PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES

PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES

Cuarta Edición

BRAJA M. DAS
California State University, Sacramento

International Thomson Editores

México • Albany • Boston • Johannesburgo • Londres • Madrid • Melbourne • Nueva York
San Francisco • San Juan, PR • Santiago • São Paulo • Singapur • Tokio • Toronto • Washington

Traducción del libro *Principles of Foundation Engineering, 4th. Ed.*, publicado en inglés por
PWS Publishing © 1999 ISBN 0-534-95403-0

Principios de ingeniería de cimentaciones
ISBN 970-686-035-5
Derechos reservados respecto a la edición en español.
© 2001 por International Thomson Editores, S. A. de C. V.
International Thomson Editores, S. A. de C. V. es una empresa de

THOMSON
LEARNING

México y América Central
Séneca 53, Colonia Polanco
México, D. F. 11560
Tel. (525) 281-2906
Fax (525) 281-2656
editor@thomsonlearning.com.mx
MÉXICO

El Caribe
Tel. (787) 758-7580
Fax (787) 758-7573
thomson@coqui.net
Hato Rey, PUERTO RICO

América del Sur
Tel. (54-11)4325-2236
Fax (54-11)4328-1829
thomson@pop.ba.net
Buenos Aires, ARGENTINA

España
Tel. (3491) 446-3350
Fax (3491) 445-6218
Madrid, ESPAÑA
Clientes@paraninfo.es

Traducción
José de la Cera Alonso
Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco

Revisión técnica
Ignacio Bernal Carreño
Universidad de las Américas-Puebla

Director editorial y de producción: Miguel Ángel Toledo Castellanos
Editor de desarrollo: Pedro de la Garza Rosales
Gerente de producción: René Garay Argueta
Corrección de estilo: Antonio Sienra Pacheco
Editora de Producción: Patricia Pantoja Valdez
Diseño de portada: Jesús Enríquez
Tipografía: Erika Salazar, *L'atelier*
Lecturas: Demetrio Alemán y Guadalupe Morales

987654321 0IV0

Queda prohibida la reproducción o transmisión total o parcial del texto de la presente obra bajo cualesquiera formas, electrónica o mecánica, incluyendo el fotocopiado, el almacenamiento en algún sistema de recuperación de información, o el grabado, sin el consentimiento previo y por escrito del editor.

All rights reserved. No part of this work covered by the copyright hereon may be reproduced or used in any form or by any means —graphic, electronic, or mechanical, including photocopying, recording, taping or information storage and retrieval systems— without the written permission of the publisher.

Impreso en México
Printed in Mexico

A la memoria de mi padre,
y a Janice y Valerie

CONTENIDO

CAPÍTULO 1 **Propiedades geotécnicas del suelo y del suelo reforzado 1**

1.1 Introducción 1
1.2 Distribución granulométrica 2
1.3 Límites del tamaño para suelos 5
1.4 Relaciones peso-volumen 6
1.5 Compacidad relativa 9
1.6 Límites de Atterberg 15
1.7 Sistemas de clasificación de suelos 17
1.8 Permeabilidad hidráulica del suelo 25
1.9 Filtración en condiciones de régimen establecido 28
1.10 Criterios para el diseño de filtros 30
1.11 Concepto de esfuerzo efectivo 32
1.12 Ascención capilar en suelos 35
1.13 Consolidación. Consideraciones generales 36
1.14 Cálculo de asentamientos por consolidación 44
1.15 Tasa de consolidación 46
1.16 Resistencia al corte 55
1.17 Prueba de compresión simple 61
1.18 Comentarios sobre los parámetros de la resistencia al corte 62
1.19 Sensitividad 66
1.20 Refuerzo del suelo. Generalidades 68
1.21 Consideraciones para el refuerzo del suelo 69
Problemas 72
Referencias 76

CAPÍTULO 2 **Depósitos naturales de suelo y exploración del subsuelo 79**

2.1 Introducción 79
Depósitos naturales de suelo 79
2.2 Origen del suelo 79
2.3 Suelo residual 80

2.4 Depósitos aluviales 80
2.5 Depósitos glaciares 84
2.6 Depósitos eólicos de suelos 86
2.7 Suelo orgánico 87
2.8 Algunos nombres locales para suelos 87

Exploración subsuperficial 90

2.9 Propósito de la exploración del suelo 90
2.10 Programa de exploración del subsuelo 90
2.11 Perforaciones exploratorias en campo 94
2.12 Procedimientos para muestreo del suelo 98
2.13 Observación de los niveles del agua freática 108
2.14 Prueba de corte con veleta 111
2.15 Prueba de penetración del cono 115
2.16 Prueba del presurímetro (PMT) 122
2.17 Prueba del dilatómetro 125
2.18 Extracción de núcleos de roca 127
2.19 Preparación de registros de perforación 130
2.20 Determinación de la permeabilidad hidráulica en el campo 132
2.21 Exploración geofísica 135
2.22 Reporte de la exploración del subsuelo 143
Problemas 144
Referencias 149

CAPÍTULO 3 **Cimentaciones superficiales: capacidad de carga última 152**

3.1 Introducción 152
3.2 Concepto general 152
3.3 Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi 156
3.4 Modificación de las ecuaciones de la capacidad de carga por nivel de agua freático 159
3.5 Caso histórico: capacidad de carga última en arcilla saturada 161
3.6 Factor de seguridad 164
3.7 La ecuación general de la capacidad de carga 166
3.8 Efecto de la compresibilidad del suelo 172
3.9 Cimentaciones cargadas excéntricamente 176
3.10 Capacidad de carga de suelos estratificados. Suelo más fuerte sobre suelo más débil 187
3.11 Capacidad de carga de cimentaciones sobre un talud 195
3.12 Capacidad de carga por sismo y asentamientos en suelo granular 197

Avances recientes en capacidad de carga de cimentaciones sobre suelo reforzado 202

3.13 Cimentaciones sobre arena con refuerzo geotextil 202
3.14 Cimentaciones sobre arcilla saturada ($\phi = 0$) con refuerzo geotextil 204
3.15 Cimentaciones sobre arena con refuerzo de geomallas 205
3.16 Cimentaciones corridas sobre arcilla saturada ($\phi = 0$) con refuerzo de geomallas 210
3.17 Observaciones generales 212
Problemas 212
Referencias 217

CAPÍTULO 4 Cimentaciones superficiales: capacidad de carga y asentamiento admisibles 219
4.1 Introducción 219
Incremento del esfuerzo vertical en una masa de suelo causado por carga en la cimentación 220
4.2 Esfuerzo debido a una carga concentrada 220
4.3 Esfuerzo debido a un área circularmente cargada 221
4.4 Esfuerzo debajo de un área rectangular 222
4.5 Incremento del esfuerzo vertical promedio debido a un área cargada rectangularmente 229
4.6 Incremento del esfuerzo bajo un terraplén 233
4.7 Incremento del esfuerzo debido a cualquier tipo de carga 237
Cálculo de asentamientos 240
4.8 Asentamiento elástico basado en la teoría de la elasticidad 240
4.9 Asentamiento elástico de cimentaciones sobre arcillas saturadas 245
4.10 Asentamiento de suelo arenoso: uso del factor de influencia de la deformación unitaria 247
4.11 Rango de los parámetros del material para calcular asentamientos elásticos 250
4.12 Asentamiento por consolidación 251
4.13 Modificación Skempton-Bjerrum para asentamientos por consolidación 254
4.14 Asentamiento por consolidación. Comentarios generales y un caso histórico 256
Capacidad permisible de carga 258
4.15 Presión permisible de carga en arena basada en consideraciones de asentamientos 258
4.16 Prueba de carga en campo 261
4.17 Capacidad de carga presupuesta 267
4.18 Asentamientos tolerables en edificios 267
Cimentaciones con suelo reforzado 268
4.19 Cimentación superficial sobre suelo reforzado 268

4.20 Cimentación corrida sobre suelo granular reforzado con tiras metálicas 270
4.21 Factor de seguridad para tirantes contra ruptura y zafadura 277
4.22 Procedimiento de diseño para cimentaciones corridas sobre tierra armada 279
Problemas 286
Referencias 290

CAPÍTULO 5 Losas para cimentaciones 293

5.1 Introducción 293
5.2 Tipos comunes para losas de cimentaciones 296
5.3 Capacidad de carga de losas para cimentaciones 297
5.4 Asentamientos diferenciales de losas para cimentaciones 303
5.5 Observaciones de asentamientos en campo para losas de cimentación 304
5.6 Cimentaciones compensadas 307
5.7 Diseño estructural de las losas para cimentaciones 310
Problemas 330
Referencias 333

CAPÍTULO 6 Presión lateral de tierra 334

6.1 Introducción 334
6.2 Presión lateral de tierra en reposo 335
Presión activa 340
6.3 Presión activa de tierra de Rankine 340
6.4 Presión activa de tierra de Rankine para terraplén inclinado 347
6.5 Presión activa de tierra de Coulomb 350
6.6 Presión activa de tierra para condiciones sísmicas 358
6.7 Presión lateral de tierra por sobrecarga 363
6.8 Presión activa por rotación del muro respecto a su parte superior. Corte apuntalado 365
6.9 Presión activa de tierra por traslación del muro de retención. Relleno granular 367
Presión pasiva 372
6.10 Presión pasiva de tierra de Rankine 372
6.11 Presión pasiva de tierra de Rankine. Relleno inclinado 377
6.12 Presión pasiva de tierra de Coulomb 378
6.13 Comentarios sobre la hipótesis de la superficie de falla para los cálculos de la presión de Coulomb 380
Problemas 383
Referencias 386

CAPÍTULO 7 Muros de retención 387

7.1 Introducción 387

Muros de gravedad y muros en voladizo 389

7.2 Dimensionamiento de muros de retención 389
7.3 Aplicación de las teorías de la presión lateral de tierra al diseño 390
7.4 Revisiones de la estabilidad 392
7.5 Otros tipos de posibles fallas en un muro de retención 411
7.6 Comentarios relativos a la estabilidad 415
7.7 Drenaje del relleno del muro de retención 418
7.8 Juntas en la construcción de muros de retención 419
7.9 Diseño de muros de retención de gravedad por condición sísmica 420

Muros de retención mecánicamente estabilizados 424

7.10 Consideraciones generales de diseño 424
7.11 Muros de retención con refuerzo de tiras metálicas 424
7.12 Procedimiento de diseño paso a paso (refuerzo de tiras metálicas) 432
7.13 Muros de retención con refuerzo geotextil 438
7.14 Muros de retención con refuerzo de geomallas 443
7.15 Comentarios generales 447

Problemas 448
Referencias 451

CAPÍTULO 8 Estructuras de ataguías o tablaestacas 453

8.1 Introducción 453

Muros de tablaestacas 455

8.2 Métodos de construcción 455
8.3 Muros de tablaestacas en voladizo. Generalidades 457
8.4 Tablaestacas en voladizo en suelos arenosos 458
8.5 Casos especiales de muros en voladizo (en suelo arenoso) 464
8.6 Tablaestaca en voladizo en arcilla 469
8.7 Casos especiales de tablaestacas (en arcilla) 473
8.8 Muro con tablaestaca anclada. Generalidades 476
8.9 Método del soporte libre para tablaestacas en suelo arenoso 477
8.10 Cartas de diseño para el método de soporte libre (en suelo arenoso) 480
8.11 Reducción del momento en muros con tablaestacas ancladas 486
8.12 Método del soporte libre en arcilla 490
8.13 Método del diagrama computacional de presión (en suelo arenoso) 493
8.14 Método del soporte de empotramiento en suelo arenoso 497
8.15 Observaciones de campo para muros con tablaestacas ancladas 501
8.16 Anclas. Generalidades 504

8.17 Capacidad de sostenimiento de placas de anclaje y vigas en arena 506
8.18 Resistencia última de placas de anclaje y vigas en arcilla (condición $\phi = 0$) 515
8.19 Resistencia última de tirantes 519

Cortes apuntalados 519

8.20 Cortes apuntalados. Generalidades 519
8.21 Envolvente de presión para el diseño de cortes apuntalados 521
8.22 Diseño de las diversas componentes de un corte apuntalado 525
8.23 Levantamiento del fondo de un corte en arcilla 534
8.24 Estabilidad del fondo de un corte en arena 539
8.25 Cedencia lateral de tablaestacas y asentamiento del terreno 542
8.26 Casos estudio de cortes apuntalados 546
Problemas 556
Referencias 561

CAPÍTULO 9 Cimentaciones con pilotes 564

9.1 Introducción 564
9.2 Tipos de pilotes y sus características estructurales 566
9.3 Estimación de la longitud del pilote 574
9.4 Instalación de pilotes 575
9.5 Mecanismo de transferencia de carga 578
9.6 Ecuaciones para estimar la capacidad de un pilote 581
9.7 Método de Meyerhof; Estimación de Q_p 584
9.8 Método de Vesic; Estimación de Q_p 587
9.9 Método de Janbu; Estimación de Q_p 588
9.10 Método de Coyle y Castello. Estimación de Q_p en arena 589
9.11 Resistencia por fricción (Q_s) en arena 590
9.12 Resistencia por fricción (superficial) en arcilla 593
9.13 Comentarios generales y capacidad admisible de un pilote 597
9.14 Capacidad de carga por punta de pilotes sobre roca 598
9.15 Pruebas de carga en pilotes 605
9.16 Comparación de la teoría con los resultados de las pruebas de carga en campo 608
9.17 Asentamiento de pilotes 615
9.18 Resistencia por extracción de pilotes 618
9.19 Pilotes cargados lateralmente 623
9.20 Fórmulas para el hincado de pilotes 637
9.21 Fricción superficial negativa 643

Grupo de pilotes 648

9.22 Eficiencia del grupo 648
9.23 Capacidad última de un grupo de pilotes en arcilla saturada 655
9.24 Pilotes en roca 657

9.25 Asentamiento por consolidación de un grupo de pilotes 659
9.26 Asentamiento elástico de un grupo de pilotes 663
9.27 Capacidad por levantamiento de un grupo de pilotes 664
Problemas 666
Referencias 670

CAPÍTULO 10 Cimentaciones con pilas perforadas y con cajones 674

10.1 Introducción 674
Pilas perforadas 675
10.2 Tipos de pilas perforadas 675
10.3 Procedimientos de construcción 676
10.4 Otras consideraciones de diseño 679
10.5 Mecanismo de transferencia de carga 680
10.6 Estimación de la capacidad de carga. Generalidades 682
10.7 Pilas perforadas en arena. Capacidad de carga 683
10.8 Pilas perforadas en arcilla. Capacidad de carga 695
10.9 Asentamiento de pilas perforadas bajo carga de trabajo 702
10.10 Capacidad de levantamiento de pilas perforadas 704
10.11 Capacidad de carga lateral 709
10.12 Pilas perforadas prolongadas hasta la roca 711
Cajones 715
10.13 Tipos de cajones 715
10.14 Espesor del sello de concreto en cajones abiertos 718
Problemas 722
Referencias 727

CAPÍTULO 11 Cimentaciones sobre suelos difíciles 728

11.1 Introducción 728
Suelo colapsable 728
11.2 Definición y tipos de suelos colapsables 728
11.3 Parámetros físicos para identificación 729
11.4 Procedimiento para calcular el asentamiento de colapso 733
11.5 Diseño de cimentaciones en suelos no susceptibles a humedecerse 734
11.6 Diseño de cimentaciones en suelos susceptibles a la humedad 736
11.7 Casos históricos de estabilización de suelos colapsables 737
Suelos expansivos 739
11.8 Suelos expansivos. Generalidades 739
11.9 Mediciones de la expansión en laboratorio 740
11.10 Clasificación de suelos expansivos con base en pruebas índice 746
11.11 Consideraciones de cimentación para suelos expansivos 746
11.12 Construcción sobre suelos expansivos 752

Rellenos sanitarios 757
11.13 Rellenos sanitarios. Generalidades 757
11.14 Asentamiento de rellenos sanitarios 757
Problemas 759
Referencias 761

CAPÍTULO 12 Mejoramiento del suelo y modificación del terreno 764

12.1 Introducción 764
12.2 Compactación. Principios generales 765
12.3 Método de un punto para obtener $\gamma_{d(máx)}$ 768
12.4 Corrección para la compactación de suelos con partículas de sobretamaño 772
12.5 Compactación en campo 772
12.6 Control de la compactación para barreras hidráulicas de arcilla 777
12.7 Vibroflotación 781
12.8 Precompresión. Consideraciones generales 788
12.9 Drenes de arena 796
12.10 Ejemplo de la aplicación de un dren de arena 803
12.11 Drenes verticales prefabricados (PVDs) 807
12.12 Estabilización con cal 807
12.13 Estabilización con cemento 813
12.14 Estabilización con ceniza volátil 815
12.15 Columnas de piedra 815
12.16 Pilotes de compactación de arena 819
12.17 Compactación dinámica 820
Problemas 825
Referencias 827

APÉNDICES

Apéndice A Factores de conversión 829
A.1 Factores de conversión de unidades inglesas a unidades SI 829
A.2 Factores de conversión de unidades SI a unidades inglesas 830
Apéndice B Capacidad de carga de cimentaciones superficiales 832
Apéndice C Secciones de tablaestacas 836
Apéndice D Cimentaciones con pilotes 838
Apéndice E Curvas de diseño para drenes verticales prefabricados (PVDs) 846

Respuestas a problemas seleccionados 850
Índice 855

PREFACIO

La primera edición de *Principios de la ingenieria de cimentaciones*, publicada en 1984, se proyectó como un texto para estudiantes de la licenciatura de ingeniería civil, el cual fue bien recibido por los estudiantes e ingenieros practicantes de la geotecnia. Su entusiasmo y comentarios ayudaron a desarrollar la segunda edición en 1990, la tercera en 1995 y finalmente esta cuarta edición del texto.

El núcleo del texto original no cambió en forma considerable. Existen sólo algunos reordenamientos del contenido en esta edición respecto a la anterior. Se tienen ahora 12 capítulos y 5 apéndices. Se da a continuación un resumen de los cambios:

- El capítulo 1 cambió su nombre a "Propiedades geotécnicas del suelo y refuerzo del suelo", además agregó una breve vista general de los materiales para refuerzo del suelo como franjas metálicas galvanizadas, geotextiles y geomallas.
- Detalles de la prueba del presurímetro y de la prueba del dilatómetro de placa plana se agregaron al capítulo 2.
- El capítulo 3 contiene ahora sólo las teorías y aplicaciones de la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. Las relaciones para la capacidad de carga última de cimentaciones sobre la parte superior de un talud y los desarrollos recientes sobre la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales en suelos reforzados con geotextiles y geomallas se incluyen ahora en este capítulo.
- La capacidad de carga admisible de cimentaciones superficiales, incluyendo aquellas sobre tierra reforzada, basadas en criterios de asentamiento admisible, se presentan ahora en el capítulo 4.
- El material presentado en el capítulo 5 de la tercera edición se da ahora en los capítulos 6 y 7. El capítulo 6 contiene las teorías de presión lateral de tierra y el capítulo 7 contiene los principios de diseño de muros de retención incluyendo muros de tierra mecánicamente estabilizados.
- Los materiales sobre tablaestacas y cortes apuntalados presentados en los capítulos 6 y 7, respectivamente, de la tercera edición están ahora combinados en uno sólo (capítulo 8) bajo el tema de tablaestacas.

Como el texto introduce a los estudiantes de ingeniería civil a los conceptos fundamentales del análisis y diseño de cimentaciones, las derivaciones matemáticas de algunas ecuaciones no se presentan; más bien, se dan las formas finales de tales ecuaciones. Sin embargo, se incluye en cada capítulo una lista de referencias para mayor información y estudio.

