 + 0.135 + 0.004Q_u = 3.735 + 0.004Q_u \end{aligned}$$

La línea de S_u (mm) = 3.735 + 0.004 Q_u se dibuja en la figura 18.23. La intersección de esta línea con la curva de carga-asentamiento da la carga última de $Q_u = 1640$ kN.

**Figura 18.23**

18.14 Fórmulas para la colocación de pilotes

Para desarrollar la capacidad de carga deseada, un pilote de punta de carga debe penetrar la capa de suelo denso lo suficiente o tener contacto suficiente con una capa de roca. Este requisito no siempre puede ser satisfecho por la colocación de un pilote a una profundidad determinada porque los perfiles del suelo varían. Por esa razón se han desarrollado varias ecuaciones para calcular la capacidad última de un pilote durante la colocación. Estas ecuaciones dinámicas son ampliamente utilizadas en el campo para determinar si el pilote ha alcanzado un valor de carga satisfactorio a la profundidad determinada. Una de las primeras de estas ecuaciones dinámicas, comúnmente conocida como la *fórmula Engineering News Record (ENR)*, se deriva de la teoría del trabajo y la energía, es decir,

$$\begin{aligned} &\text{energía impartida por el martillo por golpe} \\ &= (\text{resistencia del pilote}) (\text{penetración por golpe de martillo}) \end{aligned}$$

De acuerdo con la fórmula *ENR*, la resistencia del pilote es la carga última, Q_u , expresada como

$$Q_u = \frac{W_R h}{S + C} \quad (18.50)$$

donde

- W_R = peso del ariete
- h = altura de la caída del ariete
- S = penetración del pilote por golpe de martillo
- C = constante

La penetración de la pila, S , generalmente se basa en el valor promedio obtenido de los últimos golpes de conducción. En la forma original de la ecuación se recomiendan los siguientes valores de C :

- Para martinetes: $C = 2.54$ cm (si las unidades de S y h están en centímetros)
- Para martillos de vapor: $C = 0.254$ cm (si las unidades de S y h están en centímetros)

Además, un factor de seguridad de $FS = 6$ fue recomendado para estimar la capacidad admisible del pilote. Tenga en cuenta que, para martillos de efecto simple y doble, el término $W_R H$ puede ser remplazado por EH_E (donde E = eficiencia del martillo y H_E = energía estimada del martillo). Por lo tanto,

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + C} \quad (18.51)$$

La fórmula *ENR* para clavar pilotes ha sido revisada varias veces a lo largo de los años. Una forma reciente, la *fórmula ENR modificada*, es

$$Q_u = \frac{EW_R h}{S + C} \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p} \quad (18.52)$$

donde

- E = eficiencia del martillo
- $C = 0.254$ cm si las unidades de S y h están en centímetros
- W_p = peso del pilote
- n = coeficiente de restitución entre el pistón y el encepado

Las eficiencias de los diferentes martillos de percusión, E , se encuentran en los siguientes rangos:

Tipo de martillo	Eficiencia, E
Martillos de efecto simple y doble	0.7–0.85
Martillos de diesel	0.8–0.9
Martinetes	0.7–0.9

Algunos valores representativos del coeficiente de restitución, n , son los siguientes:

Material del pilote	Coficiente de restitución, n
Martillo de hierro fundido y pilotes de concreto (sin tapa)	0.4–0.5
Cojines de madera sobre pilotes de acero	0.3–0.4
Pilotes de madera	0.25–0.3

Un factor de seguridad de entre 4 y 6 puede ser utilizado en la ecuación (18.52) para obtener la capacidad de carga admisible de un pilote.

Otra ecuación, conocida como la *fórmula danesa*, también produce resultados tan fiables como cualquier otra ecuación:

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + \sqrt{\frac{EH_EL}{2A_pE_p}}} \quad (18.53)$$

donde

E = eficiencia del martillo

H_E = energía nominal del martillo

E_p = módulo de elasticidad del material del pilote

L = longitud del pilote

A_p = área de la sección transversal del pilote

Deben utilizarse unidades consistentes en la ecuación (18.53). Se recomienda un factor de seguridad de 3 a 6 para estimar la capacidad de soporte de carga admisible de los pilotes.

Ejemplo 18.11

Un pilote de concreto prefabricado de 305 mm × 305 mm de sección transversal es clavado por un martillo. Se tienen estos valores:

energía nominal máxima del martillo = 35 kN-m

peso del ariete = 36 kN

longitud total del pilote = 20 m

eficiencia del martillo = 0.8

coeficiente de restitución = 0.45

peso del encepado = 3.2 kN

número de golpes para los últimos 25.4 mm de penetración = 5

Estime la capacidad admisible del pilote por el uso de cada una de estas ecuaciones:

- La ecuación (18.51) (use $FS = 6$)
- La ecuación (18.52) (use $FS = 5$)
- La ecuación (18.53) (use $FS = 4$)

Solución

Inciso a. La ecuación (18.51) es

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + C}$$

Se tiene $E = 0.8$, $H_E = 35$ kN-m y

$$S = \frac{25.4}{5} = 5.08 \text{ mm} = 0.508 \text{ cm}$$

Así

$$Q_u = \frac{(0.8)(35)(100)}{0.508 + 0.254} = 3674.5 \text{ kN}$$

Por lo tanto,

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{3674.5}{6} \approx \mathbf{612 \text{ kN}}$$

Inciso b. La ecuación (18.52) es

$$Q_u = \frac{EW_R h}{S + C} \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p}$$

Peso del pilote = $LA_p \gamma_c = (20)(0.305)^2(23.58) = 43.87$ kN y

W_p = peso del pilote + peso del encepado = $43.87 + 3.2 = 47.07$ kN

Así

$$\begin{aligned} Q_u &= \left[\frac{(0.8)(35)(100)}{0.508 + 0.254} \right] \left[\frac{36 + (0.45)^2(47.07)}{36 + 47.07} \right] \\ &= (3674)(0.548) \approx 2013 \text{ kN} \\ Q_{\text{adm}} &= \frac{Q_u}{FS} = \frac{2013}{5} = 402.6 \text{ kN} \approx \mathbf{403 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Inciso c. La ecuación (18.53) es

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + \sqrt{\frac{EH_E L}{2A_p E_p}}}$$

Se tiene $E_p \approx 20.7 \times 10^6$ kN/m². Así

$$\sqrt{\frac{EH_E L}{2A_p E_p}} = \sqrt{\frac{(0.8)(35)(20)}{(2)(0.305)^2(20.7 \times 10^6)}} = 0.0121 \text{ m} = 1.21 \text{ cm}$$

Por lo tanto,

$$\begin{aligned} Q_u &= \frac{(0.8)(35)(100)}{0.508 + 1.21} = 1630 \text{ kN} \\ Q_{\text{adm}} &= \frac{Q_u}{FS} = \frac{1630}{4} = \mathbf{407.5 \text{ kN}} \end{aligned}$$

18.15 Fricción superficial negativa

La fricción superficial negativa es una fuerza de arrastre ejercida hacia abajo sobre el pilote por la tierra que lo rodea. Esta acción puede producirse bajo condiciones como las siguientes:

1. Si un relleno de suelo arcilloso se coloca sobre una capa de suelo granular en la que se clava un pilote, el relleno se consolidará gradualmente. Este proceso de consolidación ejercerá una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote (figura 18.24a) durante el periodo de consolidación.
2. Si un relleno de suelo granular se coloca sobre una capa de arcilla blanda, como se muestra en la figura 18.24b, induce el proceso de consolidación en la capa de arcilla y, por lo tanto, ejerce un arrastre hacia abajo sobre el pilote.
3. La reducción del nivel freático incrementará el esfuerzo efectivo vertical en el suelo a cualquier profundidad, lo que inducirá al asentamiento de consolidación en arcilla. Si un pilote se encuentra en la capa de arcilla, éste se somete a una fuerza de arrastre hacia abajo.

En algunos casos la fuerza de arrastre hacia abajo puede ser excesiva y causar una falla de cimentación. Esta sección describe dos métodos provisionales para calcular la fricción negativa.

Relleno de arcilla sobre suelo granular (figura 18.24a)

Similar al método β que se presentó en la sección 18.9, el esfuerzo superficial negativo (hacia abajo) sobre el pilote es

$$f_n = K' \sigma'_o \tan \delta' \quad (18.54)$$

donde

- K' = coeficiente de presión de tierra = $K_o = 1 - \text{sen } \phi'$
- σ'_o = tensión efectiva vertical a cualquier profundidad $z = \gamma'_f z$
- γ'_f = peso de la unidad efectiva de relleno
- δ' = ángulo de fricción suelo-pilote $\approx 0.5\phi' - 0.7\phi'$

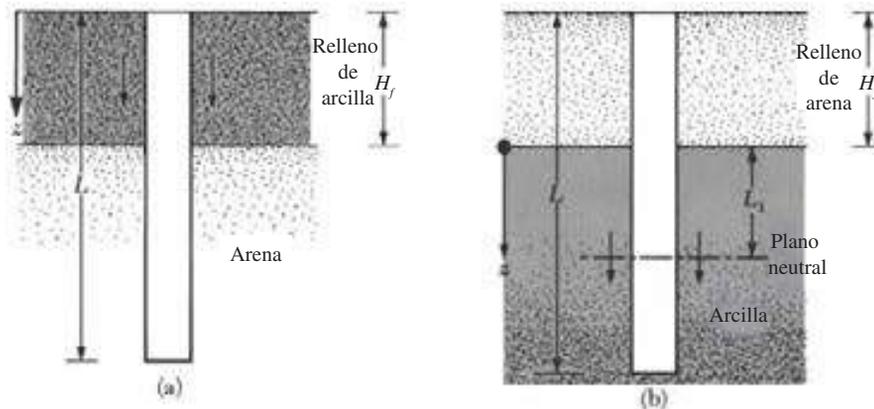


Figura 18.24 Fricción superficial negativa

Por lo tanto, la fuerza de fricción total hacia abajo, Q_n , sobre un pilote es

$$Q_n = \int_0^{H_f} (pK' \gamma'_f \tan \delta') z dz = \frac{pK' \gamma'_f H_f^2 \tan \delta'}{2} \quad (18.55)$$

donde H_f = altura del relleno. Si el relleno está por encima del nivel freático, el peso unitario efectivo, γ'_f , debe ser sustituido por el peso unitario húmedo.

Relleno de suelo granular sobre arcilla (figura 18.24b)

En este caso, la evidencia indica que la fricción superficial negativa sobre el pilote puede existir desde $z = 0$ a $z = L_1$, lo que se conoce como *profundidad neutra* (ver Vesic, 1977, pp. 25-26, para la discusión). La profundidad neutra puede administrarse en la forma (Bowles, 1982)

$$L_1 = \frac{L - H_f}{L_1} \left(\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma'_f H_f}{\gamma'} \right) - \frac{2\gamma'_f H_f}{\gamma'} \quad (18.56)$$

donde γ'_f y γ' = pesos unitarios efectivos del relleno y la capa de arcilla subyacente, respectivamente.

Una vez determinado el valor de L_1 , se obtiene la fuerza de resistencia a la baja de la siguiente manera: la fricción superficial negativa unitaria a cualquier profundidad de $z = 0$ a $z = L_1$ es

$$f_n = K' \sigma'_o \tan \delta' \quad (18.57)$$

donde

$$\begin{aligned} K' &= K_o = 1 - \text{sen } \phi' \\ \sigma'_o &= \gamma'_f H_f + \gamma' z \\ \delta' &= 0.5\phi' - 0.7\phi' \end{aligned}$$

Por lo tanto, la fuerza total de fricción es

$$\begin{aligned} Q_n &= \int_0^{L_1} p f_n dz = \int_0^{L_1} p K' (\gamma'_f H_f + \gamma' z) \tan \delta' dz \\ &= (p K' \gamma'_f H_f \tan \delta') L_1 + \frac{L_1^2 p K' \gamma' \tan \delta'}{2} \end{aligned} \quad (18.58)$$

Para pilotes de soporte final puede suponerse que la profundidad neutra está situada en la punta del pilote (es decir, $L_1 = L - H_f$).

Si el suelo y el relleno están por encima del nivel freático, los pesos unitarios efectivos deben ser sustituidos por pesos unitarios húmedos. En algunos casos los pilotes pueden estar recubiertos con betún en la zona de fricción descendente para evitar este problema. Baligh *et al.* (1978) resumieron los resultados de varias pruebas de campo que se realizaron para evaluar la eficacia del revestimiento de betún en la reducción de la fricción negativa.

Ejemplo 18.12

Consulte la figura 18.24b. Aquí, $H_f = 2$ m, diámetro del pilote = 0.305 m, $\gamma_f = 16.5$ kN/m³, $\phi'_{(\text{arcilla})} = 34^\circ$, $\gamma_{\text{sat}(\text{arcilla})} = 17.2$ kN/m³ y $L = 20$ m. El nivel freático coincide con la parte superior de la capa de arcilla. Determine la fuerza de fricción hacia abajo.

Solución

La profundidad del plano neutro se da en la ecuación (18.56) como

$$L_1 = \frac{L - H_f}{L_1} \left(\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma_f H_f}{\gamma'} \right) - \frac{2\gamma_f H_f}{\gamma'}$$

Se debe considerar que en la ecuación (18.56) γ'_f ha sido sustituido por γ_f porque el relleno está por encima del nivel freático. Así

$$\begin{aligned} L_1 &= \frac{20 - 2}{L_1} \left[\frac{(20 - 2)}{2} + \frac{(16.5)(2)}{(17.2 - 9.81)} \right] - \frac{(2)(16.5)(2)}{(17.2 - 9.81)} \\ &= \frac{242.4}{L_1} - 8.93 \\ L_1 &= 11.75 \text{ m} \end{aligned}$$

Ahora, en referencia a la ecuación (18.58), se tiene

$$\begin{aligned} Q_n &= (pK'\gamma_f H_f \tan \delta') L_1 + \frac{L_1^2 p K' \gamma' \tan \delta'}{2} \\ p &= \pi(0.305) = 0.958 \text{ m} \\ K' &= 1 - \sin 34^\circ = 0.44 \\ Q_n &= (0.958)(0.44)(16.5)(2)[\tan(0.6 \times 34)](11.75) \\ &\quad + \frac{(11.75)^2(0.958)(0.44)(17.2 - 9.81)[\tan(0.6 \times 34)]}{2} \\ &= 60.78 + 79.97 = \mathbf{140.75 \text{ kN}} \end{aligned}$$

18.16 Pilotes agrupados: eficiencia

En la mayoría de casos, los pilotes se usan en grupos para transmitir la carga estructural al suelo (figura 18.25). Un *encepado* se construye sobre un *grupo de pilotes* (figura 18.25a). La determinación de la capacidad de carga de los pilotes agrupados es extremadamente complicada y aún no ha sido resuelta por completo. Cuando los pilotes se colocan uno cerca del otro, una suposición razonable es que los esfuerzos transmitidos por los pilotes al suelo se traslapan (figura 18.25b), reduciendo así la capacidad de soporte de carga de los pilotes. Idealmente, los pilotes en un grupo se deben espaciar de manera que la capacidad de soporte de carga del grupo no sea menor que la suma de la capacidad de soporte de los pilotes individuales. En la práctica, la separación mínima de centro a centro del pilote, d , es $2.5D$ y en situaciones normales está realmente cerca de $3D$ a $3.5D$.