En la preparación del texto se presentan, donde fue posible, múltiples teorías y correlaciones empíricas. La razón para presentar diferentes teorías y correlaciones

es familiarizar a los lectores con el desarrollo cronológico de los temas y con las respuestas obtenidas teóricamente con base en diferentes hipótesis. Esto convence a los lectores de que los parámetros de suelos obtenidos de diferentes correlaciones empíricas no serán siempre los mismos, siendo algunos mejores que otros para una condición dada del suelo; debido principalmente a que los suelos rara vez son homogéneos, elásticos e isótropos. El buen juicio necesario para aplicar apropiadamente las teorías, ecuaciones y gráficas para la evaluación de suelos y diseño de cimentaciones no puede ser sobreenfatizado o completamente enseñado por ningún texto. La experiencia de campo debe complementar el trabajo en clase.

Reconocimientos

Doy las gracias sobre todo a mi esposa Janice quien fue la principal fuerza impulsora para la terminación de esta edición. Ella mecanografió las revisiones y completó las figuras y gráficas originales.

Quiero expresar también mi agradecimiento a Paul C. Hassler (finado) de la Universidad de Texas en El Paso, a Gerald R. Seeley de la Universidad Valparaiso, a Ronald B. McPherson de la New Mexico State University y a Said Larbi-Cherif de Navarro y Associates, de El Paso, Texas, por su ayuda, apoyo y estímulo durante la preparación del manuscrito. Quiero dar las gracias además a Ronald P. Anderson de Tensar Earth Technologies, Inc., y a Henry Ng, ingeniero consultor de El Paso, Texas, por su ayuda en el desarrollo de la cuarta edición.

Deseo también dar las gracias a las siguientes personas cuyos útiles comentarios me fueron de gran valor:

- Para la segunda edición:

M. Sherif Aggour
University of Maryland

Yong S. Chae
Rutgers-The State University

Samuel Clemence
Syracuse University

George Gezetas
SUNY at Buffalo

- Para la tercera edición:

A. G. Altschaeffl
Purdue University

Jeffrey C. Evans
Bucknell University

Thomas F. Zimmie
Rensselaer Polytechnic Institute

Norman D. Dennis, Jr.
United States Military Academy

Steven Perkins
Montana State University

- Para esta edición:

Yong S. Chae
Rutgers— The State University

Manjriker Gunaratne
University of South Florida

William F. Kane
University of the Pacific

Anil Misra
University of Missouri

Rodrigo Salgado
Purdue University

Colby C. Swan
University of Iowa

Kenneth McManis
University of New Orleans

John P. Turner
University of Wyoming

Doy las gracias también al personal de PWS Publishing Company por su interés y paciencia durante la preparación y producción de este texto.

Agradeceré cualquier sugerencia de estudiantes y profesores para usarse en ediciones posteriores.

Braja M. Das
Sacramento, California

CAPÍTULO UNO

PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL SUELO Y DEL SUELO REFORZADO

1.1 INTRODUCCIÓN

El diseño de cimentaciones de estructuras tales como edificios, puentes y presas, requiere el conocimiento de factores como: (a) la carga que será transmitida por la superestructura a la cimentación; (b) los requisitos del reglamento local de construcción; (c) el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos que soportarán el sistema, y (d) las condiciones geológicas del suelo. Para un ingeniero de cimentaciones, los dos últimos factores son sumamente importantes ya que tienen que ver con la mecánica de suelos.

Las propiedades geotécnicas del suelo, como la distribución del tamaño del grano, la plasticidad, la compresibilidad y la resistencia por cortante, pueden ser determinadas mediante apropiadas pruebas de laboratorio. Recientemente, se ha puesto énfasis en la determinación *in situ* de las propiedades de resistencia y deformación del suelo, debido a que así se evita la perturbación de las muestras durante la exploración de campo. Sin embargo, bajo ciertas circunstancias, no todos los parámetros necesarios pueden ser determinados o no por motivos económicos o de otra índole. En tales casos, el ingeniero debe hacer ciertas hipótesis respecto a las propiedades del suelo. Para estimar la exactitud de los parámetros del suelo (determinados en el laboratorio y en el campo o bien supuestos), el ingeniero debe tener un buen conocimiento de los principios básicos de la mecánica de suelos. Asimismo, debe ser consciente de que los depósitos de suelo natural sobre los cuales las cimentaciones se construyen, no son homogéneos en la mayoría de los casos. El ingeniero debe entonces tener un conocimiento pleno de la geología de la zona, es decir, del origen y naturaleza de la estratificación del suelo, así como de las condiciones del agua del subsuelo. La ingeniería de cimentaciones es una combinación de mecánica de suelos, geología y buen juicio derivado de experiencias del pasado. Hasta cierto punto, puede denominarse un "arte".

Para determinar qué cimentación es la más económica, el ingeniero debe considerar la carga de la superestructura, las condiciones del subsuelo y el asentamiento tolerable deseado. En general, las cimentaciones de edificios y puentes puede dividirse en dos principales categorías: (1) *superficiales* y (2) *profundas*. Las *zapatas aisladas*, las zapatas para muros y las cimentaciones a base de *losas corridas*, son todas superficiales.

En la mayoría de éstas, *la profundidad de empotramiento puede ser igual o menor a tres o cuatro veces el ancho de la cimentación*. Los trabajos con *pilotes hincados* y *pilotes perforados* son cimentaciones profundas. Éstas se usan cuando las capas superiores del terreno tienen poca capacidad de apoyo o carga y cuando el uso de cimentaciones superficiales causará un daño estructural considerable y/o problemas de inestabilidad. Los problemas relativos a cimentaciones superficiales y con losas corridas se verán en los capítulos 3, 4 y 5. En el capítulo 9 se verán los trabajos con pilotes y en el 10 los pilotes perforados.

Recientemente aumentó el uso de refuerzos en el suelo para la construcción y diseño de cimentaciones, muros de contención, taludes de terraplenes y otras estructuras. Dependiendo del tipo de construcción, el refuerzo es mediante tiras metálicas galvanizadas, geotextiles, georrejillas y geocompuestos. El uso de refuerzos en el diseño de cimentaciones superficiales se presenta en los capítulos 3 y 4. El capítulo 7 delínea los principios de refuerzo del suelo en el diseño de muros de retención. Algunas de las propiedades físicas del refuerzo del suelo se verán en la última parte del capítulo.

Esta parte sirve principalmente como repaso de las propiedades geotécnicas básicas de los suelos. Incluye temas como distribución granulométrica, plasticidad, clasificación de los suelos, esfuerzo efectivo, consolidación y parámetros de la resistencia a cortante. Se basa en la suposición de que el lector ya conoce los conceptos de un curso básico de mecánica de suelos.

1.2 DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA

En cualquier masa de suelo, los tamaños de los granos varían considerablemente. Para clasificar apropiadamente un suelo se debe conocer su *distribución granulométrica*. La distribución granulométrica de suelos de *grano grueso* es generalmente determinada mediante *análisis granulométrico por mallas*. Para suelo de *grano fino*, la distribución granulométrica puede obtenerse por medio de *análisis granulométrico con el hidrómetro*. En esta sección se presentan las características básicas de esos análisis. Para descripciones detalladas, consultar cualquier manual de laboratorio de mecánica de suelos (por ejemplo, Das, 1997).

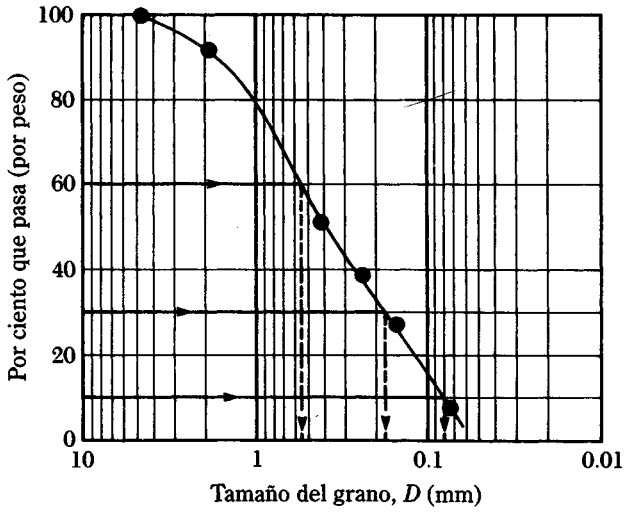
Análisis granulométrico por mallas

Un análisis granulométrico por mallas se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco, bien pulverizado y pasándolo a través de una serie de mallas cada vez más pequeñas y con una charola en el fondo. La cantidad de suelo retenido en cada malla se mide y el por ciento acumulado de suelo que pasa a través de cada malla es determinado. Este porcentaje es generalmente denominado el "porcentaje que pasa". La tabla 1.1 contiene una lista de los números de mallas usadas en Estados Unidos y el correspondiente tamaño de sus aberturas. Estas mallas se usan comúnmente para el análisis de suelos con fines de clasificación.

El porcentaje que pasa por cada malla, determinado por un análisis granulométrico por mallas, se grafica sobre *papel semilogarítmico*, como muestra la figura 1.1. Note que el diámetro del grano D se grafica sobre la *escala logarítmica* y el porcentaje que pasa se grafica sobre la *escala aritmética*.

▼ **TABLA 1.1** Tamaños de cribas U.S. Standard

Criba no.	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 1.1** Granulometría de un suelo de grano grueso obtenida por un análisis granulométrico por mallas

Dos parámetros se determinan de las curvas granulométricas de suelos de grano grueso: (1) el *coeficiente de uniformidad* (C_u) y (2) el *coeficiente de graduación*, o *coeficiente de curvatura* (C_z). Esos factores son:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \tag{1.1}$$

$$C_z = \frac{D_{30}^2}{(D_{60})\,(D_{10})} \tag{1.2}$$

donde D_{10}, D_{30} y D_{60} son los diámetros correspondientes al porcentaje que pasa 10, 30 y 60%, respectivamente.

Para la curva granulométrica mostrada en la figura 1.1, $D_{10} = 0.08$ mm, $D_{30} = 0.17$ mm y $D_{60} = 0.57$ mm. Los valores de C_u y C_z son

$$C_u = \frac{0.57}{0.08} = 7.13$$

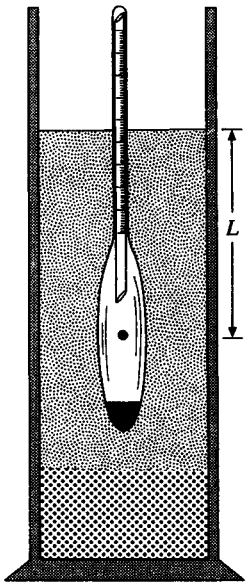
$$C_z = \frac{0.17^2}{(0.57)\,(0.08)} = 0.63$$

Los parámetros C_u y C_z se usan en el *Sistema Unificado de Clasificación de Suelos*, descrito posteriormente en este capítulo.

Análisis granulométrico con el hidrómetro

El análisis granulométrico con el hidrómetro se basa en el principio de la sedimentación de las partículas de suelo en agua. Para esta prueba se usan 50 gramos de suelo seco, pulverizado. Un agente *defloculante* se agrega siempre al suelo. El defloculante más usado para el análisis granulométrico con el hidrómetro es 125 cc de solución al 4% de exametafosfato de sodio. Se deja que el suelo se sature por lo menos 16 horas en el defloculante. Después de este periodo de saturación se agrega agua destilada y la mezcla suelo-agente defloculante es agitada vigorosamente. La muestra se transfiere a una probeta de 1000 ml. Se agrega más agua destilada a la probeta hasta la marca de 1000 ml y luego la mezcla es agitada vigorosamente. Un hidrómetro se coloca dentro de la probeta para medir—generalmente durante un periodo de 24 horas—, la densidad de sólidos de la suspensión suelo-agua en la vecindad de su bulbo (figura 1.2). Los hidrómetros estan calibrados para mostrar la cantidad de suelo que está aún en suspensión en cualquier tiempo dado, t. El diámetro máximo de las partículas de suelo aún en suspensión en el tiempo t se determina mediante la ley de Stokes:

$$D = \sqrt{\frac{18\eta}{(G_s - 1)\gamma_w}}\,\sqrt{\frac{L}{t}} \tag{1.3}$$



▼ **FIGURA 1.2** Análisis granulométrico con el hidrómetro

donde D = diámetro de la partícula de suelo
G_s = peso específico de los sólidos del suelo
η = viscosidad del agua
γ_w = peso específico del agua
L = longitud efectiva (es decir, longitud medida de la superficie del agua en la probeta al centro de gravedad del hidrómetro; véase la figura 1.2)
t = tiempo

Las partículas de suelo con diámetros mayores que los calculados con la ecuación (1.3) se habrán asentado más allá de la zona de medición. Así, con las lecturas tomadas en tiempos diferentes en el hidrómetro, el *porcentaje de suelo* más fino que un diámetro dado D puede calcularse y prepararse una gráfica de la distribución granulométrica. Los procedimientos de cribado e hidrométrico pueden combinarse para un suelo que tenga granos finos y gruesos.

1.3 LÍMITES DEL TAMAÑO PARA SUELOS

Varias organizaciones han intentado desarrollar los límites de tamaño para *gravas*, *arenas*, *limos* y *arcillas* en base a los tamaños de las partículas de los suelos. La tabla 1.2 presenta los límites de tamaño recomendados en el sistema de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y en el sistema Unified Soil Classification (Corps of Engineers, Department of the Army y Bureau of Reclamation). La tabla 1.2 muestra que las partículas de suelo más pequeñas que 0.002 mm son clasificadas como *arcilla*. Sin embargo, las arcillas por naturaleza son cohesivas y pueden con-

▼ **TABLA 1.2** Límites de tamaño de suelos separados

Sistema de clasificación	Tamaño del grano (mm)
Unificado	Grava: 75 mm a 4.75 mm
	Arena: 4.75 mm a 0.075 mm
	Limo y arcilla (finos): <0.075 mm
AASHTO	Grava: 75 mm a 2 mm
	Arena: 2 mm a 0.05 mm
	Limo: 0.05 mm a 0.002 mm
	Arcilla: <0.002 mm

vertirse en un filamento cuando están húmedas. Esta propiedad es causada por la presencia de *minerales de arcilla* tales como la *caolinita*, la *ilita* y la *montmorilonita*. En contraste, algunos minerales como el *cuarzo* y el *feldespato* pueden estar presentes en un suelo en partículas de tamaño tan pequeño como los minerales de arcilla. Pero ésas no tienen la propiedad de cohesión de los minerales arcillosos. Por tanto, se denominan *partículas de tamaño arcilla* y no *partículas arcillosas*.

1.4 RELACIONES PESO-VOLUMEN

En la naturaleza los suelos son sistemas de tres fases que consisten en partículas de suelo sólidas, agua y aire (o gas). Para desarrollar las *relaciones peso-volumen* para un suelo, las tres fases pueden separarse como se muestra en la figura 1.3a. Con base en ésta, las relaciones de volumen pueden definirse de la siguiente manera.

La *relación de vacíos*, e, es la relación del volumen de vacíos entre volumen de sólidos de suelo en una masa dada de suelo, o

$$e = \frac{V_v}{V_s} \tag{1.4}$$

donde V_v = volumen de vacíos
V_s = volumen de sólidos de suelo

La *porosidad*, n, es la relación del volumen de vacíos entre el volumen de la muestra de suelo, o

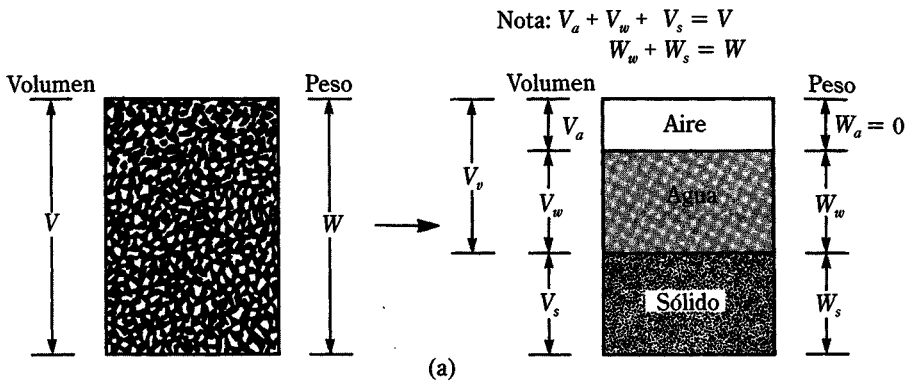
$$n = \frac{V_v}{V} \tag{1.5}$$

donde V = volumen total de suelo

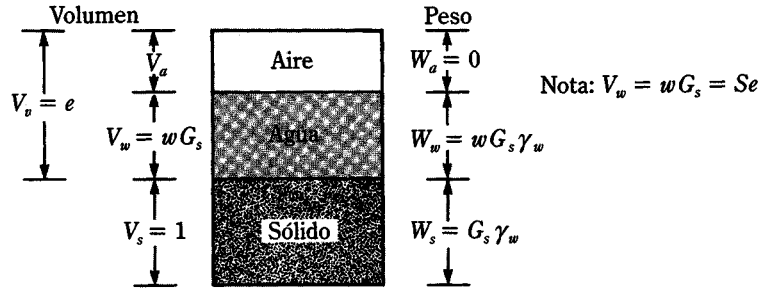
Además,

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{V_v}{V_s + V_v} = \frac{\frac{V_v}{V_s}}{\frac{V_s}{V_s} + \frac{V_v}{V_s}} = \frac{e}{1+e} \tag{1.6}$$

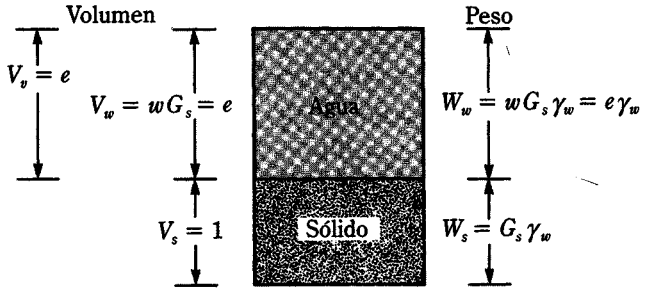
El *grado de saturación*, S, es la relación del volumen de agua en los espacios vacíos entre el volumen de vacíos, generalmente expresado en porcentaje, o



(a)



(b) Suelo no saturado; $V_s = 1$



(c) Suelo saturado; $V_s = 1$

▼ **FIGURA 1.3** Relaciones peso-volumen

$$S(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \tag{1.7}$$

donde V_w = volumen de agua

Note que para suelos saturados, el grado de saturación es 100%.

Las relaciones por peso son el *contenido de humedad*, *peso específico húmedo*, *peso específico seco* y *peso específico saturado*. Éstos pueden definirse como sigue:

$$\text{Contenido de agua} = w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \tag{1.8}$$

donde W_s = peso de sólidos
W_w = peso del agua

$$\text{Peso específico húmedo} = \gamma = \frac{W}{V} \tag{1.9}$$

donde W = peso total del espécimen de suelo = $W_s + W_w$

El peso del aire, W_a, en la masa de suelo se supone insignificante.

$$\text{Peso específico seco} = \gamma_d = \frac{W_s}{V} \tag{1.10}$$

Cuando una masa de suelo está saturada (es decir, todo el volumen de vacíos está lleno de agua), el peso específico húmedo de un suelo [ec. (1.9)] resulta igual al *peso específico saturado* (γ_{sat}). Entonces, $\gamma = \gamma_{sat}$ si $V_v = V_w$.

Más relaciones útiles pueden ahora desarrollarse, considerando una muestra representativa del suelo en el que el volumen de los sólidos es igual a la *unidad*, como se muestra en la figura 1.3b. Note que si $V_s = 1$, de la ecuación (1.4), $V_v = e$ y el peso de los sólidos del suelo es

$$W_w = G_s \gamma_w$$

donde G_s = peso específico de los sólidos del suelo
γ_w = peso específico del agua (9.81 kN/m^3, o 62.4 lb/pies^3)

De la ecuación (1.8), el peso del agua $W_w = wW_s$. Entonces, para la muestra del suelo bajo consideración, $W_w = wW_s = wG_s\gamma_w$. Ahora, para la relación general para el peso unitario húmedo dado en la ecuación (1.19),

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s \gamma_w (1 + w)}{1 + e} \tag{1.11}$$

Similarmente, el peso específico seco [ec. (1.10)] es

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{W_s}{V_s + V_v} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} \tag{1.12}$$

De las ecuaciones (1.11) y (1.12), note que

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} \tag{1.13}$$

Si una muestra de suelo está saturada, como se muestra en la figura 1.3c,

$$V_v = e$$

También, para este caso

$$V_v = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{wG_s\gamma_w}{\gamma_w} = wG_s$$

Entonces

$$e = wG_s \quad (\textit{únicamente} \text{ para suelo saturado}) \tag{1.14}$$

El peso específico saturado del suelo es

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s\gamma_w + e\gamma_w}{1 + e} \tag{1.15}$$

Relaciones similares a las ecuaciones (1.11), (1.12) y (1.15) en términos de porosidad, también se obtienen considerando una muestra de suelo representativa con volumen unitario. Esas relaciones son

$$\gamma = G_s\gamma_w(1-n)(1+w) \tag{1.16}$$

$$\gamma_d = (1-n)G_s\gamma_w \tag{1.17}$$

$$\gamma_{sat} = [(1-n)G_s + n]\gamma_w \tag{1.18}$$

La tabla 1.3 proporciona varias relaciones útiles para γ, γ_d y γ_{sat}.

Excepto para la turba y en suelos altamente orgánicos, el rango general de los valores del peso específico de los sólidos de los suelos (G_s) encontrados en la naturaleza es bastante pequeño. La tabla 1.4 proporciona algunos valores representativos. Para fines prácticos, un valor razonable puede ser supuesto en vez de realizar una prueba.

La tabla 1.5 presenta algunos valores representativos para la relación de vacíos, del peso específico seco y del contenido de agua (en estado saturado) de algunos suelos en estado natural. Note que en la mayoría de los suelos no cohesivos, la relación de vacíos varía entre 0.4 y 0.8. Los pesos específicos secos en esos suelos caen generalmente dentro de un rango de aproximadamente 90 a 120 lb/pies^3 (14-19 kN/m^3).

1.5 COMPACIDAD RELATIVA

En *suelos granulares*, el grado de compactación en el campo puede medirse de acuerdo con la *compacidad relativa*, C_r, que se define como

$$C_r(\%) = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \times 100 \tag{1.19}$$

donde $e_{máx}$ = relación de vacíos del suelo en el estado más suelto
$e_{mín}$ = relación de vacíos en el estado más denso
e = relación de vacíos *in situ*

▼ **TABLA 1.3** Varias formas de relaciones para γ, γ_d y γ_{sat}

Dado	Relación
Peso específico húmedo, γ	
w, G_s, e	$\dfrac{(1+w)G_s\gamma_w}{1+e}$
S, G_s, e	$\dfrac{(G_s+Se)\gamma_w}{1+e}$
w, G_s, S	$\dfrac{(1+w)G_s\gamma_w}{1+\dfrac{wG_s}{S}}$
w, G_s, n	$G_s\gamma_w(1-n)(1+w)$
S, G_s, n	$G_s\gamma_w(1-n)+nS\gamma_w$
Peso específico seco (γ_d)	
γ, w	$\dfrac{\gamma}{1+w}$
G_s, e	$\dfrac{G_s\gamma_w}{1+e}$
G_s, n	$G_s\gamma_w(1-n)$
G_s, w, S	$\dfrac{G_s\gamma_w}{1+\left(\dfrac{wG_s}{S}\right)}$
e, w, S	$\dfrac{eS\gamma_w}{(1+e)w}$
γ_{sat}, e	$\gamma_{sat}-\dfrac{e\gamma_w}{1+e}$
γ_{sat}, n	$\gamma_{sat}-n\gamma_w$
γ_{sat}, G_s	$\dfrac{(\gamma_{sat}-\gamma_w)G_s}{(G_s-1)}$
Peso específico saturado (γ_{sat})	
G_s, e	$\dfrac{(G_s+e)\gamma_w}{1+e}$
G_s, n	$[(1-n)\,G_s+n]\gamma_w$
G_s, w_{sat}	$\left(\dfrac{1+w_{sat}}{1+w_{sat}G_s}\right)G_s\gamma_w$
e, w_{sat}	$\left(\dfrac{e}{w_{sat}}\right)\left(\dfrac{1+w_{sat}}{1+e}\right)\gamma_w$
n, w_{sat}	$n\left(\dfrac{1+w_{sat}}{w_{sat}}\right)\gamma_w$
γ_d, e	$\gamma_d+\left(\dfrac{e}{1+e}\right)\gamma_w$
γ_d, n	$\gamma_d+n\gamma_w$
γ_d, S	$\left(1-\dfrac{1}{G_s}\right)\gamma_d+\gamma_w$
γ_d, w_{sat}	$\gamma_d(1+w_{sat})$

▼ **TABLA 1.4** Pesos específicos de sólidos de algunos suelos

Tipo de suelo	G_s
Arena de cuarzo	2.64–2.66
Limo	2.67–2.73
Arcilla	2.70–2.9
Yeso	2.60–2.75
Loes	2.65–2.73
Turbo	1.30–1.9

▼ **TABLA 1.5** Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco, típicos para algunos suelos

Tipo de suelo	Relación de vacíos e	Contenido de agua natural en condición saturada (%)	Peso específico seco, γ_d (lb/pie^3)	Peso específico seco, γ_d (kN/m^3)
Arena uniforme suelta	0.8	30	92	14.5
Arena uniforme densa	0.45	16	115	18
Arena limosa suelta de grano anguloso	0.65	25	102	16
Arena limosa densa de grano anguloso	0.4	15	120	19
Arcilla dura	0.6	21	108	17
Arcilla suave	0.9–1.4	30–50	73–92	11.5–14.5
Loes	0.9	25	86	13.5
Arcilla orgánica suave	2.5–3.2	90–120	38–51	6–8
Morrena glacial	0.3	10	134	21

Los valores de $e_{máx}$ se determinan en laboratorio de acuerdo con los procedimientos establecidos en las *Normas ASTM* de la American Society for Testing and Materials (1997, designación de la prueba: D-4254).

La densidad relativa puede también expresarse en términos del peso específico seco, o

$$C_r(\%) = \left\{\frac{\gamma_d - \gamma_{d(mín)}}{\gamma_{d(máx)} - \gamma_{d(mín)}}\right\} \frac{\gamma_{d(máx)}}{\gamma_d} \times 100 \tag{1.20}$$

donde γ_d = peso específico seco *in situ*

$\gamma_{d(máx)}$ = peso específico seco en el estado más *denso*; es decir, cuando la relación de vacíos es $e_{mín}$

$\gamma_{d(mín)}$ = peso específico seco en el estado más *suelto*, es decir, cuando la relación de vacíos es $e_{máx}$

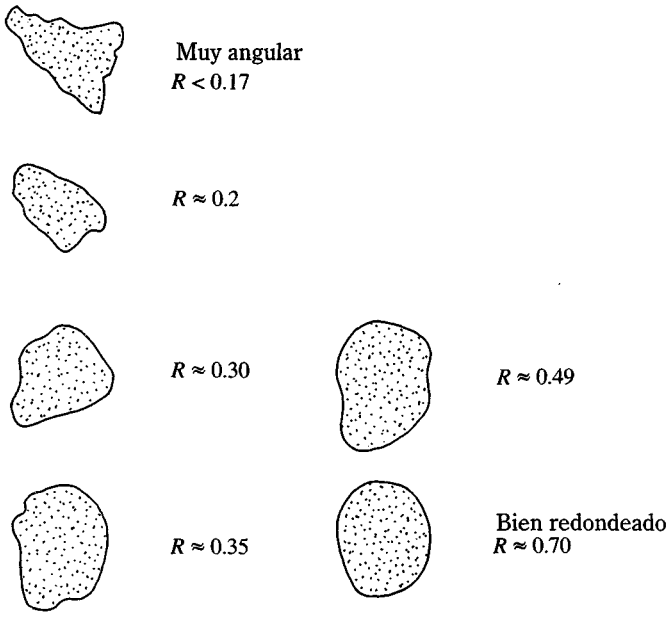
Lo denso de un suelo granular está a veces relacionado con su compacidad relativa. La tabla 1.6 da una correlación general de lo denso y C_r. Para arenas naturales, las magnitudes de $e_{máx}$ y $e_{mín}$ [ecuación (1.19)] pueden variar ampliamente. Las razones principales de estas variaciones son el coeficiente de uniformidad, C_u y la redondez de las partículas, R. El coeficiente de uniformidad se define en la ecuación (1.1) y la *redondez* como

▼ **TABLA 1.6** Compacidad de un suelo granular

Compacidad relativa, C_r (%)	Descripción
0–20	Muy suelto
20–40	Suelto
40–60	Medio
60–80	Denso
80–100	Muy denso

$$R = \frac{\text{radio mínimo de los bordes de la partícula}}{\text{radio inscrito de toda la partícula}} \tag{1.21}$$

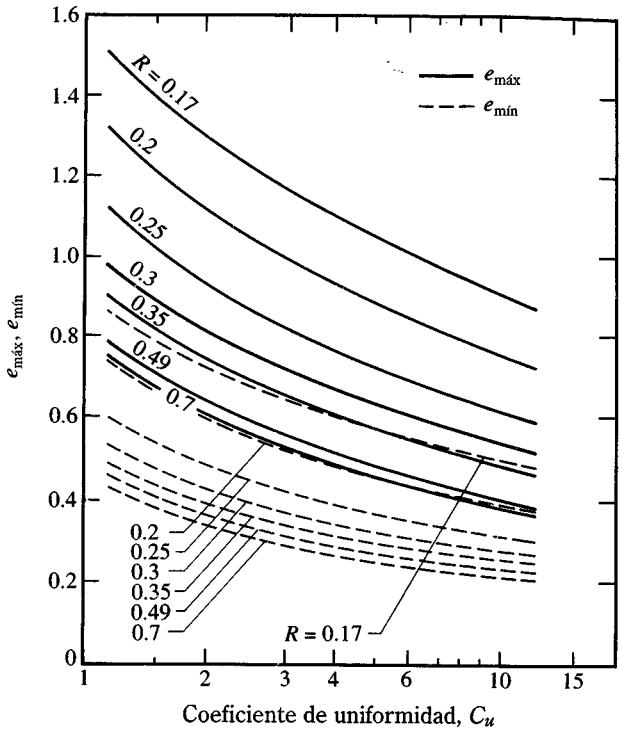
La medición de R es difícil, pero puede estimarse. La figura 1.4 muestra el rango general de la magnitud de R con la redondez de la partícula. La figura 1.5 muestra la variación de $e_{máx}$ y $e_{mín}$ con el coeficiente de uniformidad para varios valores de la redondez de la partícula (Youd, 1973). Este rango se aplica a la arena limpia con granulometría moderadamente sesgada.



▼ **FIGURA 1.4** Rango general de la magnitud de R

▼ EJEMPLO 1.1

Un suelo húmedo de 0.25 pie^3 pesa 30.8 lb. Después de secarlo en un horno, pesa 28.2 lb. Si $G_s = 2.7$, determine



▼ **FIGURA 1.5** Variación aproximada de $e_{máx}$ y $e_{mín}$ con el coeficiente de uniformidad (basado en Youd, 1973)

a. Peso específico húmedo, γ
b. Contenido de agua, w
c. Peso específico seco, γ_d
d. Relación de vacíos, e
e. Porosidad, n
f. Grado de saturación, S

Solución:

Parte a. Peso específico húmedo Weight

De la ecuación (1.9),

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{30.8}{0.25} = \mathbf{123.2\ lb/pies^3}$$

Parte b. Contenido de humedad

De la ecuación (1.8),

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{30.8 - 28.2}{28.2} \times 100 = \mathbf{9.2\%}$$

Parte c. Peso específico seco

De la ecuación (1.10),

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{28.2}{0.25} = \mathbf{112.8\ lb/pies^3}$$

Parte d. Relación de vacíos

De la ecuación (1.4),

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

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} = \frac{28.2}{(2.67)(62.4)} = 0.169\ \text{pie}^3$$

$$e = \frac{0.25 - 0.169}{0.169} = \mathbf{0.479}$$

Parte e. Porosidad

De la ecuación (1.6),

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0.479}{1 + 0.479} = \mathbf{0.324}$$

Parte f. Grado de saturación

De la ecuación (1.7),

$$S(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

$$V_v = V - V_s = 0.25 - 0.169 = 0.081\ \text{pie}^3$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{30.8 - 28.2}{62.4} = 0.042\ \text{pie}^3$$

$$S = \frac{0.042}{0.081} \times 100 = \mathbf{51.9\%}$$

▼ EJEMPLO 1.2

Un suelo tiene una relación de vacíos de 0.72, contenido de agua = 12% y $G_s = 2.72$. Determine

a. Peso específico seco (kN/m^3)
b. Peso específico húmedo (kN/m^3)
c. Peso del agua en kN/m^3 por añadirse para saturar al suelo

Solución:

Parte a. Peso específico seco

De la ecuación (1.12),

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1+e} = \frac{(2.72)(9.81)}{1+0.72} = \mathbf{15.51\ kN/m^3}$$

Parte b. Peso específico húmedo

De la ecuación (1.11),

$$\gamma = \frac{G_s \gamma_w (1+w)}{1+e} = \frac{(2.72)(9.81)(1+0.12)}{1+0.72} = \mathbf{17.38\ kN/m^3}$$

Parte c. Masa de agua por añadir

De la ecuación (1.15),

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s+e)\gamma_w}{1+e} = \frac{(2.72+0.72)(9.81)}{1+0.72} = 19.62\ \text{kN/m}^3$$

Agua por añadir = $\gamma_{sat} - \gamma = 19.62 - 17.38 = \mathbf{2.24\ kN/m^3}$ ▲

▼ **EJEMPLO 1.3**

Los pesos específicos secos, máximo y mínimo, de una arena son 17.1 kN/m³ y 14.2 kN/m³, respectivamente. La arena en el campo tiene una compacidad relativa de 70% con contenido de agua de 8%. Determine el peso específico húmedo de la arena en el campo.

Solución: De la ecuación (1.20),

$$C_r = \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d(\text{mín})}}{\gamma_{d(\text{máx})} - \gamma_{d(\text{mín})}}\right]\left[\frac{\gamma_{d(\text{máx})}}{\gamma_d}\right]$$

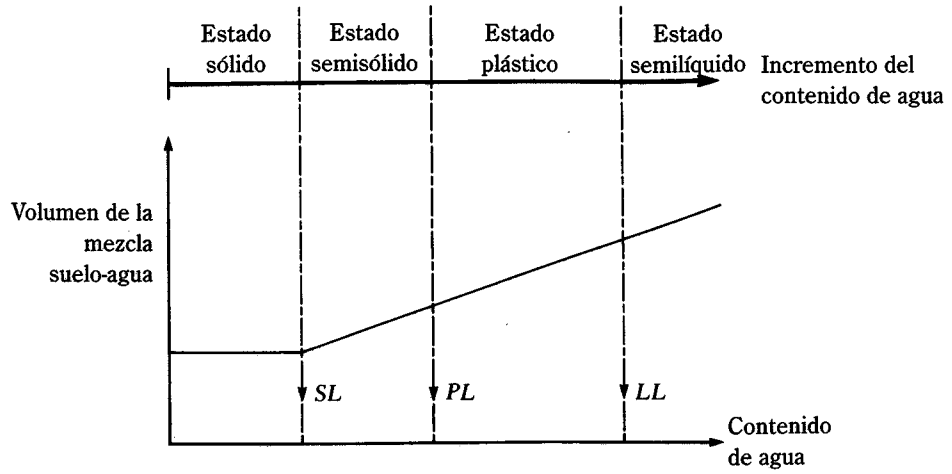
$$0.7 = \left[\frac{\gamma_d - 14.2}{17.1 - 14.2}\right]\left[\frac{17.1}{\gamma_d}\right]$$

$$\gamma_d = 16.11\ \text{kN/m}^3$$

$$\gamma = \gamma_d(1+w) = 16.11\left(1+\frac{8}{100}\right) = \mathbf{17.4\ kN/m^3}$$ ▲

1.6 LÍMITES DE ATTERBERG

Cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, éste puede fluir como un *semilíquido*. Si el suelo es secado gradualmente, se comportará como un material *plástico*, *semisólido* o *sólido*, dependiendo de su contenido de agua. Éste, en por ciento, con el que el suelo cambia de un estado líquido a un estado plástico se de-



▼ **FIGURA 1.6** Definición de los límites de Atterberg

fine como *límite líquido* (*LL*). Igualmente, los contenidos de agua, en por ciento, con el que el suelo cambia de un estado plástico a un semisólido y de un semisólido a un sólido se definen como el *límite plástico* (*PL*) y el *límite de contracción* (*SL*), respectivamente. Éstos se denominan *límites de Atterberg* (figura 1.6).

- El *límite líquido* de un suelo es determinado por medio de la copa de Casagrande (Designación de Prueba D-4318 de la ASTM) y se define como el contenido de agua con el cual se cierra una ranura de $\frac{1}{2}$ in (12.7 mm) mediante 25 golpes.
- El *límite plástico* se define como el contenido de agua con el cual el suelo se agrieta al formarse un rollito de $\frac{1}{8}$ pulg (3.18 mm) de diámetro (Designación de Prueba D-4318 de la ASTM).
- El *límite de contracción* se define como contenido de agua con el cual el suelo no sufre ningún cambio adicional de volumen con la pérdida de agua (Designación de Prueba D-427 de la ASTM). La figura 1.6 muestra este límite.

La diferencia entre el límite líquido y el plástico de un suelo se define como *índice de plasticidad* (*PI*), o

$$PI = LL - PL \tag{1.22}$$

La tabla 1.7 da algunos valores representativos de los límites líquido y plástico para varios minerales y suelos arcillosos. Sin embargo, los límites de Atterberg para varios suelos variarán considerablemente, dependiendo del origen del suelo y de la naturaleza y cantidad de minerales arcillosos.

▼ **TABLA 1.7** Valores típicos de límites líquido y plástico para algunos minerales y suelos arcillosos

Descripción	Límite líquido	Límite plástico
Caolinita	35–100	25–35
Ilita	50–100	30–60
Montmorillonita	100–800	50–100
Arcilla azul Boston	40	20
Arcilla Chicago	60	20
Arcilla Louisiana	75	25
Arcilla Londres	66	27
Arcilla Cambridge	39	21
Arcilla Montana	52	18
Lodo Mississippi	95	32
Suelos loesianos del norte y noroeste de China	25–35	15–20

1.7 SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Los sistemas de clasificación de suelos dividen a estos en grupos y subgrupos en base a propiedades ingenieriles comunes tales como la *distribución granulométrica*, el *límite líquido* y el *límite plástico*. Los dos sistemas principales de clasificación actualmente en uso son (1) el Sistema *AASHTO* (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) y (2) el *Unified Soil Classification System* (también *ASTM*). El sistema de clasificación AASHTO se usa principalmente para clasificación de las capas de carreteras. No se usa en la construcción de cimentaciones.

Sistema AASHTO

El Sistema de Clasificación de Suelos AASHTO fue propuesto originalmente por el Highway Research Board's Committee sobre clasificación de materiales para subrasantes y caminos de tipo granular (1945). De acuerdo con la actual forma de este sistema, los suelos pueden clasificarse según ocho grupos principales, A-1 al A-8, en base a su distribución granulométrica, límite líquido e índice de plasticidad. Los suelos comprendidos en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales de grano grueso y aquellos en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 son de grano fino. La turba, el lodo y otros suelos altamente orgánicos quedan clasificados en el grupo A-8. Éstos son identificados por inspección visual.