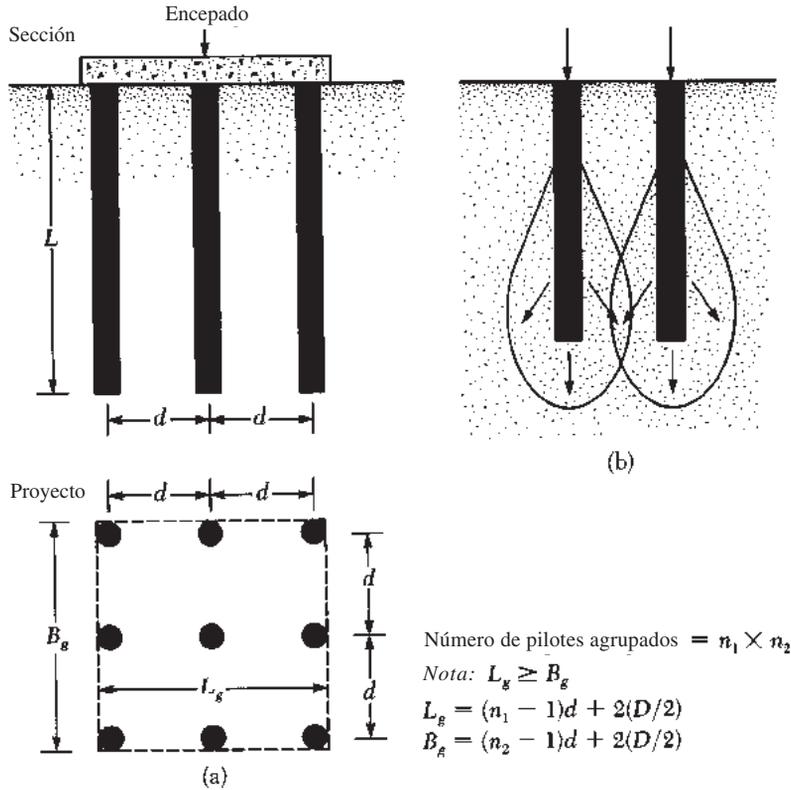


Figura 18.25 Grupos de pilotes

La eficiencia de la capacidad de soporte de carga de un grupo de pilotes se puede definir como

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} \quad (18.59)$$

donde

- η = eficiencia de grupo
- $Q_{g(u)}$ = capacidad de carga máxima del grupo de pilotes
- Q_u = capacidad de carga máxima de cada pilote sin el efecto de grupo

Pilotes en arena

Con base en las observaciones experimentales del comportamiento de los pilotes agrupados en arena hasta la fecha, se pueden extraer dos conclusiones generales:

1. Para grupos de pilotes *clavados* en arena con $d \geq 3D$, $Q_{g(u)}$ puede ser tomado como $\sum Q_u$, que incluye la fricción y la capacidad de carga en la punta de pilotes individuales.
2. Para grupos de pilotes *perforados* en arena con separaciones convencionales ($d \approx 3D$), $Q_{g(u)}$ puede ser tomado como $\frac{2}{3}$ a $\frac{3}{4}$ veces $\sum Q_u$ (capacidades de punto de apoyo y de fricción de pilotes individuales).

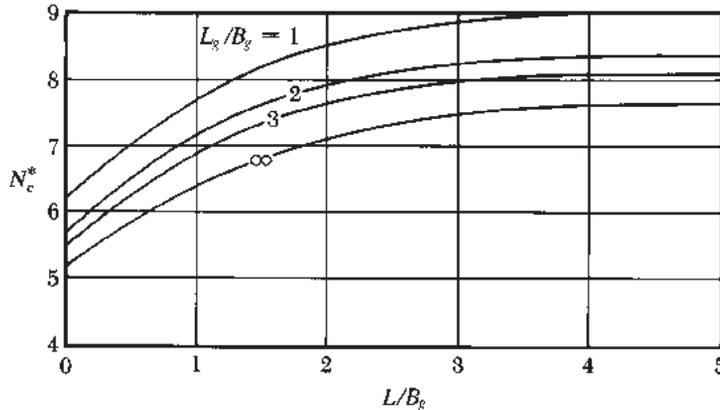


Figura 18.26 Variación de N_c^* con L_g/B_g y L/B_g

Pilotes en arcilla

La capacidad última de carga del grupo de pilotes en arcilla puede ser estimada con el siguiente procedimiento:

1. Determinar $\Sigma Q_u = n_1 n_2 (Q_p + Q_s)$. De la ecuación (18.16),

$$Q_p = A_p [9c_{u(p)}]$$

donde $c_{u(p)}$ = cohesión no drenada de la arcilla en la punta del pilote. También, a partir de la ecuación (18.28),

$$Q_s = \sum \alpha p c_u \Delta L$$

Así

$$\Sigma Q_u = n_1 n_2 [9A_p c_{u(p)} + \sum \alpha p c_u \Delta L] \quad (18.60)$$

2. Determinar la capacidad última suponiendo que los pilotes en el grupo actúan como un bloque con dimensiones de $L_g \times B_g \times L$. La resistencia superficial del bloque es

$$\sum p_g c_u \Delta L = \sum 2(L_g + B_g) c_u \Delta L$$

Calcular la capacidad de soporte de la punta a partir de

$$A_p q_p = A_p c_{u(p)} N_c^* = (L_g B_g) c_{u(p)} N_c^*$$

La variación de N_c^* con L/B_g y L_g/B_g se ilustra en la figura 18.26. Por lo tanto, la carga última es

$$\Sigma Q_u = L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \sum 2(L_g + B_g) c_u \Delta L \quad (18.61)$$

3. Comparar los valores obtenidos a partir de las ecuaciones (18.60) y (18.61). El menor de los dos valores es $Q_{g(u)}$.

Pilotes en roca

Para pilotes de punta de carga apoyados sobre roca, la mayoría de los códigos de construcción especifican que $Q_{g(u)} = \Sigma Q_u$, a condición de que la separación mínima de centro a centro de los pilotes sea $D + 300$ mm. Para pilotes en H y con secciones transversales cuadradas, la magnitud de D es igual a la dimensión diagonal de la sección transversal del pilote.

Comentarios generales

Un encepado descansa sobre el suelo, como se muestra en la figura 18.25a, contribuyendo a la capacidad de soporte de carga de un grupo de pilotes. Sin embargo, esta contribución puede ser ignorada con fines de diseño debido a que el soporte se puede perder como resultado de la erosión del suelo o excavación durante la vida del proyecto.

Ejemplo 18.13

En la figura 18.27 se muestra la sección de un grupo de pilotes de 3×4 en una arcilla saturada estratificada. Los pilotes son de sección cuadrada ($356 \text{ mm} \times 356 \text{ mm}$). La separación de centro a centro, d , de los pilotes es de 890 mm . Determine la capacidad de carga admisible del grupo de pilotes. Utilice $FS = 4$.

Solución

De la ecuación (18.60),

$$\sum Q_u = n_1 n_2 [9A_p c_{u(p)} + \alpha_1 p c_{u(1)} L_1 + \alpha_2 p c_{u(2)} L_2]$$

De la figura 18.17, $c_{u(1)} = 50 \text{ kN/m}^2$; $\alpha_1 = 0.86$ y $c_{u(2)} = 85 \text{ kN/m}^2$; $\alpha_2 = 0.6$.

$$\sum Q_u = (3)(4) \left[\frac{(9)(0.356)^2(85) + (0.86)(4 \times 0.356)(50)(5)}{(0.6)(4 \times 0.356)(85)(15)} \right] \approx 17\,910 \text{ kN}$$

Para pilotes que actúan como un grupo,

$$L_g = (3)(890) + 356 = 3026 \text{ mm} = 3.026 \text{ m}$$

$$B_g = (2)(890) + 356 = 2136 \text{ mm} = 2.136 \text{ m}$$

$$\frac{L_g}{B_g} = \frac{3.026}{2.136} = 1.42$$

$$\frac{L}{B_g} = \frac{20}{2.136} = 9.36$$

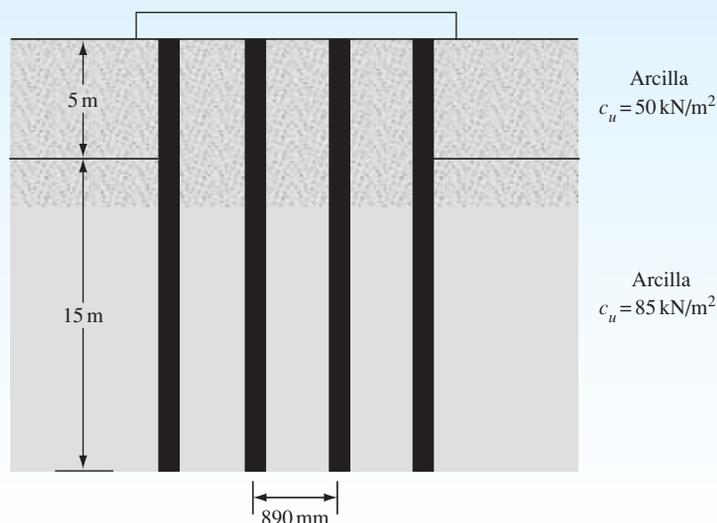


Figura 18.27

De la figura 18.26, $N_c^* \approx 8.75$. De la ecuación (18.61)

$$\begin{aligned} \sum Q_u &= L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \sum 2(L_g + B_g) c_u \Delta L \\ &= (3.026)(2.136)(85)(8.75) + (2)(3.026 + 2.136)[(50)(3) + (85)(15)] \\ &= 19\,519 \text{ kN} \end{aligned}$$

Por lo tanto,

$$\begin{aligned} \sum Q_u &= 17\,910 \text{ kN} \\ \sum Q_{adm} &= \frac{17\,910}{FS} = \frac{17\,910}{4} \approx 4478 \text{ kN} \end{aligned}$$

18.17 Asentamiento elástico de un grupo de pilotes

En la literatura han sido reportadas varias investigaciones relativas al asentamiento de un grupo de pilotes con resultados muy variables. La relación más simple para el asentamiento del grupo de pilotes fue dada por Vesic (1969) como

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} S_e \quad (18.62)$$

donde

- $S_{g(e)}$ = asentamiento elástico del grupo de pilotes
- B_g = ancho de sección del grupo de pilotes (ver figura 18.25a)
- D = anchura o diámetro de cada pilote en el grupo
- S_e = asentamiento elástico de cada pilote con carga de trabajo comparable (véase sección 18.12)

Para grupos de pilotes en arena y grava, Meyerhof (1976) sugirió

$$S_{g(e)} (\text{mm}) = \frac{0.92q \sqrt{B_g I}}{N_{60}} \quad (18.63)$$

donde

$$q (\text{kN/m}^2) = Q_g / (L_g B_g) \quad (18.64)$$

L_g y B_g = longitud y anchura de la sección de grupo de pilotes, respectivamente (m)

N_{60} = número de penetración estándar promedio dentro del centro del asentamiento ($\approx B_g$ profunda debajo de la punta de los pilotes)

I = factor de influencia = $1 - L/8B_g \geq 0.5$

L = longitud de empotramiento de los pilotes (m) (18.65)

Del mismo modo, el asentamiento del grupo de pilotes está relacionado con la resistencia a la penetración de cono como

$$S_{g(e)} = \frac{q B_g I}{2q_c} \quad (18.66)$$

donde q_c = resistencia promedio a la penetración de cono dentro del centro del asentamiento. En la ecuación (18.66) todos los símbolos están en unidades consistentes.

18.18 Asentamiento de consolidación de un grupo de pilotes de pilotes

El asentamiento de consolidación de un grupo de pilotes puede ser estimado suponiendo un método de distribución aproximada que se refiere comúnmente como el método 2:1. El procedimiento de cálculo implica las siguientes etapas (figura 18.28):

1. Sea L la profundidad de empotramiento de los pilotes. El grupo se somete a una carga total de Q_g . Si el encepado está por debajo de la superficie original del terreno, Q_g es igual a la carga total de la superestructura en los pilotes, menos el peso efectivo del suelo por encima del grupo de pilotes removido por la excavación.
2. Supongamos que la carga Q_g se transmite al suelo a partir de una profundidad de $2L/3$ de la parte superior del pilote, como se muestra en la figura 18.28 ($z = 0$). La carga Q_g se extiende a lo largo de líneas 2 vertical:1 horizontal a esta profundidad. Las líneas aa' y bb' son las dos líneas de 2:1.
3. Calcular el aumento del esfuerzo efectivo causado a la mitad de cada capa de suelo por la carga Q_g :

$$\Delta\sigma'_i = \frac{Q_g}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)} \quad (18.67)$$

donde

$\Delta\sigma'_i$ = aumento del esfuerzo efectivo a la mitad de la capa i

L_g, B_g = largo y ancho del plano del grupo de pilotes, respectivamente

z_i = distancia a partir de $z = 0$ a la mitad de la capa de arcilla, i

Por ejemplo, en la figura 18.28, para la capa 2, $z_i = L_1/2$; para la capa 3, $z_i = L_1 + L_2/2$, y para la capa 4, $z_i = L_1 + L_2 + L_3/2$. Sin embargo, tenga en cuenta que no habrá aumento de estrés en 1 capa de arcilla, ya que está por encima del plano horizontal ($z = 0$), a partir del cual se inicia la distribución del esfuerzo al suelo.

4. Calcular el asentamiento de cada capa causado por el aumento del esfuerzo:

$$\Delta S_{c(i)} = \left[\frac{\Delta e_{(i)}}{1 + e_{0(i)}} \right] H_i \quad (18.68)$$

donde

$\Delta S_{c(i)}$ = asentamiento de consolidación de la capa i

$\Delta e_{(i)}$ = cambio de la relación de vacíos causados por el aumento del esfuerzo en la capa i

$e_{0(i)}$ = relación de vacíos inicial de la capa i (antes de la construcción)

H_i = espesor de la capa i (Nota: En la figura 18.28, para la capa 2, $H_i = L_1$; para la capa 3, $H_i = L_2$, y para la capa 4, $H_i = L_3$).

Las relaciones de $\Delta e_{(i)}$ se dan en el capítulo 9.

5. Calcular el asentamiento total de consolidación del grupo de pilotes como

$$\Delta S_{c(g)} = \sum \Delta S_{c(i)} \quad (18.69)$$

Se debe tener en cuenta que el asentamiento de consolidación de los pilotes puede ser iniciado por los rellenos colocados en las inmediaciones, cargas de pisos adyacentes y disminución de los niveles freáticos.