El sistema de clasificación AASHTO (para suelos A-1 al A-7) se presenta en la tabla 1.8. Note que el grupo A-7 incluye dos tipos de suelos. Para el tipo A-7-5, el índice de plasticidad es menor o igual que el límite líquido menos 30. Para el tipo A-7-6, el índice de plasticidad es mayor que el límite líquido menos 30.

Para la evaluación cualitativa de la conveniencia de un suelo como material para subrasante de un camino, se desarrolló también un número denominado *índice de grupo*. Entre mayor es el valor del índice de grupo para un suelo, será menor el uso del suelo como subrasante. Un índice de grupo de 20 o más indica un material muy pobre para ser usado al respecto. La fórmula para el índice de grupo *GI* es

▼ **TABLA 1.8** Sistema AASHTO de clasificación de suelos

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos de la muestra total pasan por la malla no. 200)						
	A-1			*A-2*			
Clasificación del grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-12-6	A-2-7
Análisis por cribas (%)							
Malla no. 10	50 máx						
Malla no. 40	30 máx	50 máx	51 mín				
Malla no. 200	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx
Para la fracción que pasa la malla no. 40							
Límite líquido (*LL*)				40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad (*PI*)	6 máx		No plástico	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipo usual de material	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa			
Calificación de la capa	Excelente a buena						

Clasificación general	Materiales de lodo y arcilla (Más del 35% de la muestra total pasa por la malla no. 200)			
Clasificación del grupo	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5[a] A-7-6[b]
Análisis por cribas (%)				
Malla no. 10				
Malla no. 40				
Malla no. 200	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín
Para la fracción que pasa la malla no. 40				
Límite líquido (*LL*)	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad (*PI*)	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipo usual de material	Principalmente suelos limosos		Principalmente suelos arcillosos	
Calificación de la capa	Regular a pobre			

[a] Si $PI \leq LL - 30$, es un A-7-5.
[b] Si $PI > LL - 30$, es un A-7-6.

$$GI = (F_{200} - 35)\,[0.2 + 0.005\,(LL - 40)] + 0.01\,(F_{200} - 15)\,(PI - 10) \tag{1.23}$$

donde F_{200} = por ciento que pasa la malla no. 200, expresado como un número entero
LL = límite líquido
PI = índice de plasticidad

Al calcular el índice de grupo para un suelo de los grupos A-2-6 o A-2-7, use sólo la ecuación de índice de grupo parcial relativa al índice de plasticidad:

$$GI = 0.01\,(F_{200} - 15)\,(PI - 10) \tag{1.24}$$

El índice de grupo es redondeado al número entero más cercano y se escribe al lado del grupo de suelo en paréntesis; por ejemplo,

A – 4 (5)

Grupo de suelo — Índice de grupo

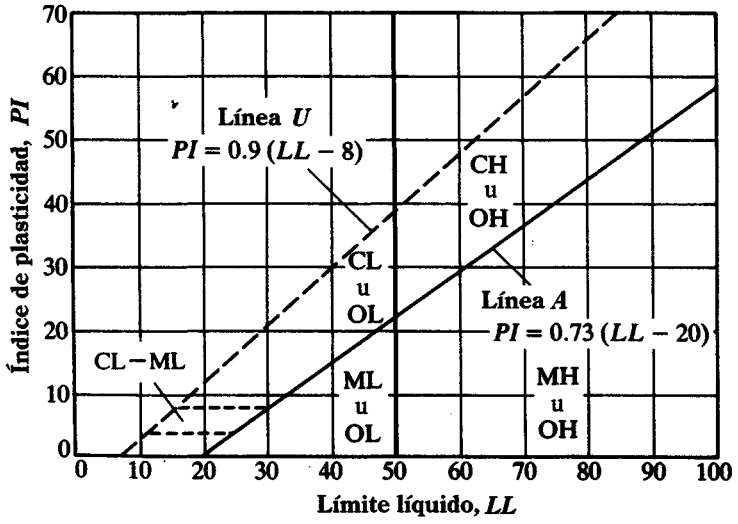
Sistema Unificado

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos fue originalmente propuesto por A. Casagrande en 1942 y después revisado y adoptado por el Bureau of Reclamation de Estados Unidos y por el Cuerpo de Ingenieros. Este sistema se usa en prácticamente todo trabajo de geotecnia.

En el Sistema Unificado, los siguientes símbolos se usan como identificación.

Símbolo	*G*	*S*	*M*	*C*	*O*	*Pt*	*H*	*L*	*W*	*P*
Descripción	Grava	Arena	Limo	Arcilla	Limos orgánicos y arcilla	Turba y suelos altamente orgánicos	Alta plasticidad	Baja plasticidad	Bien graduados	Mal graduados

La carta de plasticidad (figura 1.7) y la tabla 1.9 muestran el procedimiento para determinar los símbolos de grupo para varios tipos de suelos. Al clasificar un suelo se debe proporcionar el nombre del grupo que describe generalmente al suelo, junto



▼ **FIGURA 1.7** Carta de plasticidad

▼ **TABLA 1.9** Símbolos de grupos para suelos según el Sistema Unificado de Clasificación [Basados en material que pasa la malla de 3 pulg. (75 mm)]

División principal	Criterios	Símbolo de grupo
Suelo de grano grueso, $R_{200} > 50$	$F_{200} < 5$, $C_u \geq 4$, $1 \leq C_z \leq 3$	GW
	$F_{200} < 5$, $C_u < 4$ y/o C_z no entre 1 y 3	GP
Suelo con grava, $R_4 > 0.5R_{200}$	$F_{200} > 12$, $PI < 4$, o límites de Atterberg debajo de la línea A (figura 1.7)	GM
	$F_{200} > 12$, $PI > 7$, y límites de Atterberg en o arriba de la línea A (figura 1.7)	GC
	$F_{200} > 12$, $LL < 50$, $4 \leq PI \leq 7$, y límites de Atterberg en o arriba de la línea A	GC-GM[a]
	$5 \leq F_{200} \leq 12$; cumple los criterios de graduación de GW y los criterios de plasticidad de GM	GW-GM[a]
	$5 \leq F_{200} \leq 12$; cumple los criterios de graduación de GW y los criterios de plasticidad de GC	GW-GC[a]
	$5 \leq F_{200} \leq 12$; cumple los criterios de graduación de GP y los criterios de plasticidad de GM	GP-GM[a]
	$5 \leq F_{200} \leq 12$; cumple los criterios de graduación de GP y los criterios de plasticidad de GC	GP-GC[a]
Suelo arenoso, $R_4 \leq 0.5R_{200}$	$F_{200} < 5$, $C_u \geq 6$, $1 \leq C_z \leq 3$	SW
	$F_{200} < 5$, $C_u < 6$, y/o C_z no entre 1 y 3	SP
	$F_{200} > 12$, $PI < 4$, o límites de Atterberg debajo de la línea A (figura 1.7)	SM
	$F_{200} > 12$, $PI > 7$, y límites de Atterberg sobre o arriba de la línea A (figura 1.7)	SC
	$F_{200} > 12$, $LL > 50$, $4 \leq PI \leq 7$, y límites de Atterberg sobre o arriba de la línea A (figura 1.7)	SC-SM[a]
	$5 \leq F_{200} \leq 12$; cumple los criterios de graduación de SW y los criterios de plasticidad de SM	SW-SM[a]
	$5 \leq F_{200} \leq 12$; cumple los criterios de graduación de SW y los criterios de plasticidad de SC	SW-SC[a]
	$5 \leq F_{200} \leq 12$; cumple los criterios de graduación de SP y los criterios de plasticidad de SM	SP-SM[a]
	$5 \leq F_{200} \leq 12$; cumple los criterios de graduación de SP y los criterios de plasticidad de SC	SP-SC[a]
Suelo de grano fino (inorgánico), $R_{200} \leq 50$	$PI < 4$, o límites de Atterberg debajo de la línea A (figura 1.7)	ML
Suelo limoso y arcilloso, $LL < 50$	$PI > 7$, y límites de Atterberg sobre o arriba de la línea A (figura 1.7)	CL
	$4 \leq PI \leq 7$, y límites de Atterberg arriba de la línea A (figura 1.7)	CL-ML[a]
Suelo limoso y arcilloso, $LL \geq 50$	Límites de Atterberg debajo de la línea A (figura 1.7)	MH
	Límites de Atterberg en o arriba de la línea A (figura 1.7)	CH
Suelo de grano fino (orgánico)		
Limo orgánico y arcilla, $LL < 50$	$\frac{LL_{\text{no secado en horno}}}{LL_{\text{secado en horno}}} < 0.75$	OL
Limo orgánico y arcilla, $LL \geq 50$	$\frac{LL_{\text{no secado en horno}}}{LL_{\text{secado en horno}}} < 0.75$	OH

Nota: F_{200} = por ciento que pasa la malla no. 200; R_{200} = por ciento retenido en la malla no. 200; R_4 = por ciento retenido en la malla no. 4; C_u = coeficiente de uniformidad; C_z = coeficiente de graduación; LL = límite líquido; PI = índice de plasticidad; límites de Atterberg basados en la fracción menos no. 40.

[a] Caso en la frontera; clasificación doble.

con el símbolo respectivo. Las tablas 1.10, 1.11 y 1.12, respectivamente, dan los criterios para obtener los nombres de grupos para suelo de grano grueso, para suelo inorgánico de grano fino y para suelo orgánico de grano fino. Esas tablas se basan en la designación D-2487 de la ASTM.

▼ EJEMPLO 1.4

Clasifique el siguiente suelo de acuerdo con el sistema de clasificación AASHTO:

Por ciento que pasa la criba no. 4 = 82
Por ciento que pasa la criba no. 10 = 71
Por ciento que pasa la criba no. 40 = 64
Por ciento que pasa la criba no. 200 = 41
Límite líquido = 31
Índice de plasticidad = 12

Solución: Refiérase a la tabla 1.8. Más del 35% pasa por la malla no. 200, por lo que es un material arcilla-limo. Podría ser A-4, A-5, A-6 o A-7. Como $LL = 31$ (es decir, menor que 40) y $PI = 12$ (es decir, mayor que 11), este suelo cae en el grupo A-6. De la ecuación (1.23),

$$GI = (F_{200} - 35)\,[0.02 + 0.005\,(LL - 40)] + 0.01\,(F_{200} - 15)(PI - 10)$$

Entonces,

$$GI = (41 - 35)\,[0.02 + 0.005\,(31 - 40)] + 0.01\,(41 - 15)\,(12 - 10)$$
$$= 0.37 \approx 0$$

El suelo es **A-6(0).** ▲

▼ EJEMPLO 1.5

Clasifique el siguiente suelo de acuerdo con el sistema de clasificación AASHTO.

Por ciento que pasa la malla no. 4 = 92
Por ciento que pasa la malla no. 10 = 87
Por ciento que pasa la malla no. 40 = 65
Por ciento que pasa la malla no. 200 = 30
Límite líquido = 22
Índice de plasticidad = 8

Solución: La tabla 1.8 muestra que es material granular porque menos del 35% pasa por la malla no. 200. Con $LL = 22$ (es decir, menor que 40) y $PI = 8$ (es decir, menor que 10), el suelo cae en el grupo A-2-4. De la ecuación (1.24),

$$GI = 0.01\,(F_{200} - 15)\,(PI - 10) = 0.01\,(30 - 15)\,(8 - 10)$$
$$= -0.3 \approx 0$$

El suelo es **A-2-4(0).** ▲

▼ **TABLA 1.10** Nombres de grupos para suelos de grano grueso (Basados en la ASTM D-2487)

	Criterios		
Símbolo de grupo	Fracción de grava (%)	Fracción de arena (%)	Nombre del grupo
GW		<15	Grava bien graduada
		≥15	Grava bien graduada con arena
GP		<15	Grava mal graduada
		≥15	Grava mal graduada con arena
GM		<15	Grava limosa
		≥15	Grava limosa con arena
GC		<15	Grava arcillosa
		≥15	Grava arcillosa con arena
GC-GM		<15	Grava arcillo limosa
		≥15	Grava arcillo limosa con arena
GW-GM		<15	Grava bien graduada con limo
		≥15	Grava bien graduada con limo y arena
GW-GC		<15	Grava bien graduada con arcilla
		≥15	Grava bien graduada con arcilla y arena
GP-GM		<15	Grava mal graduada con limo
		≥15	Grava mal graduada con limo y arena
GP-GC		<15	Grava mal graduada con arcilla
		≥15	Grava mal graduada con arcilla y arena
SW	<15		Arena bien graduada
	≥15		Arena bien graduada con grava
SP	<15		Arena mal graduada
	≥15		Arena mal graduada con grava
SM	<15		Arena limosa
	≥15		Arena limosa con grava
SC	<15		Arena arcillosa
	≥15		Arena arcillosa con grava
SM-SC	<15		Arena arcillo limosa
	≥15		Arena arcillo limosa con grava
SW-SM	<15		Arena bien graduada con limo
	≥15		Arena bien graduada con limo y grava
SW-SC	<15		Arena bien graduada con arcilla
	≥15		Arena bien graduada con arcilla y grava
SP-SM	<15		Arena mal graduada con limo
	≥15		Arena mal graduada con limo y grava
SP-SC	<15		Arena mal graduada con arcilla
	≥15		Arena mal graduada con arcilla y grava

Nota: Fracción de arena = por ciento de suelo que pasa la malla no. 4 pero se retiene sobre la malla no. 200 = $R_{200} - R_4$; fracción de grava = por ciento de suelo que pasa la malla de 3 pulg pero se retiene en la malla no. 4 = R_4.

▼ **TABLA 1.11** Nombres de grupos para suelos de grano fino inorgánicos (basados en la ASTM D-2487)

Símbolo de grupo	Criterios				Nombre del grupo
		Fracción de arena			
	R_{200}	Fracción de grava	Fracción de grava	Fracción de arena	
CL	<15				Arcilla delgada
	15 a 29	≥1			Arcilla delgada con arena
		<1			Arcilla delgada con grava
	≥30	≥1	<15		Arcilla delgada arenosa
		≥1	≥15		Arcilla delgada arenosa con grava
		<1		<15	Arcilla delgada con mucha grava
		<1		≥15	Arcilla delgada con mucha grava y con arena
ML	<15				Limo
	15 a 29	≥1			Limo con arena
		<1			Limo con grava
	≥30	≥1	<15		Limo arenoso
		≥1	≥15		Limo arenoso con grava
		<1		<15	Limo con mucha grava
		<1		≥15	Limo con mucha grava y con arena
CL-ML	<15				Arcilla limosa
	15 a 29	≥1			Arcilla limosa con arena
		<1			Arcilla limosa con grava
	≥30	≥1	<15		Arcilla limosa arenosa
		≥1	≥15		Arcilla limosa arenosa con grava
		<1		<15	Arcilla limosa con mucha grava
		<1		≥15	Arcilla limosa gravosa con arena
CH	<15				Arcilla gruesa
	15 a 29	≥1			Arcilla gruesa con arena
		<1			Arcilla gruesa con grava
	≥30	≥1	<15		Arcilla gruesa arenosa
		≥1	≥15		Arcilla gruesa arenosa con grava
		<1		<15	Arcilla gruesa con mucha grava
		<1		≥15	Arcilla gruesa con mucha grava y con arena
MH	<15				Limo elástico
	15 a 29	≥1			Limo elástico con arena
		<1			Limo elástico con grava
	≥30	≥1	<15		Limo elástico arenoso
		≥1	≥15		Limo elástico arenoso con grava
		<1		<15	Limo elástico con mucha grava
		<1		≥15	Limo elástico con mucha grava y con arena

Nota: R_{200} = por ciento de suelo retenido en la malla no. 200; fracción de arena = por ciento de suelo que pasa la malla no. 4 pero se retiene en la malla no. 200 = $R_{200} - R_4$; fracción de grava = por ciento de suelo que pasa la malla de 3 pulg pero se retiene en la malla no. 4 = R_4.

▼ **TABLA 1.12** Nombres de grupos para suelos orgánicos de grano fino (Basados en la ASTM D-2487)

		Criterios				
			Fracción de arena			
Símbolo de grupo	Plasticidad	R_{200}	Fracción de grava	Fracción de grava	Fracción de arena	Nombre del grupo
OL	$PI \geq 4$ y límites de Atterberg en o arriba de la línea A	<15				Arcilla orgánica
		15 a 29	≥1			Arcilla orgánica con arena
			<1			Arcilla orgánica con grava
		≥30	≥1	<15		Arcilla orgánica arenosa
			≥1	≥15		Arcilla orgánica arenosa con grava
			<1		<15	Arcilla orgánica con mucha grava
			<1		≥15	Arcilla orgánica con mucha grava y con arena
	$PI < 4$ y límites de Atterberg debajo de la línea A	<15				Limo orgánico
		15 a 29	≥1			Limo orgánico con arena
			<1			Limo orgánico con grava
		≥30	≥1	<15		Limo orgánico arenoso
			≥1	≥15		Limo orgánico arenoso con grava
			<1		<15	Limo orgánico con mucha grava
			<1		≥15	Limo orgánico con mucha grava y con arena
OH	Límites de Atterberg en o arriba de la línea A	<15				Arcilla orgánica
		15 a 29	≥1			Arcilla orgánica con arena
			<1			Arcilla orgánica con grava
		≥30	≥1	<15		Arcilla orgánica arenosa
			≥1	≥15		Arcilla orgánica arenosa con grava
			<1		<15	Arcilla orgánica con mucha grava
			<1		≥15	Arcilla orgánica con mucha grava y con arena
	Límites de Atterberg debajo de la línea A	<15				Limo orgánico
		15 a 29	≥1			Limo orgánico con arena
			<1			Limo orgánico con grava
		≥30	≥1	<15		Limo orgánico arenoso
			≥1	≥15		Limo orgánico arenoso con grava
			<1		<15	Limo orgánico con mucha grava
			<1		≥15	Limo orgánico con mucha grava y con arena

Nota: R_{200} = por ciento de suelo retenido en la malla no. 200; fracción de arena = por ciento de suelo que pasa la malla no. 4 pero se retiene en la malla no. 200 = $R_{200} - R_4$; fracción de grava = por ciento de suelo que pasa la malla de 3 pulg pero se retiene en la malla no. 4 = R_4.

▼ EJEMPLO 1.6

Clasifique el suelo descrito en el ejemplo 1.5 de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Solución: Para $F_{200} = 30$

$$R_{200} = 100 - F_{200} = 100 - 30 = 70$$

Como $R_{200} > 50$, se trata de un suelo de grano grueso.

R_4 = 100 – por ciento que pasa por la criba no. 4
= 100 – 92 = 8

Como $R_4 = 8 < 0.5R_{200} = 35$, se trata de un suelo arenoso. Ahora refiérase a la tabla 1.9. Como F_{200} es mayor a 12, el símbolo de grupo será SM o SC. Como el *PI* es mayor que 7 y los límites de Atterberg quedan arriba de la línea *A* en la figura 1.7, se trata de un *SC*.

Para el nombre de grupo, refiérase a la tabla 1.10. La fracción de grava es menor a 15%, por lo que el nombre del grupo es **arena arcillosa.** ▲

1.8 PERMEABILIDAD HIDRÁULICA DEL SUELO

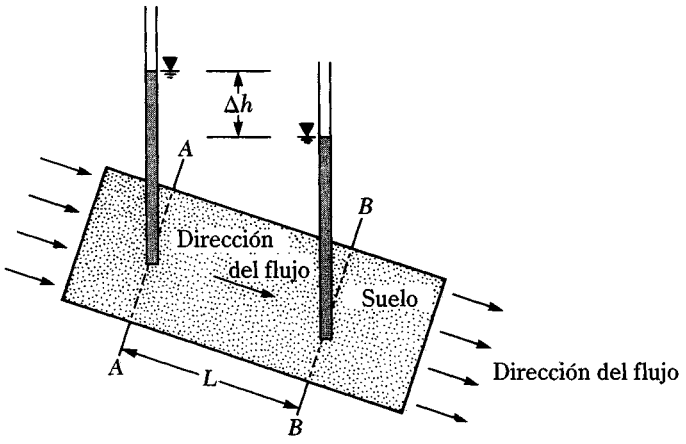
Los espacios vacíos o poros entre los granos del suelo permiten que el agua fluya a través de ellos. En mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones se debe saber cuánta agua fluye a través del suelo en un tiempo unitario. Este conocimiento se requiere para diseñar presas de tierra, determinar la cantidad de infiltración bajo estructuras hidráulicas y para desaguar antes y durante la construcción de cimentaciones. Darcy (1856) propuso la siguiente ecuación (figura 1.8) para calcular la velocidad del flujo de agua a través de un suelo.

$$v = ki \tag{1.25}$$

donde v = velocidad de Darcy (unidad: cm/s)
k = permeabilidad hidráulica del suelo (unidad: cm/s)
i = gradiente hidráulico

El gradiente hidráulico i se define como

$$i = \frac{\Delta h}{L} \tag{1.26}$$



▼ **FIGURA 1.8** Definición de la ley de Darcy

donde Δh = diferencia de carga piezométrica entre las secciones en AA y BB
L = distancia entre las secciones en AA y BB

(*Nota*: Las secciones AA y BB son perpendiculares a la dirección del flujo.)

La ley de Darcy [ecuación (1.25)] es válida para un amplio rango de suelos. Sin embargo, con materiales como grava limpia y en un pedraplén de tamaño uniforme, ésta ley no funciona debido a la naturaleza turbulenta del flujo a través de ellos.

El valor de la permeabilidad hidráulica de los suelos varía considerablemente. En el laboratorio, tal valor puede determinarse por medio de pruebas de permeabilidad *con carga constante* o *carga variable*. La primera es más apropiada para suelos granulares. La tabla 1.13 muestra el rango general de los valores de k para varios suelos. En suelos granulares, el valor depende principalmente de la relación de vacíos. En el pasado, varias ecuaciones fueron propuestas para relacionar el valor de k con la de vacíos en el suelo granular:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{e_1^2}{e_2^2} \tag{1.27}$$

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\left(\dfrac{e_1^2}{1+e_1}\right)}{\left(\dfrac{e_2^2}{1+e_2}\right)} \tag{1.28}$$

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\left(\dfrac{e_1^3}{1+e_1}\right)}{\left(\dfrac{e_2^3}{1+e_2}\right)} \tag{1.29}$$

donde k_1 y k_2 son las permeabilidades hidráulicas de un suelo dado para relaciones de vacíos e_1 y e_2, respectivamente.

Hazen (1930) propuso una ecuación para la permeabilidadad hidráulica de una arena bastante uniforme:

$$k = AD_{10}^2 \tag{1.30}$$

▼ **TABLA 1.13** Rango de la permeabilidad hidráulica para varios suelos

Tipo de suelo	Permeabilidad hidráulica, k (cm/s)
Grava media a gruesa	Mayor que 10^{-1}
Arena gruesa a fina	10^{-1} a 10^{-3}
Arena fina, arena limosa	10^{-3} a 10^{-5}
Limo, limo arcilloso, arcilla limosa	10^{-4} a 10^{-6}
Arcillas	10^{-7} o menor

donde k está en mm/s
A = constante que varía entre 10 y 15
D_{10} = tamaño efectivo de suelo, en mm

Para suelos arcillosos en el campo, una relación práctica para estimar la permeabilidad hidráulica (Tavenas y otros, 1983) es

$$\log k = \log k_0 - \frac{e_0 - e}{C_k} \tag{1.31}$$

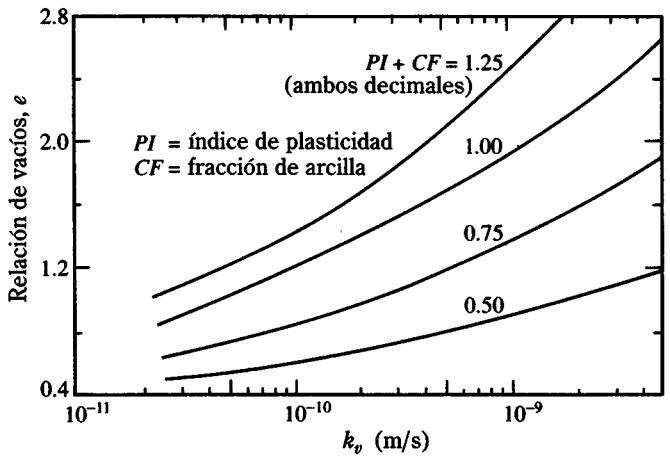
donde k = permeabilidad hidráulica a una relación de vacíos e
k_0 = permeabilidad hidráulica *in situ* a una relación de vacíos e_0
C_k = índice del cambio de permeabilidad $\approx 0.5e_0$

En suelos arcillosos, la permeabilidad hidráulica para flujos en direcciones vertical y horizontal puede variar considerablemente. La permeabilidad hidráulica para flujo en la dirección vertical (k_v) para suelos *in situ* puede estimarse con la figura 1.9. Para depósitos marinos y otros depósitos arcillosos masivos

$$\frac{k_h}{k_v} < 1.5 \tag{1.32}$$

donde k_h = permeabilidad hidráulica para flujo en la dirección horizontal

Para arcillas laminadas, la razón k_h/k_v puede exceder de 10.



▼ **FIGURA 1.9** Variación k_v *in situ* para suelos arcillosos (según Tavenas y otros, 1983)

▼ EJEMPLO 1.7

Para una arena fina, se dan los siguientes datos:
Peso específico seco = 15.1 kN/m³
G_s = 2.67
Permeabilidad hidráulica = 0.14 cm/s

Si la arena es compactada a un peso específico seco de 16.3 kN/m³, estime su permeabilidad hidráulica. Use la ecuación (1.29).

Solución:

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

Para $\gamma_d = 15.1$ kN/m³,

$$e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1 = \frac{(2.67)(9.81)}{15.1} - 1 = 0.735$$

Para $\gamma_d = 16.3$ kN/m³,

$$e = \frac{(2.67)(9.81)}{16.3} - 1 = 0.607$$

De la ec. (1.29),

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\dfrac{e_1^3}{1 + e_1}}{\dfrac{e_2^3}{1 + e_2}}$$

$$\frac{0.14}{k_2} = \left[\frac{(0.735)^3}{1 + 0.735}\right]\left[\frac{1 + 0.607}{(0.607)^3}\right]$$

$$k_2 = \mathbf{0.085\ cm/s} \quad \blacktriangle$$

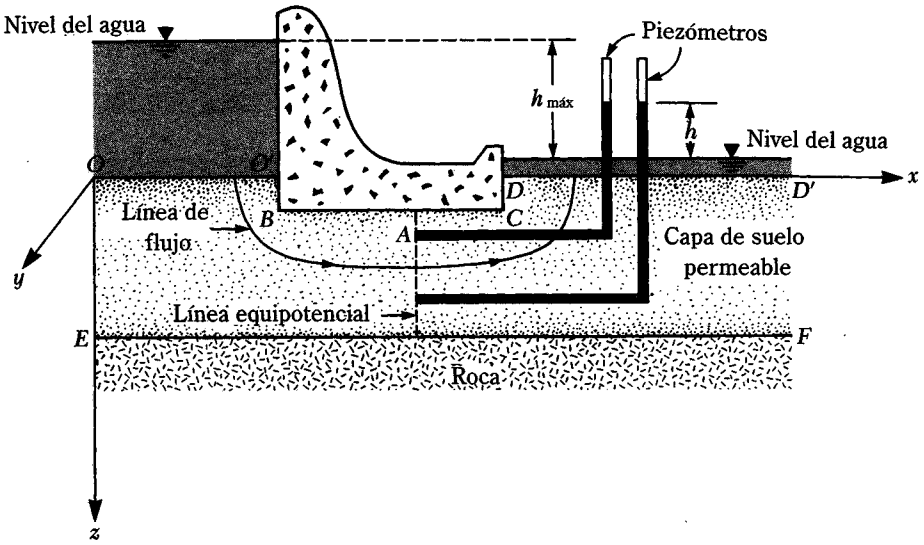
1.9 FILTRACIÓN EN CONDICIONES DE RÉGIMEN ESTABLECIDO

En la mayoría de los casos de filtración bajo estructuras hidráulicas, la trayectoria de flujo cambia de dirección y no es uniforme sobre toda el área. En tales casos, una manera de determinar la tasa de filtración es mediante una construcción gráfica llamada *red de flujo*, basada en la teoría de la continuidad de Laplace. Según ésta, para una condición de régimen de flujo establecido, el flujo en cualquier punto A (figura 1.10) puede representarse por la ecuación

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \tag{1.33}$$

donde k_x, k_y, k_z = permeabilidad hidráulica del suelo en las direcciones x, y y z, respectivamente

h = carga hidráulica en el punto A (es decir, la carga de agua que un piezómetro colocado en A mostraría con el *nivel de aguas abajo* como *plano de referencia*, como muestra la figura 1.10)



▼ **FIGURA 1.10** Filtración en condiciones de régimen establecido

Para una condición de flujo bidimensional como lo muestra la figura 1.10,

$$\frac{\partial^2 h}{\partial^2 y} = 0$$

La ecuación (1.33) toma entonces la forma

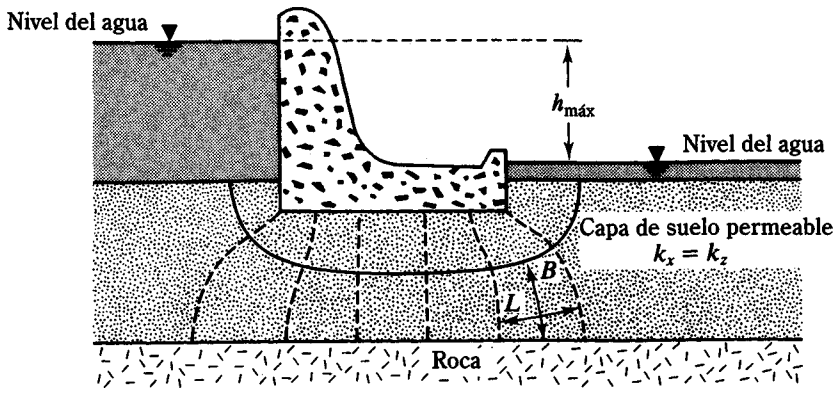
$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \tag{1.34}$$

Si el suelo es isótropo con respecto a la permeabilidad hidráulica, $k_x = k_z = k$, y

$$\boxed{\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0} \tag{1.35}$$

La ecuación (1.35), se denomina ecuación de Laplace y es válida para flujo confinado, representa dos conjuntos ortogonales de curvas que se conocen como *líneas de flujo* y *líneas equipotenciales*. Una red de flujo es una combinación de numerosas líneas equipotenciales y líneas de flujo. Una línea de flujo es una trayectoria que una partícula de agua seguiría al viajar del lado aguas arriba al lado aguas abajo. Una línea equipotencial es una línea a lo largo de la cual el agua en piezómetros se elevaría a la misma altura (véase la figura 1.10).

Al dibujar una red de flujo se necesita establecer las *condiciones de frontera*. Por ejemplo, en la figura 1.10, las superficies del terreno en el lado aguas arriba (OO') y en el lado aguas abajo (DD') son líneas equipotenciales. La base de la presa abajo de la superficie del terreno, $O'BCD$, es una línea de flujo. La parte superior de la superficie de la roca, EF, es también una línea de flujo. Establecidas las condiciones de frontera, se



▼ **FIGURA 1.11** Red de flujo

dibujan por tanteos varias líneas de flujo y líneas equipotenciales de manera que todos los elementos de flujo en la red tengan la misma razón longitud /ancho (L/B). En la mayoría de los casos, la razón L/B se mantiene igual a 1, es decir, los elementos de flujo se dibujan como "cuadrados" curvilíneos. Este método es ilustrado por la red de flujo de la figura 1.11. Note que todas las líneas de flujo deben cruzar todas las líneas equipotenciales en *ángulos rectos*.

Una vez dibujada la red de flujo, la filtración en tiempo unitario por unidad de longitud de la estructura puede calcularse como

$$q = kh_{máx}\frac{N_f}{N_d}n \tag{1.36}$$

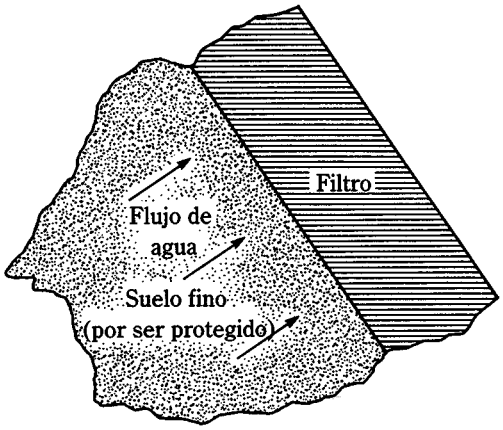
donde N_f = número de canales de flujo
N_d = número de caídas
n = razón ancho/longitud (B/L) de los elementos de flujo en la red de flujo
$h_{máx}$ = diferencia en el nivel de agua entre los lados aguas arriba y aguas abajo

El espacio entre dos líneas de flujo consecutivas se define como *canal de flujo* y el espacio entre dos líneas equipotenciales consecutivas se llama *caída*. En la figura 1.11, $N_f = 2, N_d = 7$ y $n = 1$. Cuando se dibujan elementos cuadrados en una red de flujo,

$$\boxed{q = kh_{máx}\frac{N_f}{N_d}} \tag{1.37}$$

1.10 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE FILTROS

En el diseño de estructuras de tierra, el ingeniero encuentra a menudo problemas causados por el flujo de agua, como erosión del suelo, que puede provocar inestabilidad estructural.



▼ **FIGURA 1.12** Diseño de un filtro

La erosión es generalmente prevenida construyendo zonas de suelo llamadas *filtros* (véase la figura 1.12). Dos factores principales influyen al seleccionar el material de un filtro: la granulometría para el material del filtro debe ser tal que (a) el suelo por proteger no sea lavado hacia el filtro y (b) que no se genere una carga de presión hidrostática excesiva en el suelo con un coeficiente inferior de permeabilidad.

Las condiciones anteriores pueden satisfacerse si los siguientes requisitos se cumplen (Terzaghi y Peck, 1967):

$$\frac{D_{15(F)}}{D_{85(B)}} < 5 \qquad \text{[para satisfacer la condición (a)]} \tag{1.38}$$

$$\frac{D_{15(F)}}{D_{15(B)}} > 4 \qquad \text{[para satisfacer la condición (b)]} \tag{1.39}$$

En esas relaciones, los subíndices F y B se refieren al material del *filtro* y del material *base* (es decir, al suelo por proteger). D_{15} y D_{85} se refieren a los diámetros por los que pasaran el 15% y el 85% del suelo (filtro o base, según el caso).

El Departamento de Marina de Estados Unidos (1971) propone algunos requisitos adicionales en el diseño de filtros para satisfacer la condición (a):

$$\frac{D_{50(F)}}{D_{50(B)}} < 25 \tag{1.40}$$

$$\frac{D_{15(F)}}{D_{15(B)}} < 20 \tag{1.41}$$

Actualmente los geotextiles también se usan como materiales para filtros.

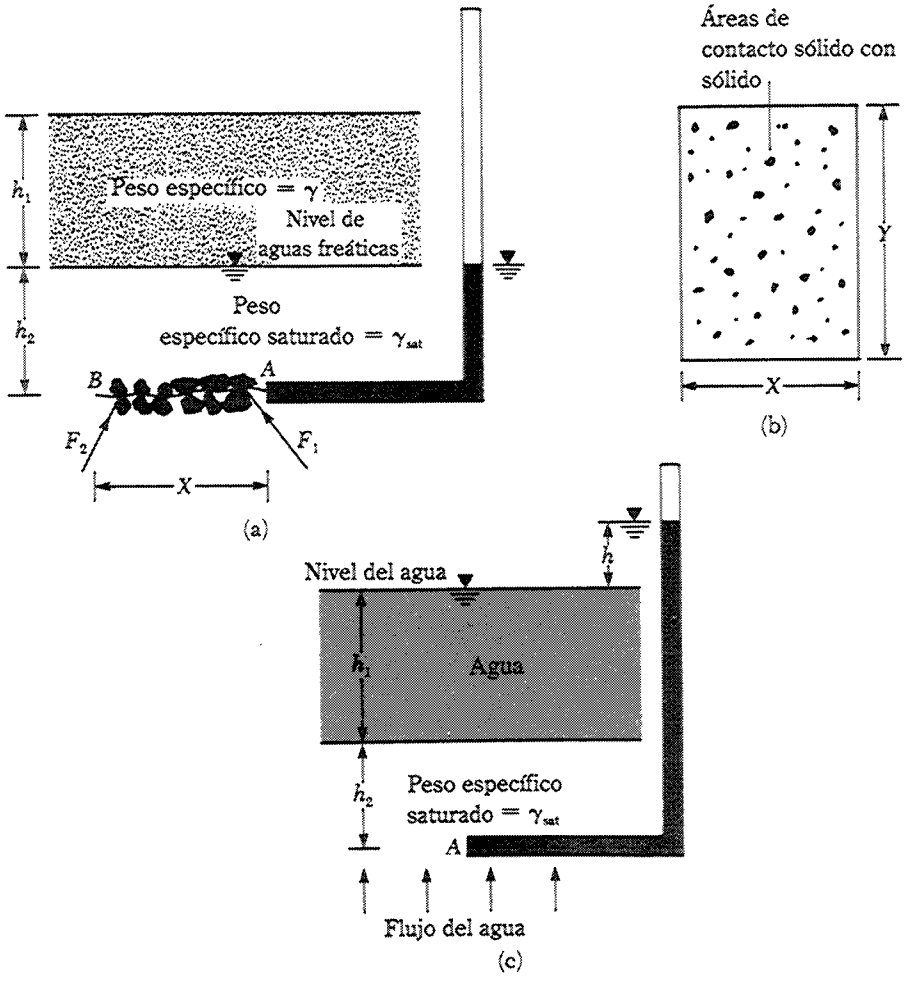
1.11 CONCEPTO DE ESFUERZO EFECTIVO

Considere un esfuerzo vertical en un punto A situado a una profundidad $h_1 + h_2$ debajo de la superficie del terreno, como se muestra en la figura 1.13a. El esfuerzo vertical total σ en A es

$$\sigma = h_1\gamma + h_2\gamma_{sat} \tag{1.42}$$

donde γ y γ_{sat} son los pesos específicos del suelo arriba y abajo del nivel freático, respectivamente.

El esfuerzo total es soportado parcialmente por el *agua de poro* en los espacios de vacíos y otra parte por los *sólidos del suelo* en sus puntos de contacto. Por ejemplo, considere un plano ondulado AB trazado por el punto A (véase la figura 1.13a) que pasa por los puntos de contacto de los granos del suelo. La vista en planta de esta sección se muestra en la figura 1.13b. Los pequeños puntos en la figura 1.13b representan las



▼ FIGURA 1.13 Cálculo del esfuerzo efectivo

áreas en que hay contacto sólido a sólido. Si las sumas de esas áreas es igual a A', el área ocupada por el agua es igual a $XY - A$. La fuerza tomada por el agua de poro en el área mostrada en la figura 1.13b entonces es

$$F_w = (XY - A')\,u \tag{1.43}$$

donde u = presión del agua de poro $= \gamma_w h_2$ (1.44)

Sean ahora $F_1, F_2, \ldots$ las fuerzas en los puntos de contacto de los sólidos del suelo como se muestra en la figura 1.13a. La suma de las componentes verticales de esas fuerzas sobre un área horizontal XY es

$$F_s = \Sigma F_{1(v)} + F_{2(v)} + \cdots \tag{1.45}$$

donde $F_{1(v)}, F_{2(v)}, \ldots$ son componentes verticales de las fuerzas $F_1, F_2, \ldots$, respectivamente.