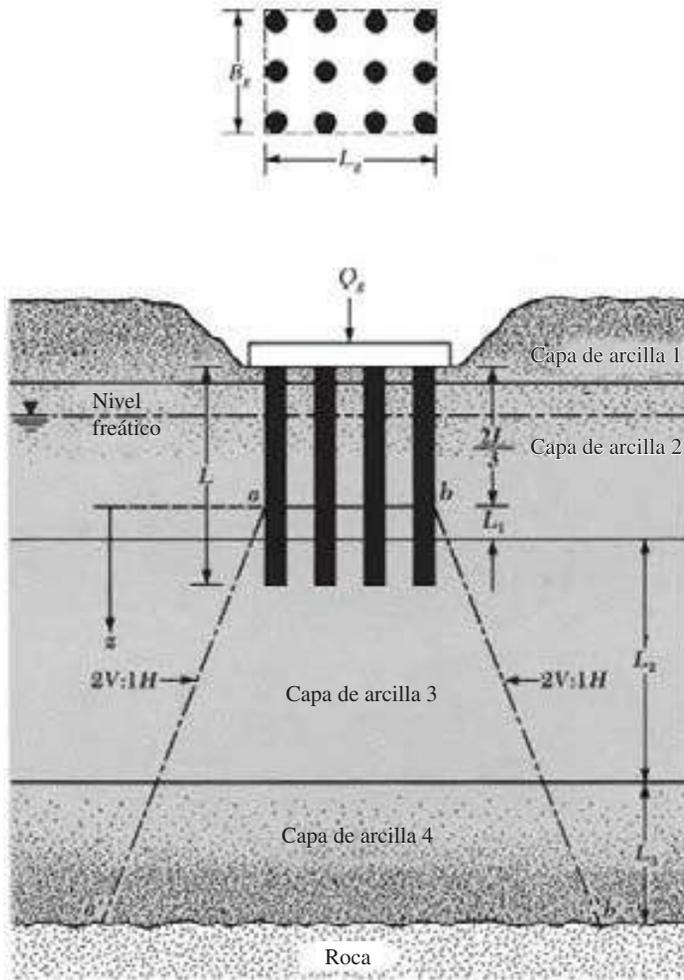


Figura 18.28 Asentamiento de consolidación de un grupo de pilotes

Ejemplo 18.14

En la figura 18.29 se muestra un grupo de pilotes en arcilla. Determine el asentamiento de consolidación de los grupos de pilotes. Todas las arcillas están normalmente consolidadas.

Solución

Debido a que los pilotes son de 15 m de longitud cada uno, la distribución del esfuerzo comienza a una profundidad de 10 m por debajo de la parte superior del pilote. Se tiene $Q_g = 2000$ kN.

Cálculo del asentamiento de la capa de arcilla 1

Para arcillas normalmente consolidadas,

$$\Delta S_{c(1)} = \left[\frac{C_{c(1)} H_1}{1 + e_{0(1)}} \right] \log \left[\frac{\sigma'_{o(1)} + \Delta \sigma'_{(1)}}{\sigma'_{o(1)}} \right]$$

$$\Delta\sigma'_{(1)} = \frac{Q_g}{(L_g + z_1)(B_g + z_1)} = \frac{2000}{(3.3 + 3.5)(2.2 + 3.5)} = 51.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{o(1)} = 2(16.2) + 12.5(18.0 - 9.81) = 134.8 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$\Delta S_{c(1)} = \left[\frac{(0.3)(7)}{1 + 0.82} \right] \log \left[\frac{134.8 + 51.6}{134.8} \right] = 0.1624 \text{ m} = \mathbf{162.4 \text{ mm}}$$

Asentamiento de la capa 2

$$\Delta S_{c(2)} = \left[\frac{C_c(2)H_2}{1 + e_{o(2)}} \right] \log \left[\frac{\sigma'_{o(2)} + \Delta\sigma'_{(2)}}{\sigma'_{o(2)}} \right]$$

$$\sigma'_{o(2)} = 2(16.2) + 16(18.0 - 9.81) + 2(18.9 - 9.81) = 181.62 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma'_{(2)} = \frac{2000}{(3.3 + 9)(2.2 + 9)} = 14.52 \text{ kN/m}^2$$

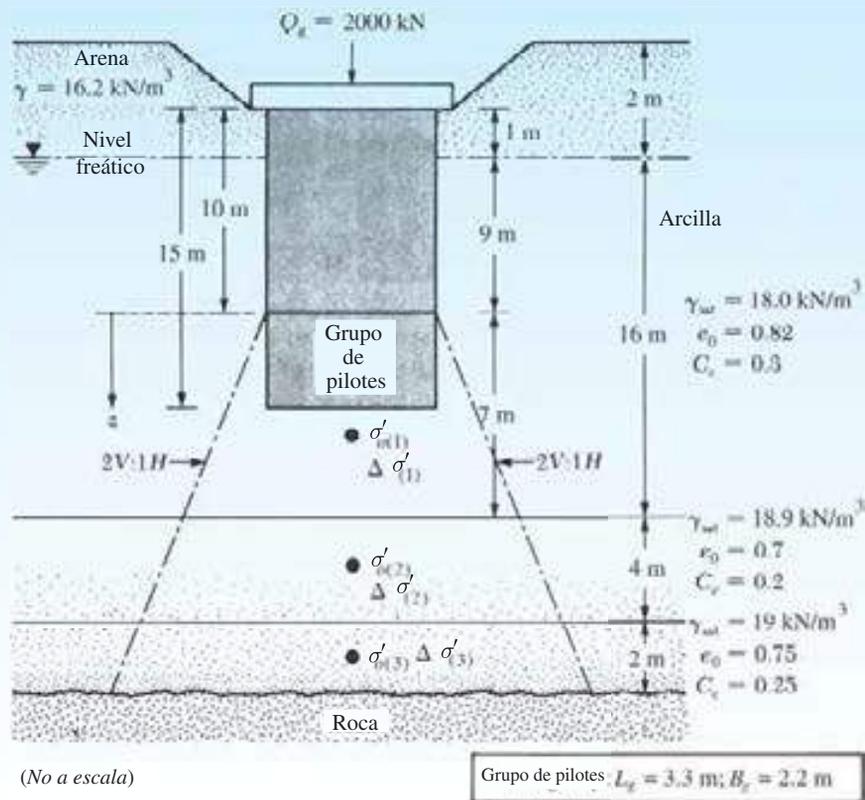


Figura 18.29

Por lo tanto,

$$\Delta S_{c(2)} = \left[\frac{(0.2)(4)}{1 + 0.7} \right] \log \left[\frac{181.62 + 14.52}{181.62} \right] = 0.0157 \text{ m} = \mathbf{15.7 \text{ mm}}$$

Asentamiento de la capa 3

$$\sigma'_{o(3)} = 181.62 + 2(18.9 - 9.81) + 1(19 - 9.81) = 208.99 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta \sigma'_{(3)} = \frac{2000}{(3.3 + 12)(2.2 + 12)} = 9.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta S_{c(3)} = \left[\frac{(0.25)(2)}{1 + 0.75} \right] \log \left[\frac{208.99 + 9.2}{208.99} \right] = 0.0054 \text{ m} = \mathbf{5.4 \text{ mm}}$$

Por lo tanto, el asentamiento total es

$$\Delta S_{c(g)} = 162.4 + 15.7 + 5.4 = \mathbf{183.5 \text{ mm}}$$

18.19 Resumen

A continuación se presenta un resumen de los temas importantes tratados en este capítulo.

1. Dependiendo de la carga estructural, las condiciones ambientales y la profundidad de penetración necesaria, los pilotes pueden estar hechos de acero, concreto y madera. En ciertas circunstancias, también se utilizan los pilotes compuestos.
2. Los pilotes de carga puntual transmiten la mayor parte de la carga estructural hasta la roca madre o línea de material rocoso ubicada a una profundidad razonable.
3. En pilotes de fricción, la mayor parte de la carga estructural es soportada por la resistencia a la fricción en la interfaz pilote-suelo.
4. Dependiendo de la naturaleza de la colocación, los pilotes pueden ser clasificados como pilotes con o sin desplazamiento.
5. En suelos granulares, la resistencia en la punta [ecuaciones (18.13) y (18.14)]

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq 50 N_q^* \tan \phi'$$

En arcillas saturadas [ecuación (18.16)]

$$Q_p = 9c_u A_p$$

6. En suelos granulares, la resistencia a la fricción [ecuaciones (18.17) y (18.18)],

$$Q_s = \Sigma p \Delta L f = \Sigma (p)(\Delta L)(K \sigma'_o \tan \delta')$$

La profundidad crítica hasta el esfuerzo efectivo vertical, σ'_o , aumenta, es aproximadamente $15D$. Para $L \geq 15$, σ'_o permanece constante.

7. La resistencia superficial (Q_s) en suelos cohesivos se puede determinar por los métodos α , λ y β [ecuaciones (18.25) a (18.34)].
8. El asentamiento elástico de los pilotes es la suma de la compresión del pilote, el asentamiento causado por la carga soportada en la punta y el asentamiento causado por la carga transmitida a lo largo del eje del pilote (sección 18.12).
9. La fricción superficial negativa es una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote debido a la consolidación de las capas de arcilla.

10. La eficiencia (η) del grupo de pilotes es [ecuación (18.59)]

$$\eta = \frac{Q_{u(g)}}{\sum Q_u}$$

Para pilotes clavados en arena, cuando la separación de centro a centro del pilote (d) es igual o superior a $3D$ (D = diámetro del pilote), el valor de η puede tomarse como 1. Para pilotes excavados en la arena, cuando $d \approx 3D$, el valor de η es cerca de $2/3$ a $3/4$.

11. La capacidad de grupo para pilotes en arcilla debe ser estimada para las dos condiciones siguientes: (a) los pilotes podrán actuar individualmente, por lo que $Q_g = \sum Q_u$, y (b) los pilotes agrupados pueden actuar como un bloque con dimensiones de $L_g \times B_g \times L$ [ver ecuación (18.61)]. El menor de los dos valores estimados arriba es la capacidad de grupo.

Problemas

18.1 Un pilote de concreto tiene 12 m de largo y 356 mm \times 356 mm de sección transversal. El pilote está completamente incrustado en la arena, por lo que $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$ y $\phi = 30^\circ$.

- Calcule la carga última de la punta, Q_p . [Utilice la ecuación (18.13).]
- Determine la resistencia total a la fricción de $K = 1.3$ y $\delta' = 0.8 \phi'$. [Use las ecuaciones (18.17), (18.18) y (18.19).]

18.2 Repita el problema 18.1 para $\gamma = 18.4 \text{ kN/m}^3$ y $\phi' = 37^\circ$.

18.3 Un pilote de tubería de tipo cerrado se muestra en la figura 18.30.

- Encuentre el punto de carga última.
- Determine la resistencia máxima a la fricción, Q_s , usando $K = 1.4$ y $\delta' = 0.6 \phi'$.
- Calcule la carga admisible del pilote; use $FS = 4$.

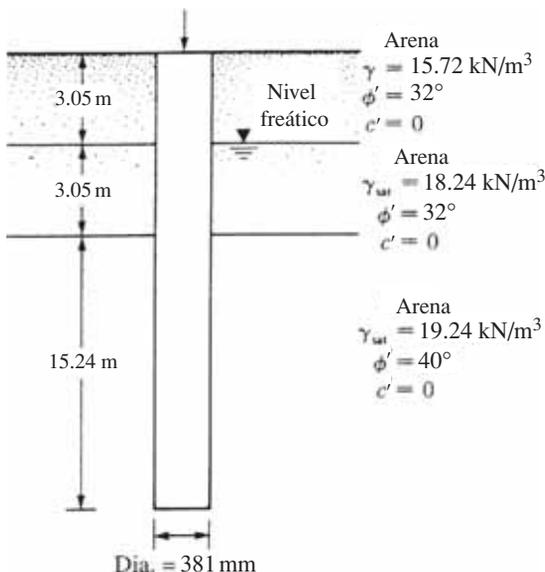


Figura 18.30

18.4 A continuación se presenta la variación del N_{60} con la profundidad en un depósito de suelo granular. Un pilote de concreto de 9 m de largo ($0.305 \text{ m} \times 0.305 \text{ m}$ en sección transversal) es colocado y clavado completamente en la arena.

Profundidad (m)	N_{60}
1.5	4
3.0	8
4.5	7
6.0	5
7.5	16
9.0	18
10.5	21
11.0	24
12.5	20
14.0	19

Estime la capacidad de carga admisible del pilote (Q_{adm}). Utilice $FS = 4$ y las ecuaciones de Meyerhof [ecuaciones (18.15) y (18.20)].

18.5 Un pilote de concreto de 15 m de largo con una sección transversal de $380 \text{ mm} \times 380 \text{ mm}$ está completamente incrustado en una capa de arcilla saturada. Para la arcilla, $\gamma_{sat} = 18 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 0$ y $c_u = 80 \text{ kN/m}^2$. Suponga que el nivel freático se encuentra por debajo de la punta del pilote. Determine la carga admisible que el pilote puede soportar ($FS = 3$). Utilice el método α para estimar la resistencia de la superficie.

18.6 Repita el problema 18.5 utilizando el método λ para estimar la resistencia de la superficie.

18.7 En la figura 18.31 se muestra un pilote de concreto con $381 \text{ mm} \times 381 \text{ mm}$ de sección transversal. Calcule la resistencia máxima de la superficie utilizando cada uno de los siguientes métodos:

- a. Método α
- b. Método λ
- c. Método β

Utilice $\phi'_R = 25^\circ$ para todas las arcillas, que están normalmente consolidadas.

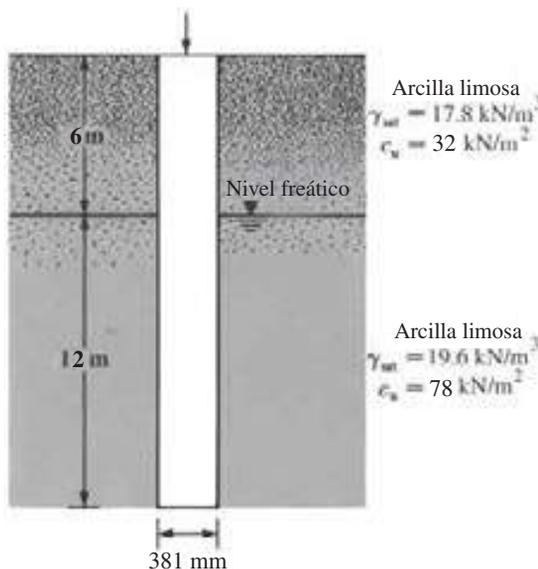


Figura 18.31

18.8 Un pilote de acero (sección en H; HP 360 × 1.491; véase tabla 18.1) es clavado en una capa de arenisca. La longitud del pilote es de 18.9 m. A continuación se presentan las propiedades de la arenisca:

$$\begin{aligned} \text{Resistencia a la compresión no confinada} &= q_{u(\text{laboratorio})} = 78.7 \text{ MN/m}^2 \\ \text{Ángulo de fricción} &= 36^\circ \end{aligned}$$

Usando un factor de seguridad de 3, estime la carga admisible de punta que puede ser soportada por el pilote. Utilice la ecuación (18.39).

18.9 Un pilote de concreto tiene 18 m de largo y una sección transversal de 405 mm × 405 mm. El pilote está incrustado en arena que tiene $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$ y $\phi' = 36^\circ$. La carga de trabajo admisible es de 650 kN. Si 450 kN son aportados por la resistencia a la fricción y 200 kN desde el punto de carga, determine el asentamiento elástico del pilote. Aquí, $E_p = 21 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$, $E_s = 28 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$, $\mu_s = 0.4$ y $\zeta = 0.6$.

18.10 Un pilote de acero (sección en H; HP 330 × 1.462; véase tabla 18.1) es clavado por un martillo. La energía máxima estimada del martillo es de 50 kN-m, el peso del ariete es de 58 kN y la longitud del pilote es de 25 m. También se dan los siguientes valores:

- Coeficiente de restitución = 0.3
- Peso del encepado = 4.3 kN
- Eficiencia del martillo = 0.8
- Número de golpes en los últimos 25.4 mm de penetración = 12
- $E_p = 207 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$

Estime la capacidad del pilote con la ecuación (18.52). Utilice $FS = 4$.

18.11 Resuelva el problema 18.10 usando la fórmula danesa [ecuación (18.53)]. Utilice $FS = 3$.

18.12 La figura 18.24a muestra un pilote. Sea $L = 20 \text{ m}$, $D = 450 \text{ mm}$, $H_f = 4 \text{ m}$, $\gamma_f = 17.5 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_{\text{llenado}} = 25^\circ$. Determine la fuerza de resistencia total hacia abajo del pilote. Suponga que el relleno se encuentra por encima del nivel freático y que $\delta' = 0.5\phi'_{\text{llenado}}$.

18.13 Consulte la figura 18.24b. Sea $L = 15.24 \text{ m}$, $\gamma_{\text{llenado}} = 17.29 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{sat(arcilla)}} = 19.49 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_{\text{arcilla}} = 20^\circ$, $H_f = 3.05 \text{ m}$ y $D = 0.406 \text{ m}$. El nivel freático coincide con la parte superior de la capa de arcilla. Determine la fricción total hacia abajo del pilote. Suponga que $\delta' = 0.6\phi'_{\text{arcilla}}$.

18.14 En la figura 18.32 se muestra el plano de un grupo de pilotes. Suponga que los pilotes se insertan en una arcilla homogénea saturada que tiene $c_u = 80 \text{ kN/m}^2$. Para los pilotes, $D = 356 \text{ mm}$, separación de centro a centro = 850 mm y $L = 22 \text{ m}$. Encuentre la capacidad de carga admisible del grupo de pilotes. Utilice $FS = 3$.

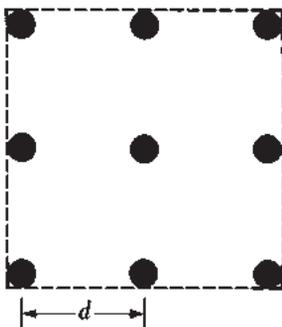


Figura 18.32

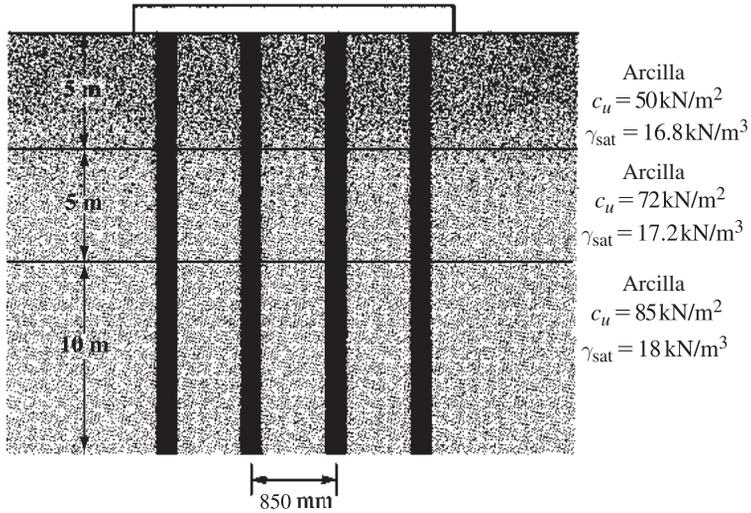


Figura 18.33

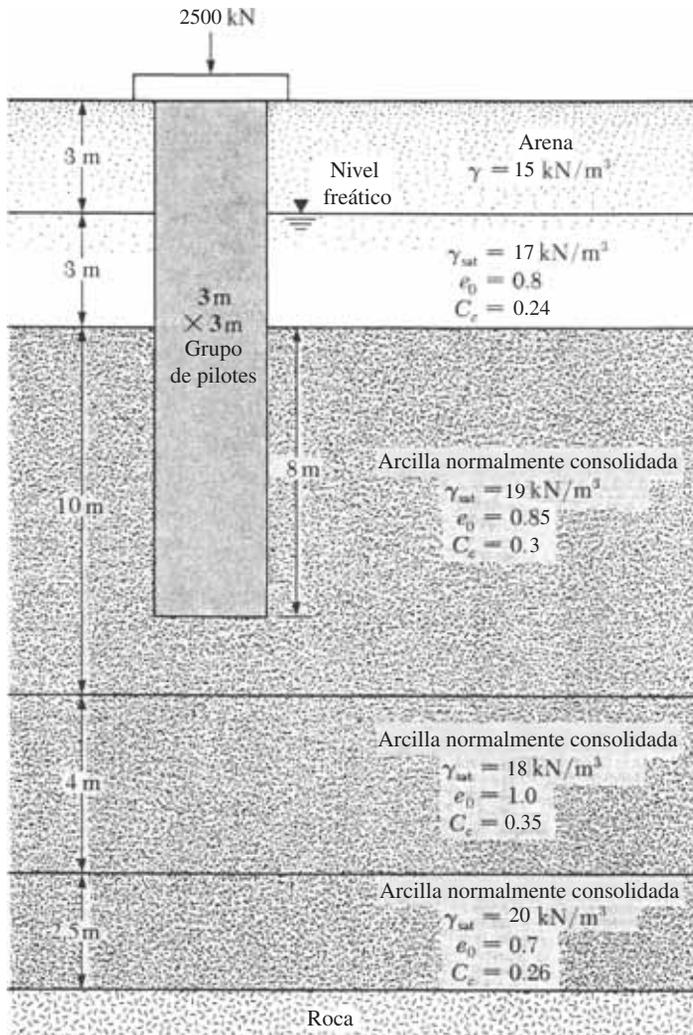


Figura 18.34

- 18.15** En la figura 18.33 se muestra la sección de un grupo de pilotes de 4×4 en una arcilla saturada estratificada. Los pilotes son de sección cuadrada ($356 \text{ mm} \times 356 \text{ mm}$). La separación de centro a centro de los pilotes, d , es de 850 mm . Suponiendo que el nivel freático se encuentra a 3 m por debajo de la punta del pilote, determine la capacidad de carga admisible del grupo de pilotes. Utilice $FS = 4$.
- 18.16** La figura 18.34 muestra un grupo de pilotes en arcilla. Determine el asentamiento de consolidación del grupo.

Referencias

- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (1959). "Timber Piles and Construction Timbers," *Manual of Practice*, No. 17, American Society of Civil Engineers, New York.
- BALIGH, M. M., VIVATRAT, V., and PIGI, H. (1978). "Downdrag on Bitumen-Coated Piles," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 104, No. GT11, 1355–1370.
- BOWLES, J. E. (1982). *Foundation Design and Analysis*, McGraw-Hill, New York.
- DAVISSON, M. T. (1973). "High Capacity Piles" in *Innovations in Foundation Construction*, Proceedings of a Lecture Series, Illinois Section, American Society of Civil Engineers, Chicago.
- GOODMAN, R. E. (1980). *Introduction to Rock Mechanics*, Wiley, New York.
- MCCELLELAND, B. (1974). "Design of Deep Penetration Piles for Ocean Structures," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 100, No. GT7, 709–747.
- MEYERHOF, G. G. (1976). "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 102, No. GT3, 197–228.
- NOTTINGHAM, L. C., and SCHMERTMANN, J. H. (1975). *An Investigation of Pile Capacity Design Procedures*, Research Report No. D629, Department of Civil Engineering, University of Florida, Gainesville, FL.
- VESIC, A. S. (1977). *Design of Pile Foundations*, National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice No. 42, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- VIJAYVERGIYA, V. N., and FOCHT, J. A., JR. (1972). *A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay*, Offshore Technology Conference Paper 1718, Fourth Offshore Technology Conference, Houston.

Pozos perforados

19.1 Introducción

Los pozos perforados son esencialmente pilotes de concreto vaciados *in situ* con diámetros iguales o superiores a 750 mm, con o sin refuerzo de acero y con o sin fondo ampliado. El uso en cimentaciones de pozos perforados tiene varias ventajas, algunas de las cuales se enumeran a continuación.

- Un solo pozo perforado puede ser utilizado en lugar de un grupo de pilotes y encepado.
- La construcción de pozos perforados en depósitos de arena densa y grava es más fácil que clavar pilotes.
- Los pozos perforados se pueden construir antes de que concluyan las operaciones de nivelación.
- Cuando los pilotes son clavados por un martillo, la vibración del suelo puede causar daño a las estructuras cercanas, lo que no ocurre con el uso de pozos perforados.
- Los pilotes clavados en suelos arcillosos pueden producir agitación del suelo y provocar que los pilotes clavados previamente se muevan en forma lateral. Esto no ocurre durante la construcción de pozos perforados.
- No hay ruido de martillo durante la construcción de pozos perforados, ya que sólo se presenta durante el clavado de pilotes.
- Debido a que la base de un pozo perforado se puede agrandar, proporciona una gran resistencia al aumento de carga.
- La superficie sobre la que se construye la base del pozo perforado puede ser inspeccionada visualmente.
- La construcción de pozos perforados generalmente utiliza un equipo móvil que, en condiciones adecuadas de suelo, puede llegar a ser más económico que los métodos de construcción de pilotes.
- Los pozos perforados tienen una alta resistencia a las cargas laterales.

Existen también varios inconvenientes en la utilización de la construcción de pozos perforados. La operación de vaciado puede ser retrasada por el mal tiempo y siempre necesita una estrecha supervisión. También, como en el caso de los cortes apuntalados, las excavaciones profundas para pozos perforados pueden causar la pérdida considerable de terreno y daño a las estructuras cercanas.

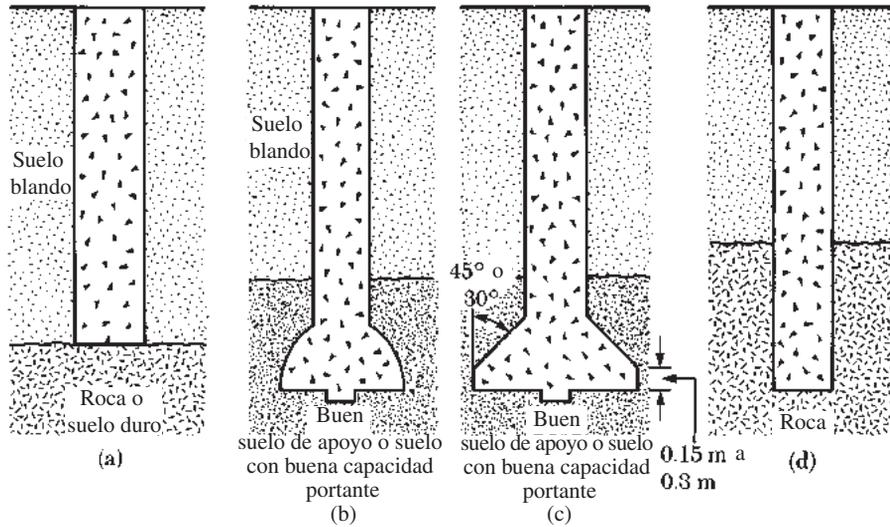


Figura 19.1 Tipos de pozos perforados: (a) pozo recto; (b) y (c) pozos con campana; (d) pozos rectos encajados en la roca

En este capítulo se discutirán los procedimientos de construcción y la estimación de las capacidades última y admisible de carga (con base en la consideración del asentamiento) de los pozos perforados.

19.2 Tipos de pozos perforados

Los pozos perforados se clasifican de acuerdo con la forma en que están diseñados para transferir la carga estructural al sustrato. La figura 19.1a muestra un pozo perforado que tiene un *eje recto*. Se extiende a través de la(s) capa(s) superior(es) de un suelo pobre y su punta se apoya sobre una sólida capa de suelo o roca. El pozo puede ser revestido con una carcasa de acero o tubería cuando sea necesario (como en el caso del revestimiento de los pilotes de concreto vaciado en el lugar). Para tales pozos, la resistencia a la carga aplicada puede desarrollarse a partir del extremo de apoyo y también de la fricción lateral en el perímetro del eje y la interfaz de suelo.

Un *pozo perforado con campana* (figuras 19.1b y c) se compone de un pozo recto con una campana en la parte inferior, que se apoya en buena tierra de soporte. La campana puede construirse en la forma de una cúpula (figura 19.1b) o puede estar en ángulo (figura 19.1c). Para campanas en ángulo, las herramientas de ensanchamiento disponibles en el mercado pueden hacer ángulos de 30° a 45° con la vertical.

Los pozos rectos también pueden extenderse en una capa de roca subyacente (figura 19.1d). En el cálculo de la capacidad de carga de este tipo de pozos perforados, los ingenieros tienen en cuenta la resistencia de punta y el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo del perímetro del eje y la interfaz de roca.

19.3 Procedimientos de construcción

El procedimiento de construcción más común usado en Estados Unidos implica la perforación rotatoria. Hay tres tipos principales de métodos de construcción, que pueden clasificarse como: (a) método en seco, (b) método con carcasa y (c) método húmedo. A continuación se da una breve descripción de cada método.

Método de construcción en seco

Este método se emplea en suelos y rocas que están por encima del nivel freático y no cederán cuando el agujero se taladra hasta la profundidad total. La secuencia de la construcción, como se muestra en la figura 19.2, es la siguiente:

1. Se completa la excavación (acampanada si se desea) utilizando herramientas de perforación adecuadas y los escombros se depositan en las inmediaciones (figura 19.2a).
2. A continuación se vierte el concreto en el orificio cilíndrico (figura 19.2b).
3. Si se desea, se coloca una jaula de barras de refuerzo sólo en la parte superior del pozo (figura 19.2c).
4. El vaciado se completa y el pozo perforado será como se muestra en la figura 19.2d.