Con base en los principios de la estática,

$$(\sigma)\,XY = F_w + F_s$$

o

$$(\sigma)\,XY = (XY - A')\,u + F_s$$

y entonces

$$\sigma = (1 - a)\,u + \sigma' \tag{1.46}$$

donde $a = A'/XY$ = fracción del área unitaria transversal ocupada por el contacto sólido a sólido

$\sigma' = F_s/(XY)$ = componente vertical de las fuerzas en los puntos de contacto sólido a sólido sobre un área transversal unitaria

El término σ' en la ecuación (1.46) se denomina en general *esfuerzo efectivo vertical*. La cantidad a en la ecuación (1.46) es muy pequeña. Entonces,

$$\boxed{\sigma = u + \sigma'} \tag{1.47}$$

Note que el esfuerzo efectivo es una cantidad *derivada*. Además, como σ' está relacionado con el contacto entre los sólidos del suelo, sus cambios inducirán variaciones de volumen. También es responsable de producir *resistencia friccional* en suelos y rocas. Para suelos secos, $u = 0$; por consiguiente, $\sigma = \sigma'$.

Para el problema bajo consideración en la figura 1.13a, $u = h_2\gamma_w$ (γ_w = peso específico del agua). El esfuerzo efectivo en el punto A es entonces

$$\begin{aligned}\sigma' &= \sigma - u = (h_1\gamma + h_2\gamma_{sat}) - h_2\gamma_w \\ &= h_1\gamma + h_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) = h_1\gamma + h_2\gamma'\end{aligned} \tag{1.48}$$

donde γ' = peso específico efectivo o peso sumergido del suelo

$= \gamma_{sat} - \gamma_w$

De la ecuación (1.15),

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s\gamma_w + e\gamma_w}{1+e}$$

por lo que

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{G_s\gamma_w + e\gamma_w}{1+e} - \gamma_w = \frac{\gamma_w (G_s - 1)}{1+e} \tag{1.49}$$

Para el problema en la figura 1.13a y 1.13b *no se tuvo filtración de agua* en el suelo. La figura 1.13c muestra una condición sencilla en un perfil de suelo donde existe filtración hacia arriba. Para este caso, en el punto A

$$\sigma = h_1\gamma_w + h_2\gamma_{sat}$$

$$u = (h_1 + h_2 + h)\gamma_w$$

Entonces, de la ecuación (1.47),

$$\sigma' = \sigma - u = (h_1\gamma_w + h_2\gamma_{sat}) - (h_1 + h_2 + h)\gamma_w$$

$$= h_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) - h\gamma_w = h_2\gamma' - h\gamma_w$$

o

$$\sigma' = h_2\left(\gamma' - \frac{h}{h_2}\gamma_w\right) = h_2(\gamma' - i\gamma_w) \tag{1.50}$$

Note en la ecuación (1.50) que h/h_2 es el gradiente hidráulico, i. Si éste es muy alto, tal que $\gamma' - i\gamma_w$ resulta cero, el *esfuerzo efectivo será cero*. En otras palabras, no existe esfuerzo de contacto entre las partículas del suelo y la estructura del suelo se romperá. Esto se conoce como *condición rápida* o *falla por levantamiento*. Entonces, para levantamiento,

$$\boxed{i = i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{G_s - 1}{1+e}} \tag{1.51}$$

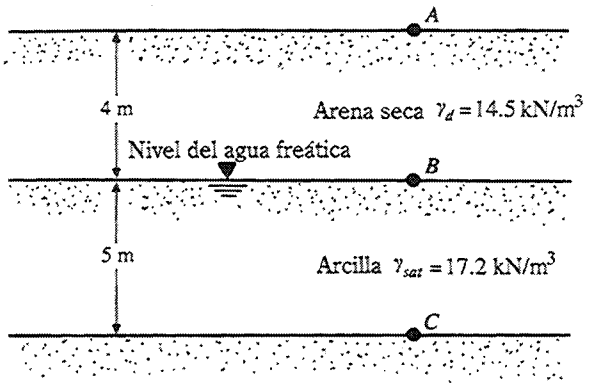
donde i_{cr} = gradiente hidráulico crítico

Para la mayoría de los suelos arenosos, i_{cr} varía entre 0.9 y 1.1, con un promedio cercano a 1.

▼ EJEMPLO 1.8

Para el perfil del suelo mostrado en la figura 1.14, determine el esfuerzo vertical total, presión del agua de poro y esfuerzo vertical efectivo en A, B y C.

Solución: La siguiente tabla se puede preparar.



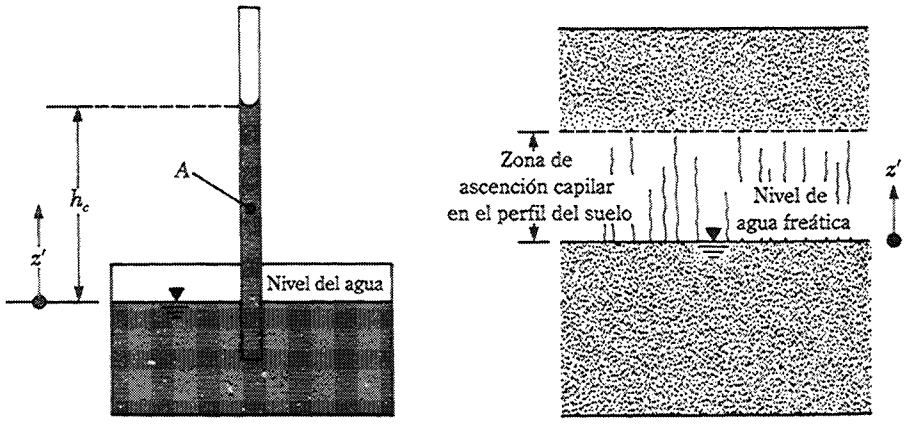
▼ FIGURA 1.14

Punto	σ (kN/m^2)	u (kN/m^2)	$\sigma' = \sigma - u$ (kN/m^2)
A	0	0	0
B	(4) (γ_d) = (4) (14.5) = **58**	0	**58**
C	58 + (γ_{sat}) (5) = 58 + (17.2) (5) = **144**	(5) (γ_w) =(5) (9.81) = **49.05**	**94.95**

▲

1.12 ASCENCIÓN CAPILAR EN SUELOS

Cuando un tubo capilar se coloca en agua, el nivel de ésta en el tubo asciende (figura 1.15a). La ascención es causada por el efecto de la *tensión superficial*. De acuerdo con



▼ FIGURA 1.15 Ascención capilar

la figura 1.15a, la presión en cualquier punto A en el tubo capilar (con respecto a la presión atmosférica) puede expresarse como

$$u = -\gamma_w z' \quad (\text{para } z' = 0 \text{ a } h_c)$$

y

$$u = 0 \quad (\text{para } z' \geq h_c)$$

En una masa de suelo, los espacios vacíos interconectados pueden comportarse como tubos capilares de diversos diámetros. La fuerza de tensión superficial puede ocasionar que el agua en el suelo ascienda por arriba de la capa freática, como muestra la figura 1.15b. La altura de la ascención capilar dependerá del diámetro de los tubos. La ascención capilar *disminuirá* con el incremento del diámetro de los tubos. Como éstos en el suelo tienen diámetros variables, la altura de la ascención capilar no será uniforme. La presión de poro en cualquier punto en la zona de ascención capilar en los suelos puede aproximarse por

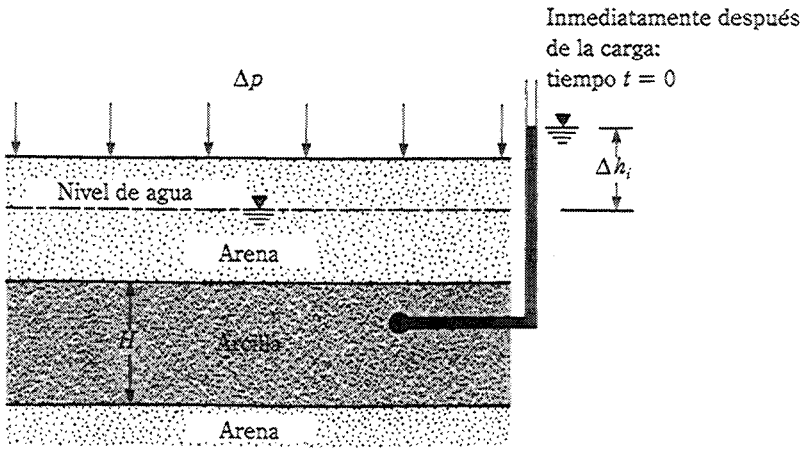
$$u = -S\gamma_w z' \tag{1.52}$$

donde S = grado de saturación del suelo (ec. 1.7)
z' = distancia medida arriba del nivel de aguas freáticas

1.13 CONSOLIDACIÓN: CONSIDERACIONES GENERALES

En campo, cuando el esfuerzo sobre una capa de arcilla saturada se incrementa —por ejemplo, por la construcción de una cimentación—, la presión de poro del agua se incrementará. Debido a que la permeabilidad hidráulica de las arcillas es muy pequeña, se requerirá algún tiempo para que el exceso de presión de poro del agua se disipe y el incremento del esfuerzo se transfiera gradualmente a la estructura del suelo. De acuerdo con la figura 1.16, si Δp es una sobrecarga en la superficie del terreno sobre un área muy grande, el incremento del esfuerzo total $\Delta\sigma$ en cualquier profundidad del estrato de arcilla será igual a Δp, o

$$\Delta\sigma = \Delta p$$



▼ FIGURA 1.16 Principios de consolidación

Sin embargo, en el tiempo $t = 0$ (es decir, inmediatamente después de la aplicación del esfuerzo), el exceso de presión de poro del agua en cualquier profundidad Δu, será igual a Δp, o

$$\Delta u = \Delta h_i \gamma_w = \Delta p \qquad \text{(en el tiempo } t = 0\text{)}$$

Además, el incremento de esfuerzo efectivo en el tiempo $t = 0$ será

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u = 0$$

Teóricamente, en el tiempo $t = \infty$, cuando todo el exceso de presión de poro en el estrato de arcilla se ha disipado como resultado del drenado hacia los estratos de arena,

$$\Delta u = 0 \qquad \text{(en el tiempo } t = \infty\text{)}$$

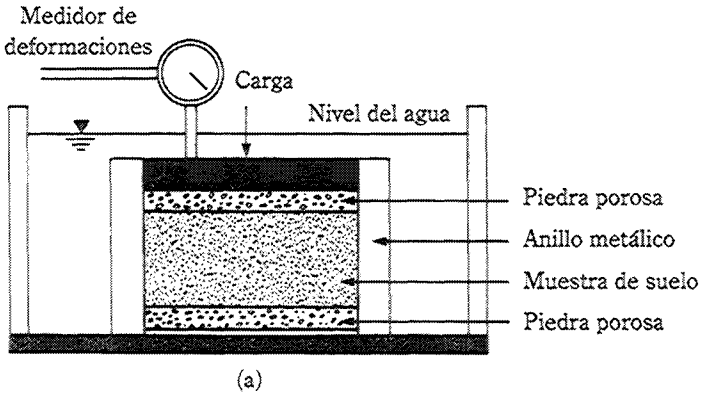
Entonces, el incremento del esfuerzo efectivo en la capa de arcilla es

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u = \Delta p - 0 = \Delta p$$

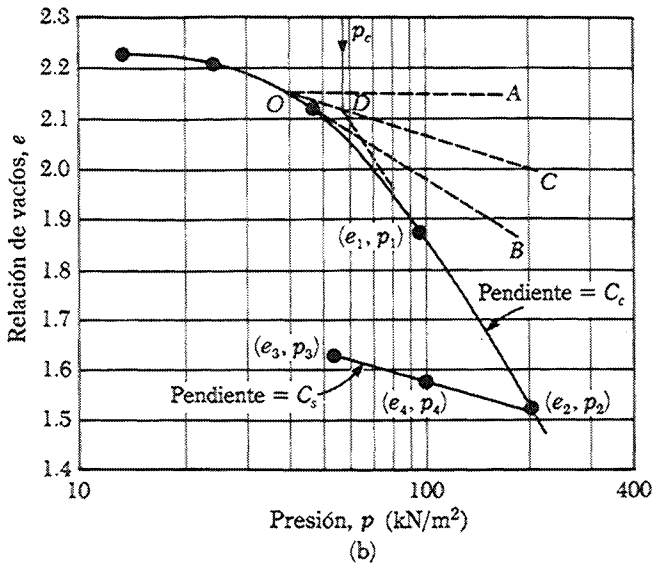
Este incremento gradual ocasionará asentamientos durante cierto tiempo y se conoce como *consolidación*.

Pruebas de laboratorio sobre muestras de arcilla saturada inalteradas pueden efectuarse (Designación de prueba D-2435 del ASTM) para determinar el asentamiento por consolidación causado por varios incrementos de carga. Las muestras de prueba son generalmente de 2.5 pulg (63.5 mm) de diámetro y 1 pulg (25.4 mm) de altura. Los especímenes se colocan dentro de un anillo, con una piedra porosa en la parte superior y otra en la parte inferior (figura 1.17a). Se aplica la carga sobre la muestra de manera que el esfuerzo vertical total sea igual a p. Las lecturas del asentamiento para el espécimen se toman por 24 horas. Después, la carga se duplica y se toman las lecturas respectivas. En todo momento durante la prueba, el espécimen se mantiene bajo agua. Este procedimiento continúa hasta que se alcanza el límite deseado de esfuerzo.

Con base en pruebas de laboratorio se traza una gráfica que muestre la variación de la relación de vacíos e al *final* de la consolidación contra el esfuerzo vertical correspondiente p (gráfica semilogarítmica: e sobre la escala aritmética y p sobre la escala log).



▼ **FIGURA 1.17** (a) Diagrama esquemático del arreglo para la prueba de consolidación; (b) curva e-log p para una arcilla suave de East St. Louis, Illinois



▼ FIGURA 1.17 (*Continuación*)

La naturaleza de la variación de e contra log p para un tipo de arcilla se muestra en la figura 1.17b. Después que la presión de consolidación deseada se alcanza, el espécimen puede descargarse gradualmente, lo que resultará en su expansión. La figura 1.17b también muestra la variación de la relación de vacíos durante el periodo de descarga.

De la curva e-log p mostrada en la figura 1.17b, se determinan tres parámetros necesarios para calcular el asentamiento.

1. La *carga de preconsolidación* p_c es la *máxima sobrecarga efectiva* a la que el suelo estuvo sometido en el pasado. Se determina usando un simple procedimiento gráfico propuesto por Casagrande (1936), con referencia a la figura 1.17b e implica cinco pasos:
   a. Determine el punto O sobre la curva e-log p que tenga la curvatura más aguda (es decir, el menor radio de curvatura).
   b. Dibuje una línea horizontal OA.
   c. Dibuje una línea OB tangente a la curva e-log p en O.
   d. Dibuje una línea OC bisectriz del ángulo AOB.
   e. Trace la porción de línea recta de la curva e-log p hacia atrás hasta cruzar OC. Éste es el punto D. La presión que corresponde al punto p es el esfuerzo de preconsolidación, p_c.

   Los depósitos naturales de suelo pueden estar *normalmente consolidados* o *sobreconsolidados* (o *preconsolidados*). Si la presión actual efectiva de sobrecarga $p = p_o$ es igual a la presión de preconsolidación p_c, el suelo está normalmente consolidado. Sin embargo, si $p_o < p_c$, se considera *sobreconsolidado*.

La presión de preconsolidación (p_c) se correlaciona con parámetros indexados por varios investigadores. Stas y Kulhawy (1984) sugirieron que

$$\frac{P_c}{\sigma_a} = 10^{(1.11 - 1.62LI)} \tag{1.53a}$$

donde σ_a = esfuerzo atmosférico en unidad derivada
LI = índice de liquidez

El índice de liquidez de un suelo se define como

$$LI = \frac{w - PL}{LL - PL} \tag{1.53b}$$

donde w = contenido de agua *in situ*
LL = límite líquido
PL = límite plástico

Nagaraj y Murthy (1985) propusieron la siguiente relación empírica para calcular p_c:

$$\log p_c \text{ (kN/m}^2\text{)} = \frac{1.122 - \left(\frac{e_o}{e_L}\right) - 0.0463 \log p_o \text{ (kN/m}^2\text{)}}{0.188} \tag{1.54}$$

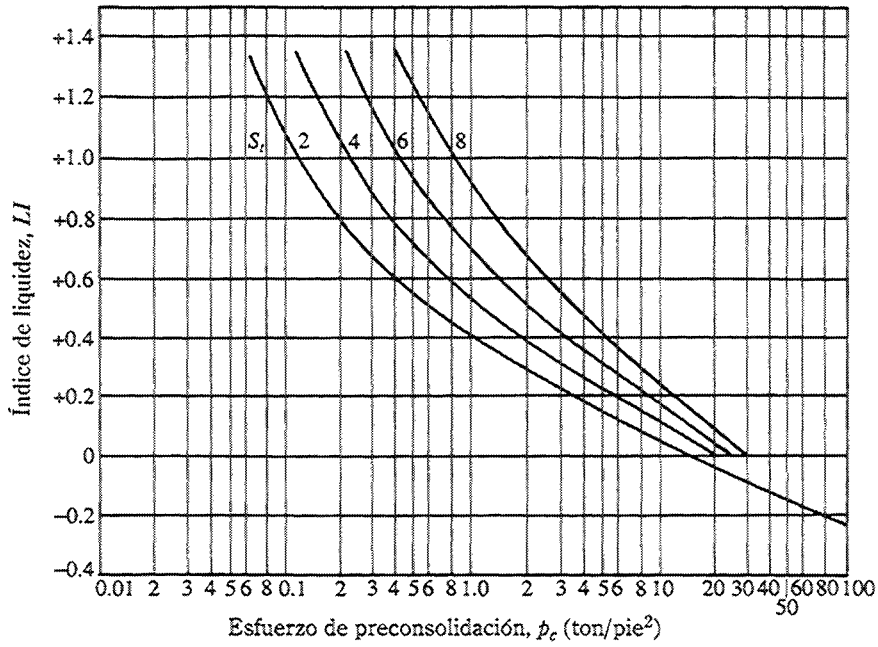
donde e_o = relación de vacíos *in situ*
p_o = presión efectiva de sobrecarga *in situ*
e_L = relación de vacíos del suelo en el límite líquido

$$e_L = \left[\frac{LL\,(\%)}{100}\right] G_s \tag{1.55}$$

El Departamento de Marina de Estados Unidos (1982) también proporcionó relaciones generalizadas entre p_c, LI y la sensitividad de suelos arcillosos (S_t). Esta relación fue también recomendada por Kulhawy y Mayne (1990). La definición de sensitividad se da en la sección 1.19. La figura 1.18 muestra esta relación.