La figura 19.3 muestra el equipo de perforación para la construcción de un pozo en el campo. La figura 19.4 muestra el vertido del concreto con la jaula de barras de refuerzo en su lugar.

Método de construcción con carcasa

Este método se utiliza en suelos o rocas en los que es probable que ocurran derrumbes o deformación excesiva cuando se excava el pozo. La secuencia de construcción se muestra en la figura 19.5 y se puede explicar de la siguiente manera:

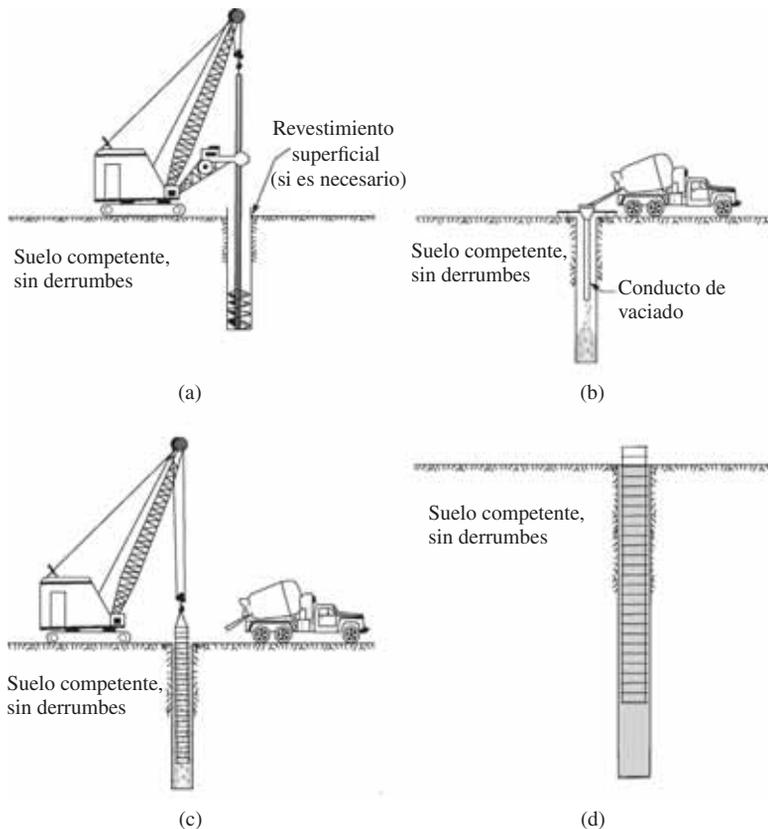


Figura 19.2 Método de construcción en seco: (a) inicio de la perforación; (b) vaciado del concreto; (c) colocación de la jaula de refuerzo; (d) terminación del pozo (Después de O’Neill y Reese, 1999)



Figura 19.3 Perforación para la construcción de un pozo en el campo (Cortesía de Anand J. Puppala, Universidad de Texas en Arlington, Arlington, Texas)

1. Se inicia el procedimiento de excavación, como en el caso del método de construcción en seco descrito anteriormente (figura 19.5a).
2. Cuando se encuentran cavidades en el suelo, se introduce en el pozo una suspensión de bentonita (figura 19.5b). La perforación se continúa hasta que la excavación va más allá del suelo cavernoso y se encuentra una capa de suelo impermeable o roca.
3. Entonces se introduce en el orificio una carcasa (figura 19.5c).
4. La suspensión es extraída de la carcasa usando una bomba sumergible (figura 19.5d).
5. Se introduce en el agujero un taladro más pequeño que puede pasar a través de la carcasa y se continúa la excavación (figura 19.5e).
6. A continuación, si es necesario, la base del agujero excavado se puede ampliar con el uso de un ensanchador (figura 19.5f).
7. Si se necesita acero de refuerzo, la jaula de barras de refuerzo debe extenderse a toda la longitud de la excavación. A continuación se vierte el concreto en la excavación y la carcasa es retirada gradualmente (figura 19.5g).
8. La figura 19.5h muestra el pozo perforado terminado.



Figura 19.4 Vertido del concreto con la jaula de barras de refuerzo en su lugar (Cortesía de Anand J. Puppala, Universidad de Texas en Arlington, Arlington, Texas)

Método de construcción húmedo

Este método se conoce a veces como el método de desplazamiento de lechada, y se utiliza para mantener el pozo abierto durante todo el proceso de la excavación (figura 19.6). Los siguientes son los pasos a seguir en el método de construcción húmedo.

1. La excavación se continúa hasta la profundidad total con la lechada (figura 19.6a).
2. Si se requiere refuerzo, se coloca la jaula de barras de refuerzo en la lechada (figura 19.6b).
3. Se coloca entonces el concreto que desplazará el volumen de lechada en el agujero de perforación (figura 19.6c).
4. La figura 19.6d muestra el pozo perforado terminado.

19.4 Estimación de la capacidad de soporte de carga

La carga última de pozo perforado (figura 19.7) es

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (19.1)$$

donde

- Q_u = carga última
- Q_p = capacidad de carga máxima en la base
- Q_s = resistencia a la fricción (superficial)

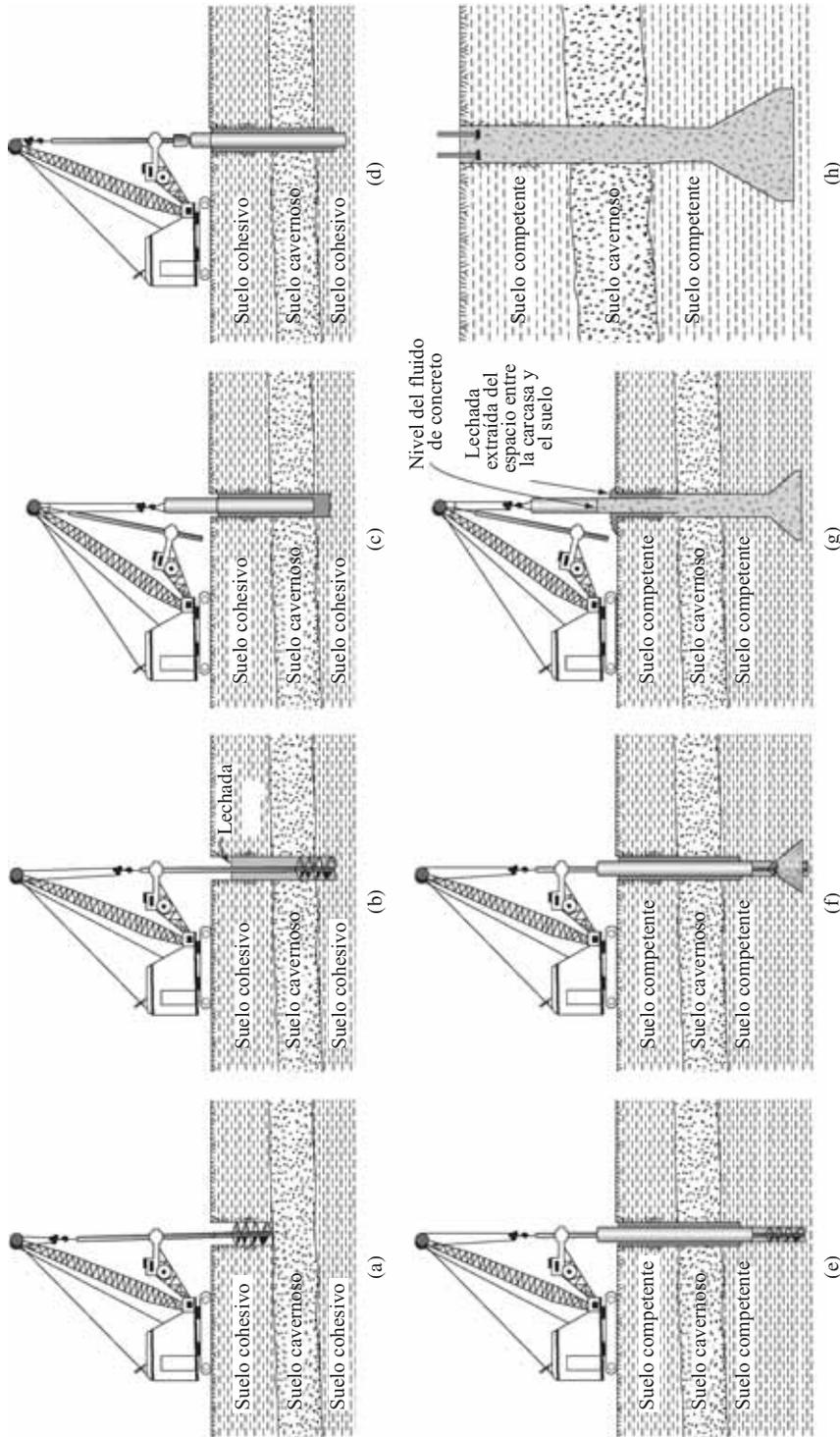


Figura 19.5 Método de construcción con carcasa: (a) inicio de la perforación, (b) perforación con lechada, (c) introducción de la carcasa, (d) la carcasa se cierra herméticamente y se extrae la lechada desde el interior de la carcasa, (e) perforación por debajo de la carcasa, (f) ensanchamiento, (g) eliminación de carcasa, (h) pozo terminado (Después de O'Neill y Reese, 1999)

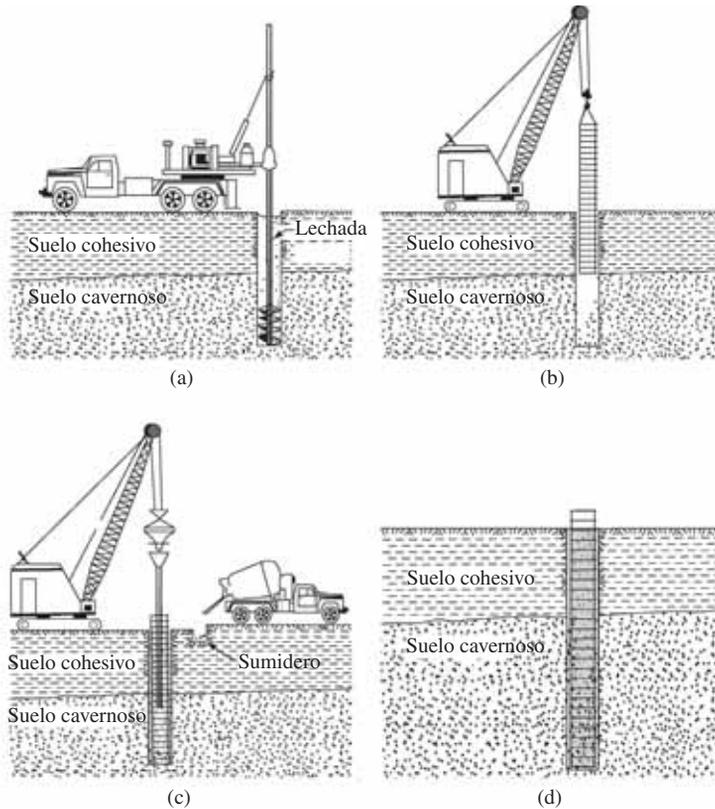


Figura 19.6 Método de construcción húmedo: (a) perforación de la profundidad completa con lechada; (b) colocación de la jaula de refuerzo; (c) vaciado del concreto; (d) pozo terminado (Después de O'Neill y Reese, 1999)

La ecuación para la carga última de la base es similar a la de cimentaciones superficiales y se puede expresar como:

$$Q_p = A_p \left(c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} + q' N_q F_{qs} F_{qd} F_{qc} + \frac{1}{2} \gamma' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma c} \right) \quad (19.2)$$

donde

- c' = cohesión
- N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de soporte
- $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma
- $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad
- $F_{cc}, F_{qc}, F_{\gamma c}$ = factores de compresibilidad
- γ' = peso unitario efectivo de suelo en la base del pozo
- q' = esfuerzo efectivo vertical en la base del pozo
- A_p = área de la base = $\frac{\pi}{4} D_b^2$

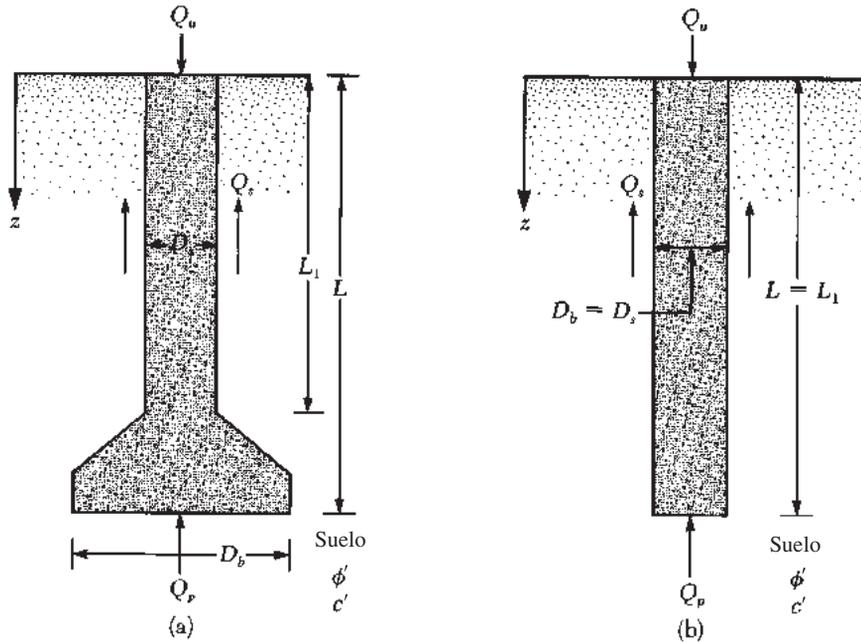


Figura 19.7 Capacidad última de carga de pozos perforados: (a) con campana; (b) pozo recto

En la mayoría de casos, el último término (el que contiene a N_γ) es despreciado, excepto en el caso de un pozo relativamente corto. Con este supuesto, podemos escribir

$$Q_u = A_p(c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{cc} + q'N_qF_{qs}F_{qd}F_{qc}) + Q_s \tag{19.3}$$

La expresión de la resistencia a la fricción o superficial, Q_s , es similar a la de los pilotes:

$$Q_s = \int_0^{L_1} pf \, dz$$

donde

- p = perímetro del eje = πD_s
- f = resistencia unitaria a la fricción (o superficial)

19.5 Pozos perforados en arena: carga última neta

Estimación de Q_p

Para un pozo perforado con su base situada en un suelo granular (es decir, $c' = 0$), la *capacidad última neta de carga* en la base puede obtenerse a partir de la ecuación (19.3) como

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p[q'(N_q - 1)F_{qs}F_{qd}F_{qc}] \tag{19.4}$$

El factor de capacidad de carga, N_q , para varios ángulos de fricción del suelo (ϕ') se puede tomar de la tabla 16.2. También se da en la tabla 19.1. Además,

$$F_{qs} = 1 + \tan \phi' \tag{19.5}$$

$$F_{qd} = 1 + C \underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{L}{D_b}\right)}_{\text{radián}} \tag{19.6}$$

$$C = 2 \tan \phi' (1 - \text{sen } \phi')^2 \tag{19.7}$$

Las variaciones de F_{qs} y C con ϕ' se dan en la tabla 19.1.