2. El *índice de compresibilidad*, C_c, es la pendiente de la porción recta de la curva (última parte de la curva de carga), o

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log\left(\frac{p_2}{p_1}\right)} \tag{1.56}$$



▼ FIGURA 1.18 Variación de p_c con LI (según el Departamento de Marina de Estados Unidos, 1982)

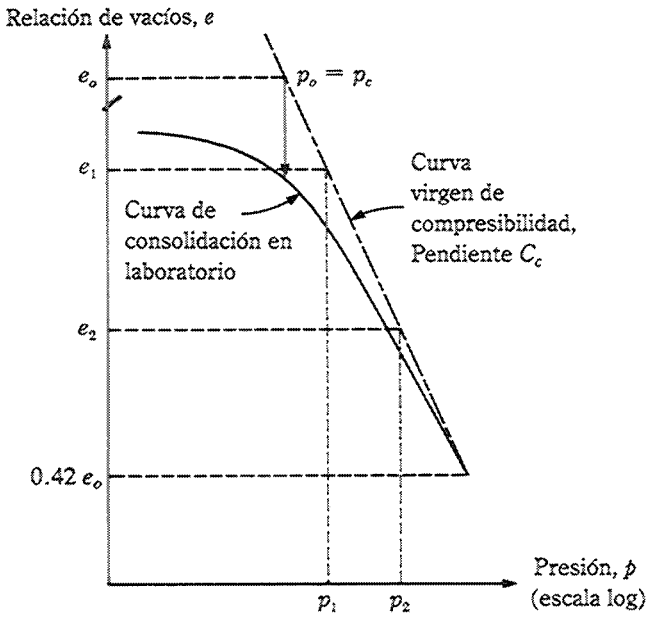
donde e_1 y e_2 son las relaciones de vacíos al final de la consolidación bajo los esfuerzos p_1 y p_2, respectivamente.

El *índice de compresibilidad*, determinado con la curva e-log p en el laboratorio, será algo diferente de la encontrada en campo. La razón principal es que el suelo se remoldea en alguna medida durante la exploración de campo. La naturaleza de la variación de la curva e-log p en el campo para arcilla normalmente consolidada se muestra en la figura 1.19. A ésta se le conoce generalmente como *curva virgen de compresibilidad*. Ésta cruza aproximadamente la curva de laboratorio en una relación de vacíos de $0.42e_0$ (Terzaghi y Peck, 1967). Note que e_o es la relación de vacíos de la arcilla en el campo. Conocidos los valores de e_o y p_c puede construirse fácilmente la curva virgen y calcular el índice de compresibilidad de la curva usando la ecuación (1.56).

El valor de C_c varía ampliamente dependiendo del suelo. Skempton (1944) dio la siguiente correlación empírica para el índice de compresión:

$$C_c = 0.009\,(LL - 10) \tag{1.57}$$

donde LL = límite líquido



▼ **FIGURA 1.19** Construcción de una curva virgen de compresibilidad para arcilla normalmente consolidada

Además de Skempton, otros investigadores propusieron correlaciones para el índice de compresibilidad. Algunas están resumidas en la tabla 1.14.

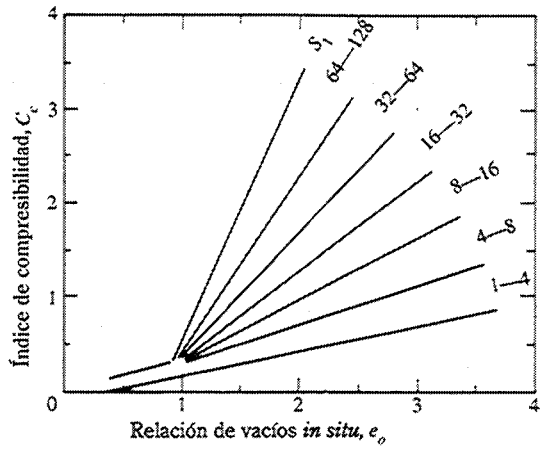
3. El *índice de expansibilidad*, C_s, es la pendiente de la porción de descarga de la curva e-log p. Según la figura 1.17b, puede definirse como

$$C_s = \frac{e_3 - e_4}{\log\left(\frac{p_4}{p_3}\right)} \tag{1.58}$$

En la mayoría de los casos, el valor del índice de expansión (C_s) es de $\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{5}$ del índice de compresibilidad. A continuación se proporcionan algunos valores representativos de C_s/C_c para depósitos de suelos naturales. El índice de expansibilidad se conoce también como *índice de recompresibilidad*.

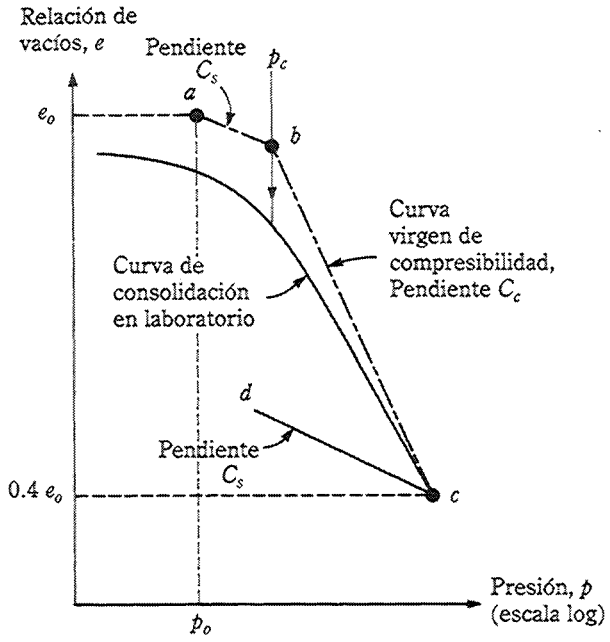
Descripción del suelo	C_s/C_c
Arcilla Azul de Boston	0.24–0.33
Arcilla de Chicago	0.15–0.3
Arcilla de Nueva Orleans	0.15–0.28
Arcilla de St. Lawrence	0.05–0.1

▼ TABLA 1.14 Correlaciones para el índice de compresión

Referencia	Correlación
Azzouz, Krizek y Corotis (1976)	$C_c = 0.01 w_n$ (arcilla de Chicago) $C_c = 0.208 e_o + 0.0083$ (arcilla de Chicago) $C_c = 0.0115 w_n$ (suelos orgánicos, turba) $C_c = 0.0046(LL - 9)$ (arcilla brasileña)
Rendon-Herrero (1980)	$C_c = 0.141 G_s^{1.2} \left(\frac{1 + e_o}{G_s}\right)^{2.38}$
Nagaraj y Murthy (1985)	$C_c = 0.2343 \left(\frac{LL}{100}\right) G_s$
Wroth y Wood (1978)	$C_c = 0.5 G_s \left(\frac{PI}{100}\right)$
Leroueil, Tavenas y LeBihan (1983)	

Nota: G_s = peso específico de los sólidos del suelo
LL = límite líquido
PI = índice de plasticidad
S_t = sensitividad
w_n = contenido de agua natural

La determinación del índice de expansibilidad es importante en la estimación del asentamiento por consolidación de las *arcillas sobreconsolidadas*. En el campo, dependiendo del incremento de presión, una arcilla sobreconsolidada seguirá una trayectoria *abc* en la curva *e*-log *p*, como muestra la figura 1.20. Note que el punto *a*, con coordenadas p_o y e_o, corresponde a las condiciones de campo antes de cualquier incremento de presión. El punto *b* corresponde al esfuerzo de preconsolidación (p_c) de la arcilla. La línea *ab* es aproximadamente paralela a la curva de descarga *cd* en laboratorio (Schmertmann, 1953). Ade-



▼ **FIGURA 1.20** Construcción de una curva de consolidación en campo para arcilla sobreconsolidada

más, si se conocen e_o, p_o, p_c, C_c y C_s, se podrá construir fácilmente la curva de consolidación de campo.

Nagaraj y Murthy (1985) expresaron el índice de expansión como

$$C_s = 0.0463 \left(\frac{LL}{100}\right) G_s \tag{1.59}$$

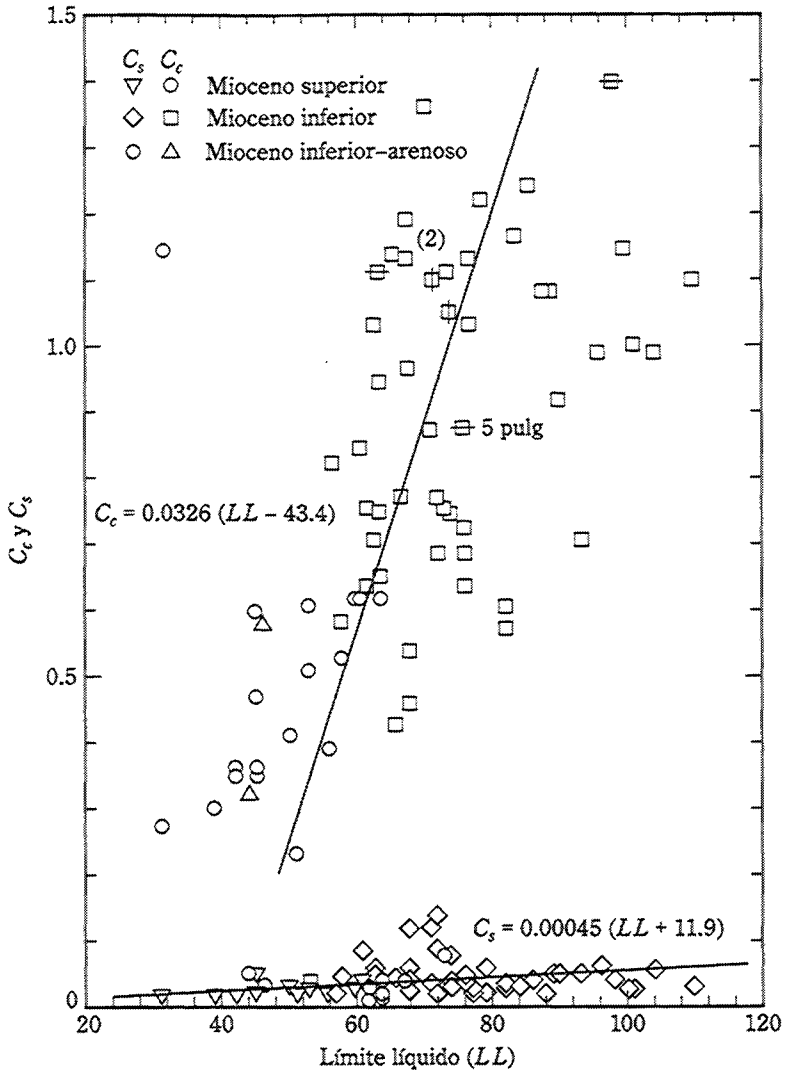
Cabe destacar que cualquiera de las correlaciones empíricas para C_c y C_s dadas en esta sección son sólo aproximadas. Esto puede ser válido en un suelo dado para el cual la relación fue desarrollada, pero tal vez no serán válidas para otros suelos. Por ejemplo, la figura 1.21 muestra las gráficas de C_c y C_s respecto a límites líquidos para suelos de Richmond, Virginia (Martin y otros, 1995). Para esos suelos,

$$C_c = 0.0326\ (LL - 43.4) \tag{1.60}$$

y

$$C_s = 0.00045\ (LL + 11.9) \tag{1.61}$$

La razón C_s/C_c es aproximadamente $\frac{1}{25}$; mientras que el rango típico es cercano de $\frac{1}{5}$ a $\frac{1}{10}$.

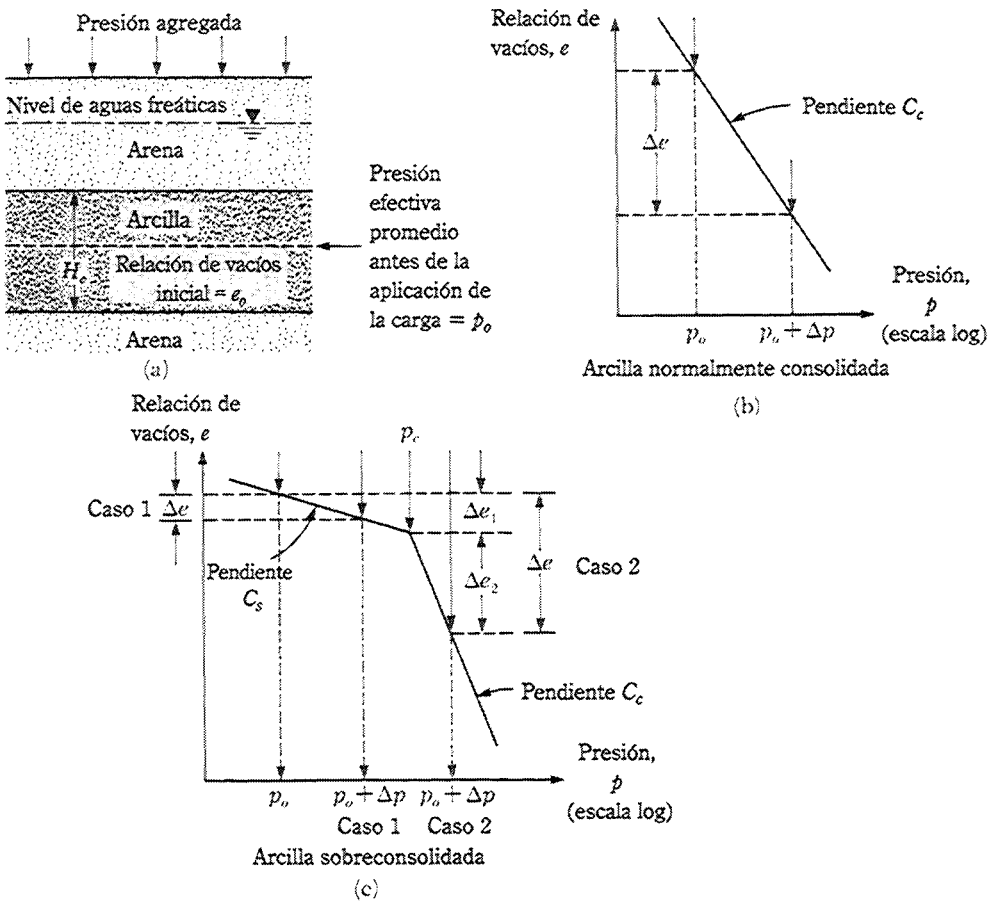


▼ **FIGURA 1.21** Variación de C_c y C_s con el límite líquido para suelos de Richmond, Virginia (según Martin y otros, 1995)

1.14 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN

El asentamiento unidimensional por consolidación (causado por una carga adicional) de una capa de arcilla (figura 1.22a) con espesor H_c puede calcularse como

$$S = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H_c \tag{1.62}$$



▼ **FIGURA 1.22** Cálculo de asentamiento unidimensional: (b) es para la ecuación (1.64); (c) es para las ecuaciones (1.66) y (1.68)

donde S = asentamiento

Δe = cambio total de la relación de vacíos causada por la aplicación de carga adicional

e_o = relación de vacíos de la arcilla antes de la aplicación de la carga

Note que

$$\frac{\Delta e}{1 + e_o} = \varepsilon_v = \text{deformación unitaria vertical}$$

Para arcilla normalmente consolidada, la curva de campo e-log p tendrá la forma mostrada en la figura 1.22b. Si p_o = presión de sobrecarga efectiva promedio inicial sobre el estrato de arcilla y Δp = incremento promedio de presión sobre el estrato de arcilla, causado por la carga agregada, el cambio de la relación de vacíos provocada por el incremento de carga es

$$\Delta e = C_c \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \tag{1.63}$$

Ahora, combinando las ecuaciones (1.62) y (1.63) se obtiene

$$S = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \tag{1.64}$$

Para arcilla sobreconsolidada, la curva de campo e-log p se verá como la mostrada en la figura 1.22c. En este caso, dependiendo del valor de Δp, pueden presentarse dos condiciones. Primera, si $p_o + \Delta p < p_c$,

$$\Delta e = C_s \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \tag{1.65}$$

Combinando las ecuaciones (1.62) y (1.65) resulta

$$S = \frac{H_c C_s}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \tag{1.66}$$

Segunda, si $p_o < p_c < p_o + \Delta p$,

$$\Delta e = \Delta e_1 + \Delta e_2 = C_s \log \frac{p_c}{p_o} + C_c \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \tag{1.67}$$

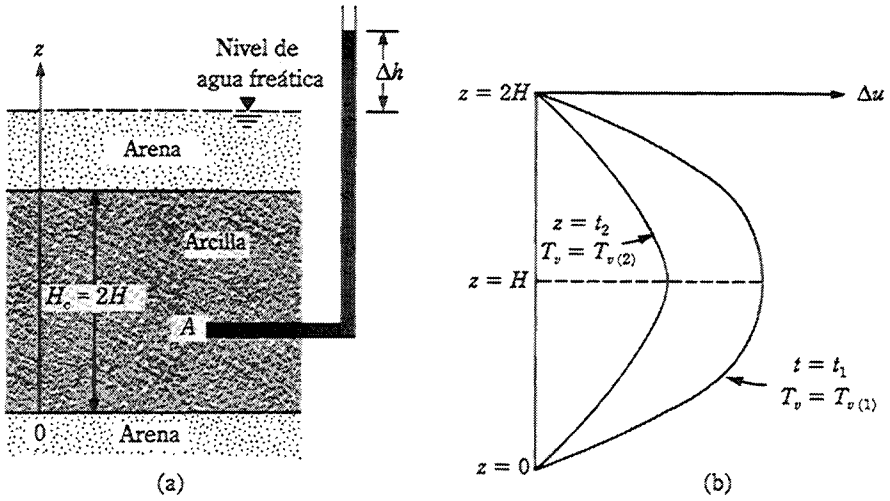
Ahora, combinando las ecuaciones (1.62) y (1.67) se obtiene

$$S = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_c}{p_o} + \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_c} \tag{1.68}$$

1.15 TASA DE CONSOLIDACIÓN

En la sección 1.13 (véase la figura 1.16) se muestra que la consolidación es resultado de la disipación gradual del exceso de la presión de poro del agua en un estrato de arcilla, que a su vez incrementa el esfuerzo efectivo que induce los asentamientos. Además, para estimar el grado de consolidación de un estrato de arcilla en un tiempo t después de la aplicación de la carga, se requiere conocer la rapidez de la disipación del exceso de presión de poro del agua.

La figura 1.23 muestra un estrato de arcilla de espesor H_c que tiene estratos de arena altamente permeables arriba y abajo. Aquí, el exceso de presión de poro en cual-



▼ **FIGURA 1.23** (a) Obtención de la ecuación (1.71); (b) naturaleza de la variación de Δu con el tiempo

quier punto A en un tiempo t después de la aplicación de la carga es $\Delta u = (\Delta h)\gamma_w$. Para una condición de drenaje vertical (es decir, sólo en la dirección de z) del estrato de arcilla, Terzaghi obtuvo la siguiente ecuación diferencial:

$$\frac{\partial(\Delta u)}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2(\Delta u)}{\partial z^2} \tag{1.69}$$

donde C_v = coeficiente de consolidación

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} = \frac{k}{\dfrac{\Delta e}{\Delta p(1 + e_{av})}\,\gamma_w} \tag{1.70}$$

donde k = permeabilidad hidráulica de la arcilla
Δe = cambio total de la relación de vacíos causada por un incremento Δp del esfuerzo
e_{prom} = relación de vacíos promedio durante la consolidación
m_v = coeficiente volumétrico de compresibilidad = $\Delta e/[\Delta p(1 + e_{prom})]$

La ecuación (1.69) se resuelve para obtener Δu como función del tiempo t con las siguientes condiciones de frontera.