De acuerdo con Chen y Kulhawy (1994), F_{qc} se puede calcular de la siguiente manera.

Paso 1. Calcular el índice de rigidez como crítico

$$I_{cr} = 0.5 \exp \left[2.85 \cot \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \right] \tag{19.8}$$

donde I_{cr} = índice de rigidez crítica (véase tabla 19.1)

Paso 2. Calcular el índice de rigidez reducida como

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \tag{19.9}$$

Tabla 19.1 Variación de N_q , F_{qs} , C , I_{cr} , μ_s y n con ϕ'

Ángulo de fricción del suelo, ϕ' (grados)	N_q (Tabla 16.2)	F_{qs} (Ec. 19.5)	C (Ec. 19.5)	I_{cr} (Ec. 19.8)	μ_s (Ec. 19.12)	n (Ec. 19.14)
25	10.66	1.466	0.311	43.84	0.100	0.00500
26	11.85	1.488	0.308	47.84	0.115	0.00475
27	13.20	1.510	0.304	52.33	0.130	0.00450
28	14.72	1.532	0.299	57.40	0.145	0.00425
29	16.44	1.554	0.294	63.13	0.160	0.00400
30	18.40	1.577	0.289	69.63	0.175	0.00375
31	20.63	1.601	0.283	77.03	0.190	0.00350
32	23.18	1.625	0.276	85.49	0.205	0.00325
33	26.09	1.649	0.269	95.19	0.220	0.00300
34	29.44	1.675	0.262	106.37	0.235	0.00275
35	33.30	1.700	0.255	119.30	0.250	0.00250
36	37.75	1.727	0.247	134.33	0.265	0.00225
37	42.92	1.754	0.239	151.88	0.280	0.00200
38	48.93	1.781	0.231	172.47	0.295	0.00175
39	55.96	1.810	0.223	196.76	0.310	0.00150
40	64.20	1.839	0.214	225.59	0.325	0.00125
41	73.90	1.869	0.206	259.98	0.340	0.00100
42	85.38	1.900	0.197	301.29	0.355	0.00075
43	99.02	1.933	0.189	351.22	0.370	0.00050
44	115.31	1.966	0.180	412.00	0.385	0.00025
45	134.88	2.000	0.172	486.56	0.400	0.00000

donde

$$I_r = \text{índice de rigidez del suelo} = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)q' \tan \phi'} \quad (19.10)$$

en la que

$$E_s = \text{módulo de elasticidad drenada del suelo} = mp_a \quad (19.11)$$

$p_a = \text{presión atmosférica} (\approx 100 \text{ kN/m}^2)$

$$m = \begin{cases} 100 \text{ a } 200 \text{ (suelo suelto)} \\ 200 \text{ a } 500 \text{ (suelo de densidad media)} \\ 500 \text{ a } 1000 \text{ (suelo denso)} \end{cases}$$

$$\mu_s = \text{coeficiente de Poisson del suelo} = 0.1 + 0.3 \left(\frac{\phi' - 25}{20} \right) \quad (19.12)$$

(para $25^\circ \leq \phi' \leq 45^\circ$) (véase tabla 16.1)

$$\Delta = n \frac{q'}{p_a} \quad (19.13)$$

$$n = 0.005 \left(1 - \frac{\phi' - 25}{20} \right) \quad (\text{véase tabla 19.1}) \quad (19.14)$$

Paso 3. Si $I_r \geq I_{cr}$, entonces

$$F_{qc} = 1 \quad (19.15)$$

Sin embargo, si $I_r < I_{cr}$, entonces

$$F_{qc} = \exp \left\{ (1 - 3.8 \tan \phi') + \left[\frac{(3.07 \sin \phi') (\log_{10} 2I_r)}{1 + \sin \phi'} \right] \right\} \quad (19.16)$$

La magnitud de $Q_{p(\text{neta})}$ se puede estimar razonablemente de una relación basada en el análisis de Berezantzev *et al.* (1961), que se puede expresar como

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p q' (\omega N_q^* - 1) \quad (19.17)$$

donde

$$N_q^* = 0.21 e^{0.17 \phi'} \quad (\text{Nota: } \phi' \text{ está en grados}) \quad (19.18)$$

$$\omega = \text{factor de corrección} = f \left(\frac{L}{D_b} \right); \text{ véase figura 19.8}$$

Estimación de Q_s

La resistencia a la fricción en la carga última, Q_s , desarrollada en un pozo perforado puede calcularse a partir de la relación dada en la sección 19.4, en la cual

$$p = \text{perímetro del pozo} = \pi D_s$$

$$f = \text{resistencia unitaria a la fricción (o superficial)} = K \sigma'_o \tan \delta' \quad (19.19)$$

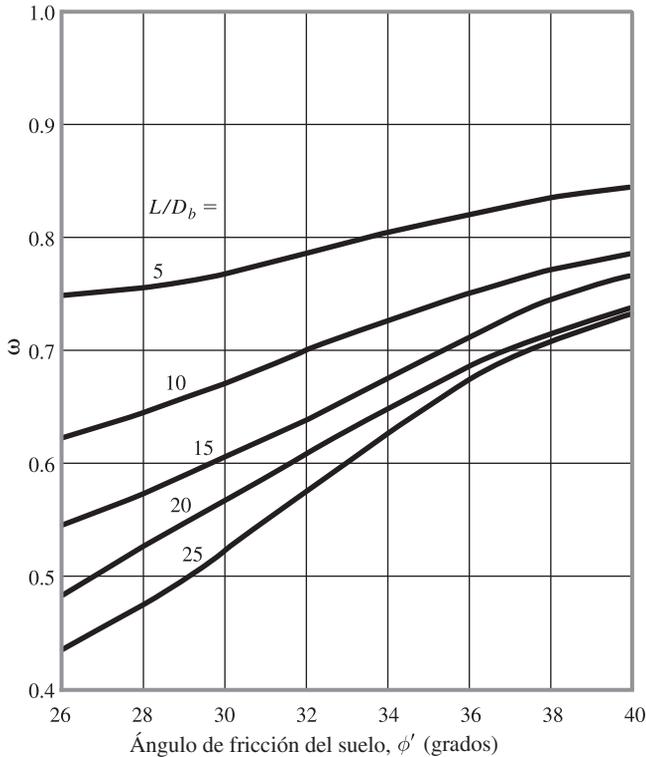


Figura 19.8 Variación de ω con ϕ' y L/D_b

donde

K = coeficiente de presión de tierra $\approx K_o = 1 - \text{sen } \phi'$
 σ'_o = esfuerzo efectivo vertical a cualquier profundidad z

Por lo tanto,

$$Q_s = \int_0^{L_1} pf \, dz = \pi D_s (1 - \text{sen } \phi') \int_0^{L_1} \sigma'_o \tan \delta' \, dz \quad (19.20)$$

El valor de σ'_o se incrementa a una profundidad aproximada de $15D_s$ y después de eso puede permanecer constante, como se muestra en la figura 18.13.

Carga neta admisible $Q_{\text{adm(neta)}}$

Se debe aplicar un factor de seguridad adecuado a la carga última para obtener la carga admisible neta, o

$$Q_{\text{adm(neta)}} = \frac{Q_{p(\text{neta})} + Q_s}{FS} \quad (19.21)$$

19.6 Pozos perforados en arcilla: carga última neta

Para arcillas saturadas con $\phi = 0$, el factor de capacidad de carga N_q en la ecuación (19.3) es igual a la unidad. Por lo tanto, para este caso,

$$Q_{p(\text{neta})} \approx A_p c_u N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} \quad (19.22)$$

donde c_u = cohesión no drenada.

Suponiendo que $L \geq 3D_b$, podemos reescribir la ecuación (19.22) como

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p c_u N_c^* \quad (19.23)$$

donde

$$N_c^* = N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} = \text{teniendo factor de capacidad} = 1.33 [(\ln I_r) + 1] \quad (19.24)$$

I_r = índice de rigidez del suelo

Para $\phi = 0$ condiciones, I_r puede ser definido como

$$I_r = \frac{E_s}{3c_u} \quad (19.25)$$

Es donde E_s = módulo de elasticidad del suelo.

O'Neill y Reese (1999) presentaron una relación aproximada entre c_u y $E_s/3c_u$. La tabla 19.2 proporciona los valores interpolados de esta relación.

Para todos los propósitos prácticos, si c_u es igual a o mayor que 100 kN/m², la magnitud de N_c^* es 9.

La expresión para la resistencia de la superficie de pozos perforados en arcilla es similar a la ecuación (18.28), o

$$Q_s = \sum_{L=0}^{L=L_1} \alpha^* c_u p \Delta L \quad (19.26)$$

donde p = perímetro de la sección transversal del pozo. El valor de α^* que puede ser utilizado en la ecuación (19.26) no se ha establecido plenamente. Sin embargo, los resultados de las pruebas de campo disponibles en este momento indican que α^* puede variar entre 1.0 y 0.3.

Tabla 19.2 Variación aproximada de $E_s/3c_u$ con c_u
(Interpolado de O'Neill y Reese, 1999)

c_u (kN/m ²)	$\frac{E_s}{3c_u}$	c_u (kN/m ²)	$\frac{E_s}{3c_u}$
25	25	125	270
50	145	150	285
75	219	175	292
100	250	200	300

Kulhawy y Jackson (1989) informaron los resultados de la prueba de campo de 106 pozos perforados sin campana: 65 en levantamiento y 41 en compresión. La mejor correlación para la magnitud de α^* obtenida a partir de estos resultados es

$$\alpha^* = 0.21 + 0.25 \left(\frac{p_a}{c_u} \right) \leq 1 \quad (19.27)$$

donde p_a = presión atmosférica $\approx 100 \text{ kN/m}^2$ y c_u está en kN/m^2 . Así, de manera conservadora, se puede suponer que

$$\alpha^* = 0.4 \quad (19.28)$$

Ejemplo 19.1

En la figura 19.9 se muestra un perfil de suelo. Un pozo perforado de soporte puntual con una campana se coloca en una capa de arena densa y grava. Determine la carga admisible que el pozo perforado podría soportar. Utilice la ecuación (19.4) y un factor de seguridad de 4. Considere $D_s = 1 \text{ m}$ y $D_b = 1.75 \text{ m}$. Para la capa de arena densa, $\phi' = 36^\circ$; $E_s = 500p_a$. Ignore la resistencia a la fricción del pozo.

Solución

Se tiene

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p [q'(N_q - 1) F_{qs} F_{qd} F_{qc}]$$

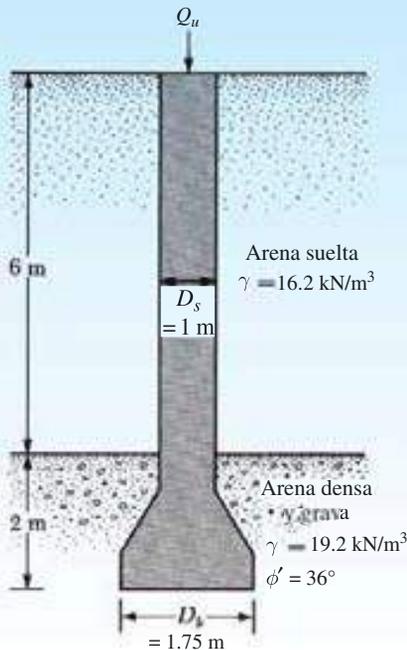


Figura 19.9

y

$$q' = (6)(16.2) + (2)(19.2) = 135.6 \text{ kN/m}^2$$

Para $\phi' = 36^\circ$, de la tabla 19.1, $N_q = 37.75$. Además,

$$F_{qs} = 1.727$$

y

$$\begin{aligned} F_{qd} &= 1 + C \tan^{-1} \left(\frac{L}{D_b} \right) \\ &= 1 + 0.247 \tan^{-1} \left(\frac{8}{1.75} \right) = 1.335 \end{aligned}$$

De la ecuación (19.8),

$$I_{cr} = 0.5 \exp \left[2.85 \cot \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \right] = 134.3 \quad (\text{Vea tabla 19.1})$$

De la ecuación (19.11), $E_s = mp_a$. Con $m = 500$, se tiene

$$E_s = (500)(100) = 50\,000 \text{ kN/m}^2$$

De la ecuación 19.12 y la tabla 19.1,

$$\mu_s = 0.265$$

Por lo tanto,

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)(q')(\tan \phi')} = \frac{50\,000}{2(1 + 0.265)(135.6)(\tan 36)} = 200.6$$

De la ecuación (19.9)

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$$

con

$$\Delta = n \frac{q'}{p_a} = 0.00225 \left(\frac{135.6}{100} \right) = 0.0031$$

resulta que

$$I_{rr} = \frac{200.6}{1 + (200.6)(0.0031)} = 123.7$$

I_{rr} es menor que I_{cr} . Por lo tanto, de la ecuación (19.16)

$$\begin{aligned} F_{qc} &= \exp \left\{ (-3.8 \tan \phi') + \left[\frac{(3.07) \sin \phi' (\log_{10} 2I_{rr})}{1 + \sin \phi'} \right] \right\} \\ &= \exp \left\{ (-3.8 \tan 36) + \left[\frac{(3.07 \sin 36) \log(2 \times 123.7)}{1 + \sin 36} \right] \right\} = 0.958 \end{aligned}$$

Por lo tanto,

$$Q_{p(\text{neta})} = \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) (1.75)^2 \right] (135.6)(37.75 - 1)(1.727)(1.335)(0.958) = 26\,474 \text{ kN}$$

y

$$Q_{p(\text{adm})} = \frac{Q_{p(\text{neta})}}{FS} = \frac{26\,474}{4} \approx \mathbf{6619 \text{ kN}}$$

Ejemplo 19.2

Resuelva el ejemplo 19.1 utilizando la ecuación (19.17).

Solución

La ecuación (19.17) indica que

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p q' (\omega N_q^* - 1)$$

De la ecuación (19.18) se tiene

$$N_q^* = 0.21 e^{0.17\phi'} = 0.21 e^{(0.17)(36)} = 95.52$$

y

$$\frac{L}{D_b} = \frac{8}{1.75} = 4.57$$

De la figura 19.8; para $\phi' = 36^\circ$ y $L/D_b = 4.57$, el valor de ω es alrededor de 0.83. Por lo tanto,

$$Q_{p(\text{neta})} = \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) (1.75)^2 \right] (135.6)[(0.83)(95.52) - 1] = 25\,532 \text{ kN}$$

y

$$Q_{p(\text{adm})} = \frac{25\,532}{4} = \mathbf{6383 \text{ kN}}$$

Ejemplo 19.3

La figura 19.10 muestra un pozo perforado sin una campana. Aquí, $L_1 = 8 \text{ m}$, $L_2 = 3 \text{ m}$, $D_s = 1.5 \text{ m}$, $c_{u(1)} = 50 \text{ kN/m}^2$ y $c_{u(2)} = 105 \text{ kN/m}^2$. Determine

- La capacidad última de carga neta en la punta
- La resistencia última superficial
- La carga de trabajo, Q_w ($FS = 3$)

Utilice las ecuaciones (19.23), (19.26) y (19.28).

Solución

Inciso a

De la ecuación (19.23)

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p c_{u(2)} N_c^* = A_p c_{u(2)} N_c^* = \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) (1.5)^2 \right] (105)(9) \approx \mathbf{1670 \text{ kN}}$$

(Nota: Ya que $c_{u(2)} p_a > 1$, $N_c^* \approx 9$.)

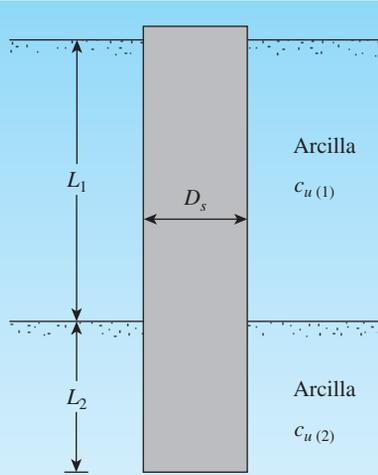


Figura 19.10 Pozo de perforación sin una campana

Inciso b

De la ecuación (19.26)

$$Q_s = \sum \alpha^* c_u p \Delta L$$

De la ecuación (19.28)

$$\alpha^* = 0.4$$

$$p = \pi D_s = (3.14)(1.5) = 4.71 \text{ m}$$

y

$$Q_s = (0.4)(4.71)[(50 \times 8) + (105 \times 3)] \approx \mathbf{1347 \text{ kN}}$$

Inciso c

$$Q_w = \frac{Q_p(\text{neto}) + Q_s}{FS} = \frac{1670 + 1347}{3} = \mathbf{1005.7 \text{ kN}}$$

19.7 Asentamiento de pozos perforados

El asentamiento de los pilotes perforados con carga de trabajo se calcula de manera similar a la descrita en la sección 18.12. En muchos casos, la carga soportada por la resistencia del pozo es pequeña en comparación con la carga soportada en la base. En tales casos, la contribución de $S_{e(3)}$ puede ser ignorada. Se debe tener en cuenta que, en las ecuaciones (18.43) y (18.44), el término D debe ser sustituido por D_b para pozos.

19.8 Capacidad de soporte de carga basada en el asentamiento

Apoyándose en una base de datos de 41 pruebas de carga, Reese y O'Neill (1989) propusieron un método para calcular la capacidad de carga de pozos perforados. El método es aplicable a los siguientes rangos:

1. Diámetro del pozo: $D_s = 0.52$ a 1.2 m
2. Profundidad de la campana: $L = 4.7$ a 30.5 m
3. $c_u = 29$ - 287 kN/m²
4. Resistencia a la penetración de campo estándar: $N_{60} = 5$ a 60
5. Relación de sobreconsolidación: 2 a 15
6. Asentamiento del concreto: 100 - 225 mm

Con referencia a la figura 19.11, el procedimiento de Reese y O'Neill da como resultado

$$Q_u = \sum_{i=1}^N f_i p \Delta L_i + q_p A_p \tag{19.29}$$

donde

- f_i = última unidad de resistencia al cizallamiento en la capa i
- p = perímetro del pozo = πD_s
- q_p = resistencia unitaria en la punta
- A_p = área de la base = $(\pi/4)D_b^2$

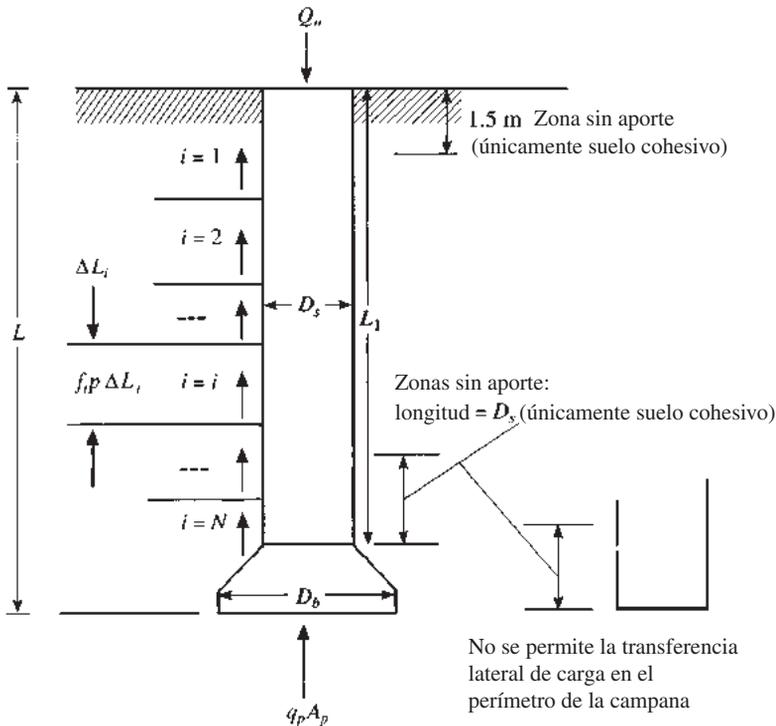


Figura 19.11 Desarrollo de la ecuación (19.29)

A continuación se presentan las relaciones de determinación Q_u en suelos cohesivos y granulares.

Suelo cohesivo

Sobre la base de la ecuación (19.29), tenemos

$$f_i = \alpha_i^* c_{u(i)} \quad (19.30)$$

Se recomiendan los siguientes valores para α_i^* :

- $\alpha_i^* = 0$ para la parte superior 1.5 m de diámetro y el fondo 1, D_s , del pozo perforado.
(Nota: Si $D_b > D_s$, entonces $\alpha^* = 0$ para 1 diámetro por encima de la parte superior de la campana y de la zona periférica de la propia campana.)
- $\alpha_i^* = 0.55$ en otros lugares

y

$$q_p \text{ (kN/m}^2\text{)} = 6c_{ub} \left(1 + 0.2 \frac{L}{D_b} \right) \leq 9c_{ub} \leq 3.83 \text{ MN/m}^2 \quad (19.31)$$

donde c_{ub} = cohesión no drenada promedio dentro de $2D_b$ por debajo de la base (kN/m²).

Si D_b es grande, el asentamiento excesivo se producirá en la carga de rotura por unidad de área, q_p , dado por la ecuación (19.31). Por lo tanto, para $D_b > 1.9$ m, q_p puede ser sustituido por q_{pr} , o

$$q_{pr} = F_r q_p \quad (19.32)$$

donde

$$F_r = \frac{2.5}{0.0254\psi_1 D_b \text{ (m)} + \psi_2} \leq 1 \quad (19.33)$$

$$\psi_1 = 0.0071 + 0.0021 \left(\frac{L}{D_b} \right) \leq 0.015 \quad (19.34)$$

$$\psi_2 = 7.787(c_{ub})^{0.5} \quad (0.5 \leq \psi_2 \leq 1.5) \quad (19.35)$$

↑
kN/m²

Si se requiere la capacidad de soporte de carga a un nivel limitado de asentamiento, entonces se pueden utilizar las tablas 19.3 y 19.4 para el procedimiento que se describe a continuación. Los valores indicados en estas tablas se basan en la curva promedio de las observaciones de campo hechas por Reese y O'Neill (1989).

1. Seleccionar un valor de asentamiento, S_e .
2. Calcular $\sum_{i=1}^N f_i p \Delta L_i$ y $q_p A_p$, como se da en la ecuación (19.29).
3. Utilizar las tablas 19.3 y 19.4, así como los valores calculados en el paso 2, para determinar la *carga lateral* y la *carga de apoyo final*.
4. La suma de la carga lateral y la carga de apoyo final es la carga aplicada total.

Tabla 19.3 Transferencia normalizada de carga lateral con asentamiento para suelos cohesivos (con base en la curva promedio)

Asentamiento D_s (%)	Transferencia de carga lateral $\sum f_i p \Delta L_i$	Asentamiento D_s (%)	Transferencia de carga lateral $\sum f_i p \Delta L_i$
0	0	0.8	0.95
0.1	0.48	1.0	0.94
0.2	0.74	1.2	0.92
0.3	0.86	1.4	0.91
0.4	0.91	1.6	0.89
0.6	0.95	1.8	0.85
0.7	0.955	2.0	0.82

Tabla 19.4 Transferencia normalizada de carga sobre la base con asentamiento para suelos cohesivos (con base en la curva promedio)

Asentamiento D_b (%)	Carga final $q_p A_p$	Asentamiento D_b (%)	Carga final $q_p A_p$
0	0	4.0	0.951
0.5	0.363	5.0	0.971
1.0	0.578	6.0	0.971
1.5	0.721	7.0	0.971
2.0	0.804	8.0	0.971
2.5	0.863	9.0	0.971
3.0	0.902	10.0	0.971

Suelos no cohesivos

Con base en la ecuación (19.29), se tiene

$$f_i = \beta \sigma'_{ozi} \tag{19.36}$$

donde

$$\begin{aligned} \sigma'_{ozi} &= \text{esfuerzo efectivo vertical a la mitad de la capa } i \\ \beta &= 1.5 - 0.244z_i^{0.5} \quad (0.25 \leq \beta \leq 1.2) \\ z_i &= \text{profundidad a la mitad de la capa } i \text{ (m)} \end{aligned} \tag{19.37}$$

Recientemente, Rollins *et al.* (2005) modificaron la ecuación (19.37) para arenas gravosas como sigue:

Para arena con 25 a 50% de grava:

$$\beta = 2.0 - 0.15z_i^{0.75} \quad (0.25 \leq \beta \leq 1.8) \tag{19.38}$$

Para arena con más de 50% de grava:

$$\beta = 3.4e^{-0.085z_i} \quad (0.25 \leq \beta \leq 3.0) \tag{19.39}$$

Tabla 19.5 Transferencia normalizada de carga lateral con asentamiento para suelos no cohesivos (con base en la curva promedio)

Asentamiento D_s (%)	Asentamiento de la carga lateral $\sum f_i p \Delta L_i$	Asentamiento D_s (%)	Asentamiento de la carga lateral $\sum f_i p \Delta L_i$
0	0	0.8	0.974
0.1	0.371	1.0	0.987
0.2	0.590	1.2	0.974
0.3	0.744	1.4	0.968
0.4	0.846	1.6	0.960
0.5	0.910	1.8	0.940
0.6	0.936	2.0	0.920

En las ecuaciones (19.38) y (19.39), z está en metros (m).

La capacidad de carga en la punta es

$$q_p \text{ (kN/m}^2\text{)} = 57.5N_{60} \leq 4.3 \text{ MN/m}^2 \quad (19.40)$$

donde N_{60} = número promedio de penetración estándar *sin corregir* dentro de una distancia de $2D_b$ por debajo de la base del pozo perforado.

Al igual que en la ecuación (19.32), para el control del asentamiento excesivo la magnitud de q_p puede ser modificada de la siguiente manera:

$$q_{pr} = \frac{1.27}{D_b \text{ (m)}} q_p \quad (\text{para } D_b \geq 1.27 \text{ m}) \quad (19.41)$$

Se pueden utilizar las tablas 19.5 y 19.6 para calcular la capacidad de carga basada en el asentamiento. Las tablas 19.3 y 19.4 para la arcilla son similares.

Tabla 19.6 Transferencia normalizada de carga sobre la base con asentamiento para suelos no cohesivos (con base en la curva promedio)

Asentamiento D_b (%)	Carga final $q_p A_p$	Asentamiento D_b (%)	Carga final $q_p A_p$
0	0	6	1.10
1	0.32	7	1.20
2	0.56	8	1.29
3	0.73	9	1.38
4	0.87	10	1.44
5	0.98		

Ejemplo 19.4

En la figura 19.12 se muestra un pozo perforado en un suelo cohesivo. Utilice el procedimiento descrito en esta sección para determinar:

- La capacidad última de carga
- La capacidad de carga para un asentamiento admisible de 12.7 mm

Solución

Inciso a

De la ecuación (19.30), tenemos

$$f_i = \alpha_i^* c_{u(i)}$$

De la figura 19.12,

$$\Delta L_1 = 3.66 - 1.5 = 2.16 \text{ m}$$

$$\Delta L_2 = (6.1 - 3.66) - D_s = 2.44 - 0.76 = 1.68 \text{ m}$$

$$c_{u(1)} = 38 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{u(2)} = 57.5 \text{ kN/m}^2$$

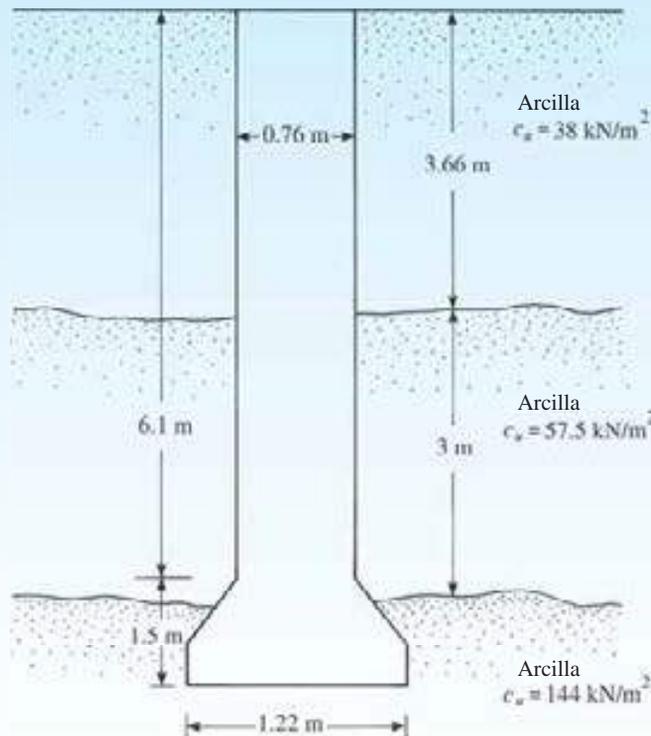


Figura 19.12

Por lo tanto,

$$\begin{aligned}\sum f_i p \Delta L_i &= \sum \alpha_i^* c_{u(i)} p \Delta L_i \\ &= (0.55)(38)(\pi \times 0.76)(2.16) + (0.55)(57.5)(\pi \times 0.76)(1.68) \\ &= 234.6 \text{ kN}\end{aligned}$$

De la ecuación (19.31), se tiene

$$q_p = 6c_{ub} \left(1 + 0.2 \frac{L}{D_b} \right) = (6)(144) \left[1 + 0.2 \left(\frac{6.1 + 1.5}{1.22} \right) \right] = 1940 \text{ kN/m}^2$$

Comprobando:

$$q_p = 9c_{ub} = (9)(144) = 1296 \text{ kN/m}^2 < 1940 \text{ kN/m}^2$$

Así que, usando $q_p = 1296 \text{ kN/m}^2$:

$$q_p A_p = q_p \left(\frac{\pi}{4} D_b^2 \right) = (1296) \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) (1.22)^2 \right] \approx 1515 \text{ kN}$$

Por lo tanto,

$$Q_u = \sum \alpha_i^* c_{u(i)} p \Delta L_i + q_p A_p = 234.6 + 1515 = \mathbf{1749.6 \text{ kN}}$$

Inciso b

Se tiene

$$\frac{\text{asentamiento admisible}}{D_s} = \frac{12.7}{(0.76)(1000)} = 0.0167 = 1.67\%$$

De la tabla 19.3, para un asentamiento normalizado de 1.67%, la carga lateral normalizada es aproximadamente 0.87. Por lo tanto, la carga lateral es

$$(0.87) \left(\sum f_i p \Delta L_i \right) = (0.87)(234.6) = 204.1 \text{ kN}$$

Otra vez,

$$\frac{\text{asentamiento admisible}}{D_b} = \frac{12.7}{(1.22)(1000)} = 0.0104 = 1.04\%$$

De la tabla 19.4, para un asentamiento normalizado de 1.04%, la carga final normalizada es aproximadamente 0.58. Así que la carga sobre la base es

$$(0.58)(q_p A_p) = (0.58)(1515) = 878.7 \text{ kN}$$

Por lo tanto, la carga total es

$$Q = 204.1 + 878.7 = \mathbf{1082.8 \text{ kN}}$$

Ejemplo 19.5

En la figura 19.13 se muestra un pozo perforado. El número estándar de penetración promedio sin corregir (N_{60}) dentro de una distancia de $2D_b$ por debajo de la base del eje es de aproximadamente 30. Determine

- La capacidad de carga última
- La capacidad de carga de un asentamiento de 12 mm. Utilice la ecuación (19.38).

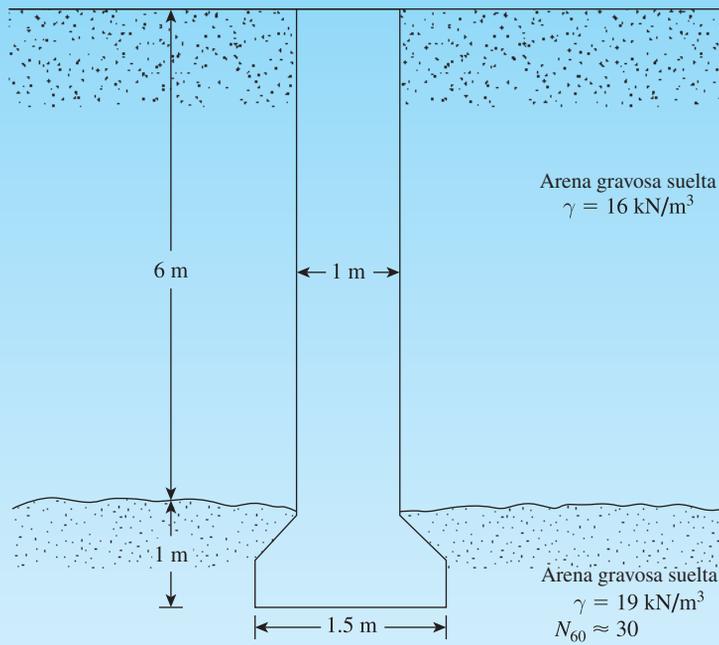


Figura 19.13 Pozo perforado soportado por una densa capa de arena gravosa

Solución

Inciso a

De las ecuaciones (19.36) y (19.38),

$$f_i = \beta \sigma'_{ozi}$$

y

$$\beta = 2.0 - 0.15z_i^{0.75}$$

Para este problema, $z_i = 6/2 = 3 \text{ m}$, por lo tanto

$$\beta = 2 - (0.15)(3)^{0.75} = 1.658$$

y

$$\sigma'_{ozi} = \gamma z_i = (16)(3) = 48 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$f_i = (48)(1.658) = 79.58 \text{ kN/m}^2$$

y

$$\sum f_i p \Delta L_i = (79.58)(\pi \times 1)(6) = 1500 \text{ kN}$$

De la ecuación (19.40),

$$q_p = 57.5N_{60} = (57.5)(30) = 1725 \text{ kN/m}^2$$

Se debe considerar que D_b es superior a 1.27 m. Así que se utiliza la ecuación (19.41).

$$q_{pr} = \left(\frac{1.27}{D_b} \right) q_p = \left(\frac{1.27}{1.5} \right) (1725) \approx 1461 \text{ kN/m}^2$$

Ahora,

$$q_{pr} A_p = (1461) \left(\frac{\pi}{4} \times 1.5^2 \right) \approx 2582 \text{ kN}$$

Por lo tanto,

$$Q_{u(\text{neta})} = q_{pr} A_p + \sum f_i p \Delta L_i = 2582 + 1500 = \mathbf{4082 \text{ kN}}$$

Inciso b

Se tiene

$$\frac{\text{asentamiento admisible}}{D_s} = \frac{12}{(1.0)(1000)} = 0.12 = 1.2\%$$

La tabla 19.5 muestra que para un asentamiento normalizado de 1.2%, la carga normalizada es de unos 0.974. Por lo tanto, la transferencia de carga lateral es $(0.974)(1.500) \approx 1461 \text{ kN}$. Del mismo modo,

$$\frac{\text{asentamiento admisible}}{D_b} = \frac{12}{(1.5)(1000)} = 0.008 = 0.8\%$$

La tabla 19.6 indica que para un asentamiento normalizado de 0.8%, la carga base normalizada es de aproximadamente 0.25. Así que la carga de base es $(0.25)(2582) = 645.5 \text{ kN}$. Por lo tanto, la carga total es

$$Q = 1461 + 645.5 \approx \mathbf{2102 \text{ kN}}$$

19.9 Resumen

A continuación se presenta un resumen de los temas tratados en este capítulo:

1. Dependiendo de las condiciones del subsuelo, se pueden construir pozos perforados usando el método en seco, el método de carcasa y el método húmedo.
2. La capacidad última de carga de pozos perforados en suelos granulares puede estimarse a partir de las ecuaciones (19.4) y (19.20). Del mismo modo, para pozos en arcilla se pueden utilizar las ecuaciones (19.23) y (19.26) para la estimación de la capacidad última en arcilla (concepto $\phi = 0$).
3. El método de O'Neill y Reese (1989) es un procedimiento para la determinación de la capacidad de soporte de carga sobre la base de consideraciones de solución.

Problemas

- 19.1** En la figura 19.14 se muestra un pozo perforado. Para el pozo, $L_1 = 6 \text{ m}$, $L_2 = 3 \text{ m}$, $D_s = 1.2 \text{ m}$ y $D_b = 2 \text{ m}$. Para el suelo, $\gamma_c = 15.6 \text{ kN/m}^3$, $c_u = 35 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_s = 17.6 \text{ kN/m}^3$ y $\phi = 35^\circ$. Determine la capacidad neta rodamiento punto permisible ($FS = 3$). Utilice la ecuación (19.17).
- 19.2** Repita el problema 19.1 utilizando la ecuación (19.4) y $E_s = 600 p_u$.

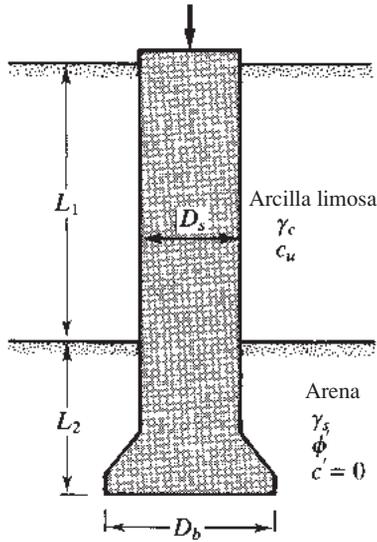


Figura 19.14

- 19.3** Para el pozo perforado descrito en el problema 19.1, ¿qué resistencia superficial se desarrollaría durante los primeros 6 m, que están en arcilla? Utilice las ecuaciones (19.26) y (19.28).
- 19.4** La figura 19.15 muestra un pozo perforado sin una campana. Aquí, $L_1 = 6$ m, $L_2 = 7$ m, $D_s = 1.5$ m, $c_{u(1)} = 50$ kN/m² y $c_{u(2)} = 75$ kN/m². Encuentre estos valores:
- La capacidad última de carga en la punta. Utilice las ecuaciones (19.23) y (19.24)
 - La resistencia última de la superficie. Utilice las ecuaciones (19.26) y (19.28)
 - La carga de trabajo, Q_w ($FS = 3$)
- 19.5** Para el pozo perforado descrito en el problema 19.4, estime el asentamiento elástico total con la carga de trabajo. Utilice las ecuaciones (18.42), (18.44) y (18.45). Suponga que

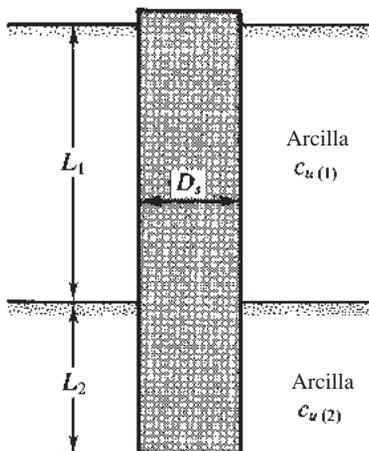


Figura 19.15

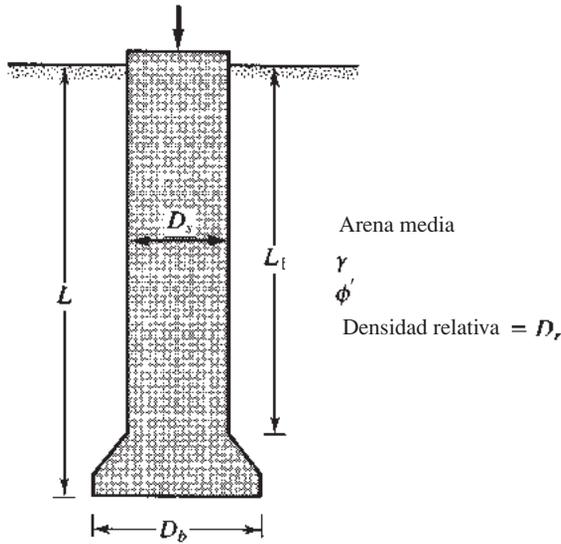


Figura 19.16

$E_p = 20 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$, $\mu_s = 0.3$, $E_s = 12 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$, $\xi = 0.65$ y $C_p = 0.03$. Asuma 80% en movilización de la resistencia de la superficie a la carga de trabajo. (Véase el inciso c del problema 19.4.)

19.6 Para el pozo perforado descrito en el problema 19.4, determine estos valores:

- a. La capacidad última de carga
- b. La capacidad de carga de un asentamiento de 25 mm

Utilice el procedimiento que se describe en la sección 19.8.

19.7 Consulte la figura 19.16, para la que $L = 6 \text{ m}$, $L_1 = 5 \text{ m}$, $D_s = 1.2 \text{ m}$, $D_b = 1.7 \text{ m}$, $\gamma_s = 15.7 \text{ kN/m}^3$ y $\phi' = 33^\circ$. El número de penetración estándar promedio sin corregir dentro de $2D_b$ por debajo de la base es 32. Determine estos valores:

- a. La capacidad última de carga
- b. La capacidad de carga de un asentamiento de 12.7 mm

Utilice el procedimiento que se describe en la sección 19.6.

Referencias

- BEREZANTZEV, V. G., KHRISTOFOROV, V. S., and GOLUBKOV, V. N. (1961). "Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations," *Proceedings, Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, Vol. 2, 11–15.
- CHEN, Y.-J., and KULHAWY, F. H. (1994). "Case History Evaluation of the Behavior of Drilled Shafts under Axial and Lateral Loading," *Final Report, Project 1493-04, EPRITR-104601*, Geotechnical Group, Cornell University, Ithaca, NY, December.
- KULHAWY, F. H., and JACKSON, C. S. (1989). "Some Observations on Undrained Side Resistance of Drilled Shafts," *Proceedings, Foundation Engineering: Current Principles and Practices*, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, 1011–1025.

- O'NEILL, M. W., and REESE, L. C. (1999). *Drilled Shafts: Construction Procedure and Design Methods*, FHWA Report No. IF-99-025.
- REESE, L. C., and O'NEILL, M. W. (1989). "New Design Method for Drilled Shafts from Common Soil and Rock Tests," *Proceedings*, Foundation Engineering: Current Principles and Practices, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, 1026-1039.
- ROLLINS, K. M., CLAYTON, R. J. MIKESELL, R. C., and BLAISE, B. C. (2005). "Drilled Shaft Side Friction in Gravelly Soils," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 131, No. 8, 987-1003.

FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA es una combinación concisa de los componentes esenciales de los principales textos de Braja M. Das, Principios de Ingeniería Geotécnica y Principios de Ingeniería de Cimentaciones. El texto incluye los conceptos fundamentales de mecánica de suelos, así como técnicas de cimentación sin estar lleno de detalles y alternativas excesivos. Esta obra cuenta con una gran cantidad de ejemplos prácticos, así como figuras para ayudar a los estudiantes con la teoría y las habilidades de resolución de problemas. Das mantiene el delicado equilibrio de la investigación actual y prácticas aplicaciones de campo que ha hecho de sus libros líderes en esta área.

Esta cuarta edición se ha revisado y elaborado en base a los comentarios recibidos de varios revisores y usuarios sin necesidad de cambiar la filosofía en la que el texto se redactó originalmente. Al igual que en las ediciones anteriores, las unidades SI se utilizan en todo el texto. Esta edición consiste de 19 capítulos y un apéndice.

Entre los principales cambios respecto a la tercera edición se incluyen los siguientes:

- En el capítulo 2 sobre "Origen de los depósitos de suelo; tamaño y forma del grano", se ha añadido el proceso de la formación de diversos tipos de rocas (es decir, el ciclo de las rocas).
- "Exploración del subsuelo" (capítulo 12) se ha colocado antes del capítulo sobre "Estabilidad de taludes" (capítulo 13). Se ha añadido una sección sobre exploración geofísica al capítulo 12.
- El capítulo 15 sobre "Muros de contención y cortes apuntalados" se presenta ahora antes del capítulo sobre "Cimentaciones poco profundas" (capítulo 16).
- Se ha añadido un nuevo apéndice sobre "Geosintéticos", introduciendo en primer lugar a los lectores al geotextil y la geomalla en su relación con la construcción de muros de contención de tierra estabilizada mecánicamente (MSE).