1. Como se tienen estratos de arena altamente permeables en $z = 0$ y $z = H_c$, el exceso de presión de poro desarrollada en la arcilla en esos puntos será inmediatamente disipada. Por consiguiente

   $\Delta u = 0$ en $z = 0$
   $\Delta u = 0$ en $z = H_c = 2H$

donde H = longitud de la trayectoria máxima de drenaje (debido a una condición de drenaje doble, es decir, arriba y abajo de la arcilla)

2. En el tiempo $t = 0$,

$\Delta u = \Delta u_o$ = exceso inicial de presión de poro del agua después de la aplicación de la carga

Con las condiciones de frontera anteriores, la ecuación (1.69) da

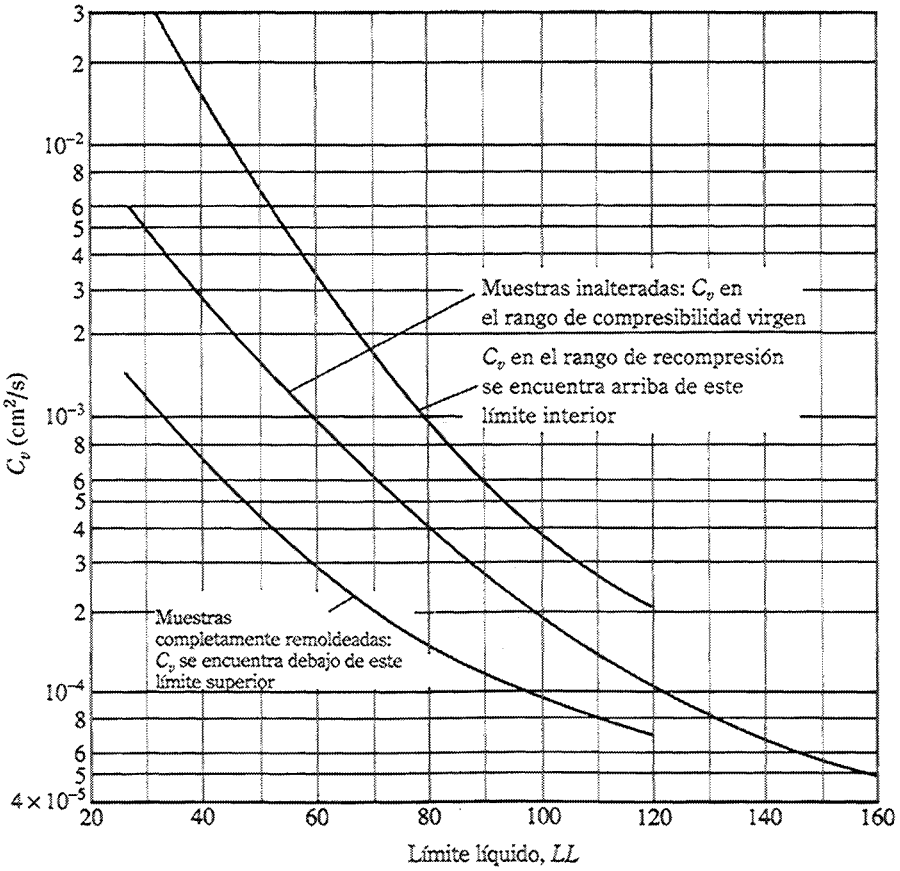
$$\Delta u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \left[\frac{2(\Delta u_o)}{M} \operatorname{sen} \left(\frac{Mz}{H_o} \right) \right] e^{-M^2 T_v} \tag{1.71}$$

donde $M = [(2m + 1)\pi]/2$

m = un entero = 1, 2, ...

T_v = factor de tiempo adimensional = $(C_v t)/H^2$ (1.72)

Determinar el valor de campo de C_v es difícil. La figura 1.24 proporciona una determinación de primer orden de C_v usando el límite líquido (Departamento de Marina de



▼ **FIGURA 1.24** Rango de C_v (según el Departamento de Marina de Estados Unidos, 1971)

Estados Unidos, 1971). El valor de Δu para varias profundidades (es decir, $z = 0$ a $z = 2H$) en cualquier tiempo t (por ello T_v) puede calcularse con la ecuación (1.71). La naturaleza de esta variación de Δu lo muestra la figura 1.23b.

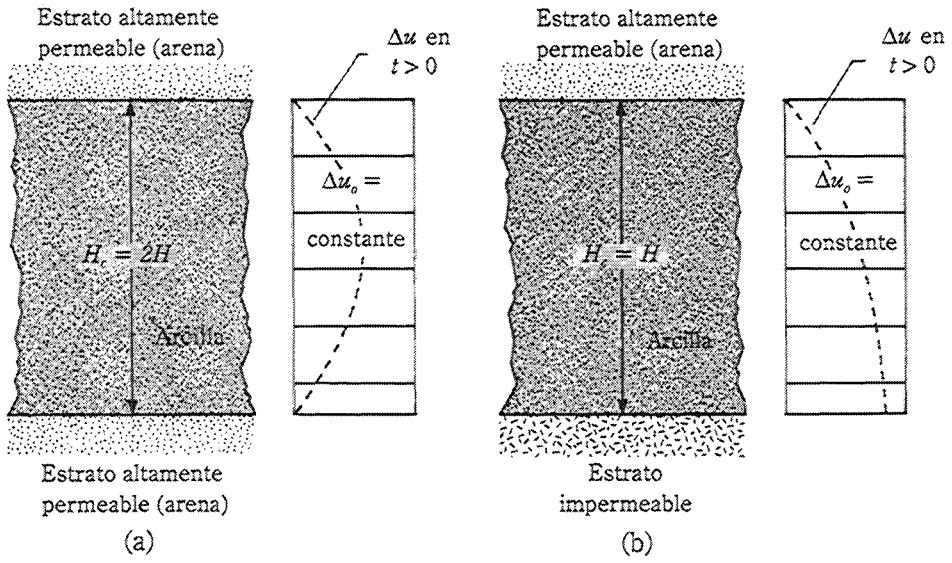
El *grado promedio de consolidación* del estrato de arcilla se define como

$$U = \frac{S_t}{S_{máx}} \tag{1.73}$$

donde U = grado de consolidación promedio
S_t = asentamiento del estrato de arcilla en el tiempo t después de la aplicación de la carga
$S_{máx}$ = asentamiento máximo por consolidación que la arcilla experimentará bajo determinada carga

Si la distribución de la presión de poro del agua inicial (Δu_0) es constante respecto a la profundidad, como exhibe la figura 1.25a, el grado promedio de consolidación puede también expresarse como

$$U = \frac{S_t}{S_{máx}} = \frac{\int_0^{2H} (\Delta u_0)dz - \int_0^{2H} (\Delta u)dz}{\int_0^{2H} (\Delta u_0)dz} \tag{1.74}$$



▼ **FIGURA 1.25** Condición de drenaje para la consolidación: (a) drenaje bidimensional; (b) drenaje unidimensional

o

$$U = \frac{(\Delta u_0)2H - \int_0^{2H} (\Delta u)dz}{(\Delta u_o)2H} = 1 - \frac{\int_0^{2H} (\Delta u)dz}{2H(\Delta u_o)} \tag{1.75}$$

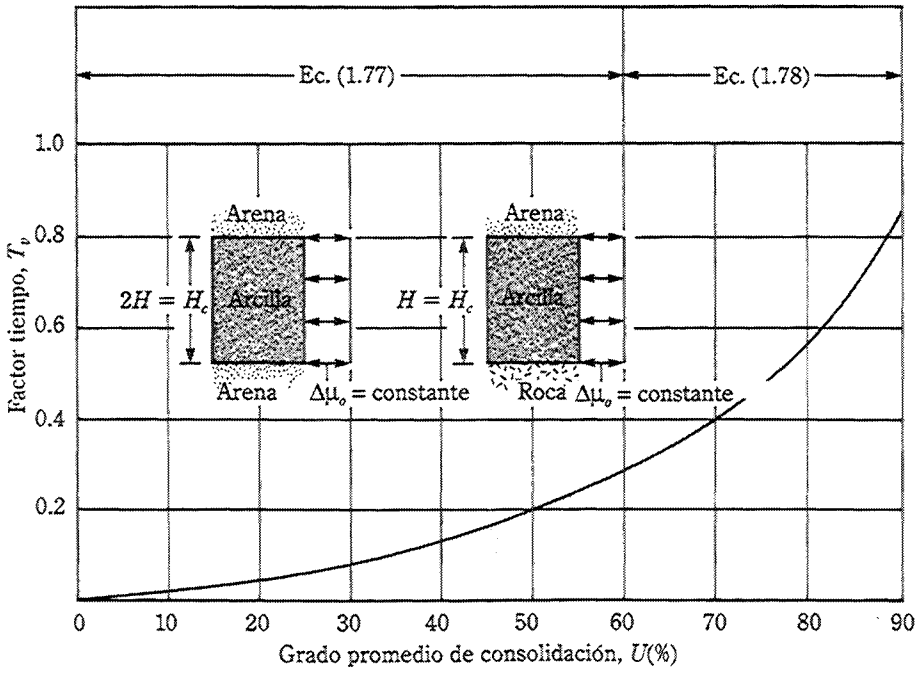
Ahora, combinando las ecuaciones (1.71) y (1.75), se obtiene

$$U = \frac{S_t}{S_{máx}} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \left(\frac{2}{M^2}\right) e^{-M^2 T_v} \tag{1.76}$$

La variación de U con T_v puede calcularse con la ecuación (1.76) y está graficada en la figura 1.26. Note que ambas son también válidas cuando el estrato impermeable se encuentra en el fondo del estrato de arcilla (figura 1.25b). En ese caso, la disipación del exceso de la presión de poro del agua puede tener lugar en una sola dirección. La longitud de la trayectoria máxima de drenaje es entonces igual a $H = H_c$.

La variación de T_v con U mostrada en la figura 1.26 puede también ser aproximada por

$$T_v = \frac{\pi}{4}\left(\frac{U\%}{100}\right)^2 \qquad \text{(para } U = 0\text{–}60\%\text{)} \tag{1.77}$$



▼ **FIGURA 1.26** Gráfica de factor tiempo contra grado promedio de consolidación (Δu_o = constante)

y

$$T_v = 1.781 - 0.933 \log (100 - U\%) \quad (\text{para } U > 60\%) \tag{1.78}$$

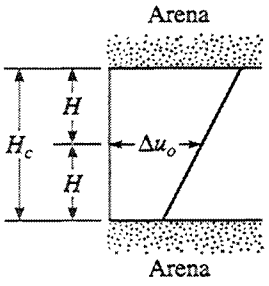
Sivaram y Swamee (1977) desarrollaron también una relación empírica entre T_v y U que es válida para U variando entre 0 y 100%. Esto es de la forma

$$T_v = \frac{\left(\frac{\pi}{4}\right)\left(\frac{U\%}{100}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{U\%}{100}\right)^{5.6}\right]^{0.357}} \tag{1.79}$$

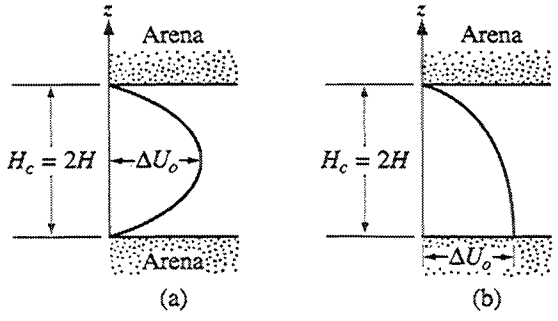
En algunos casos, el exceso inicial de la presión de poro del agua puede no ser constante con la profundidad como muestra la figura 1.25. A continuación se dan algunos casos y las soluciones para el grado promedio de consolidación.

Variación trapezoidal La figura 1.27 muestra una variación trapezoidal del exceso inicial de la presión de poro del agua para un *drenaje en dos direcciones*. Para este caso, la variación de T_v con U será igual a la mostrada en la figura 1.26.

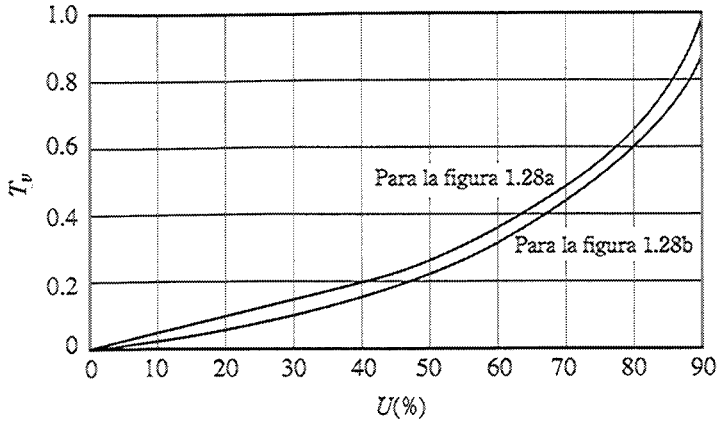
Variación senoidal Esta variación se muestra en las figuras 1.28a y 1.28b. Para la variación del exceso inicial de la presión de poro del agua mostrada en la figura 1.28a,



▼ **FIGURA 1.27** Distribución del exceso inicial trapezoidal de la presión de poro del agua



▼ **FIGURA 1.28** Distribución senoidal del exceso inicial de la presión de poro del agua



▼ **FIGURA 1.29** Variación de U con T_v. Distribución del exceso inicial con variación senoidal de la presión de poro del agua

$$\Delta u = \Delta u_o \operatorname{sen} \frac{\pi z}{2H} \tag{1.80}$$

Similarmente, para el caso mostrado en la figura 1.28b,

$$\Delta u = \Delta u_o \cos \frac{\pi z}{4H} \tag{1.81}$$

Las variaciones de T_v con U para esos dos casos se muestran en la figura 1.29.

Variación triangular Las figuras 1.30 y 1.31 muestran varios tipos de cambio de la presión de poro del agua inicial y la variación de T_v con el grado promedio de consolidación.

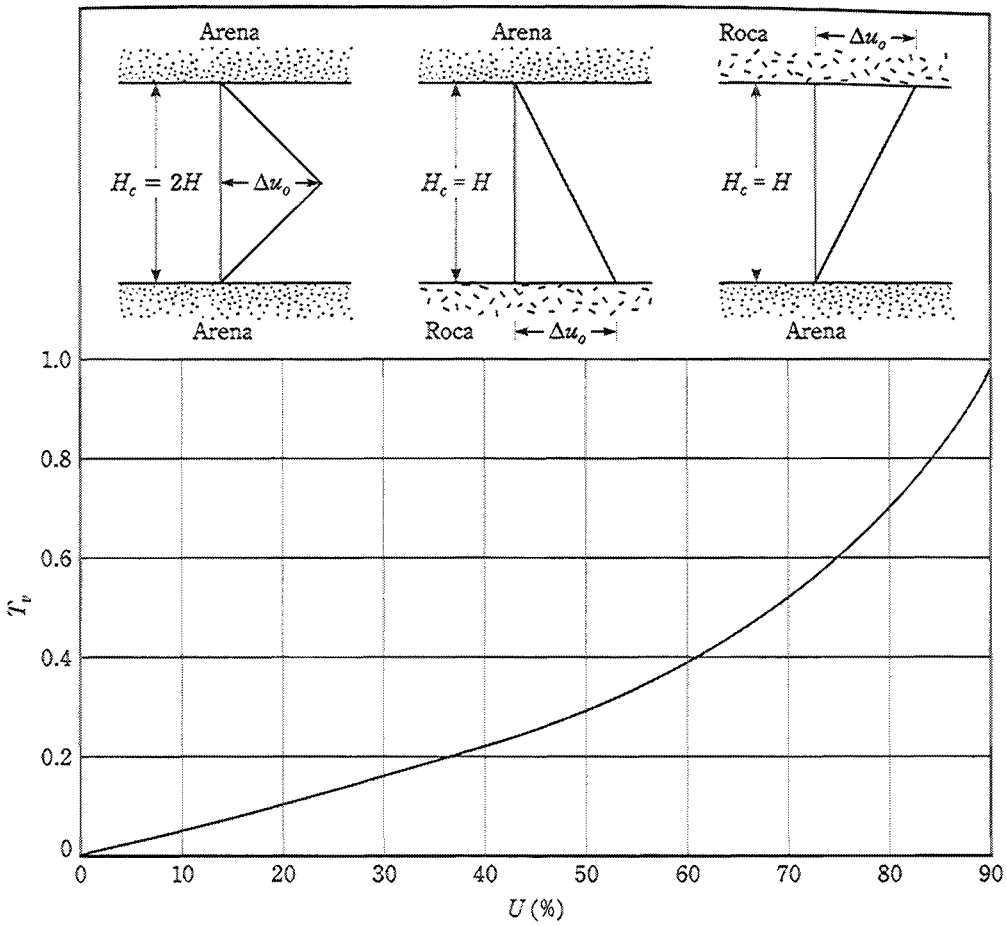
▼ EJEMPLO 1.9

Una prueba de consolidación en laboratorio de arcilla normalmente consolidada mostró lo siguiente:

Carga, p (kN/m²)	Relación de vacíos al final de la consolidación, e
140	0.92
212	0.86

La muestra probada tenía 25.4 mm de espesor y estaba drenada en ambos lados. El tiempo requerido para que el especimen alcanzara 50% de consolidación fue de 4.5 minutos.

Si una capa similar de arcilla en el campo, de 2.8 m de espesor y drenada por ambos lados, se somete a un incremento similar de presión promedio (es decir, $p_o = 140$ kN/m² y $p_o + \Delta p = 212$ kN/m²), determine:



▼ **FIGURA 1.30** Variación de U con T_v. Distribución del exceso inicial con variación triangular de la presión de poro del agua

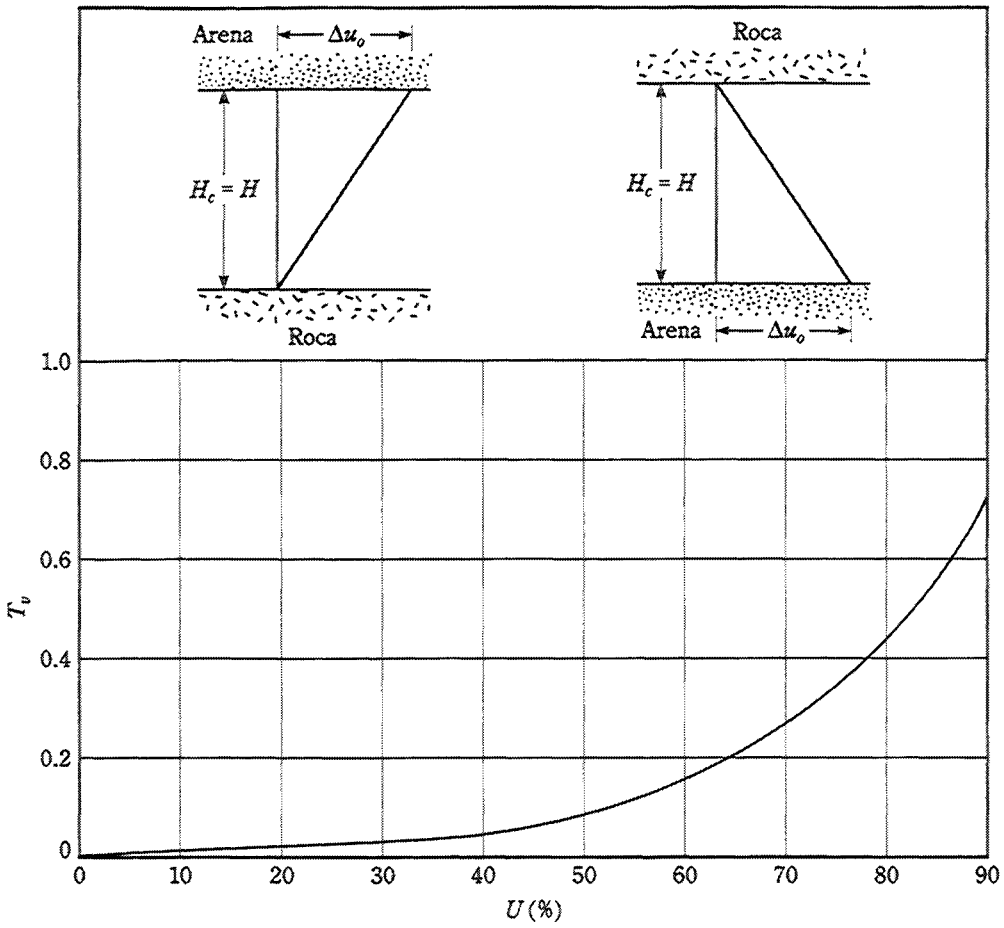
a. El asentamiento máximo por consolidación esperado en el campo
b. El tiempo requerido para que el asentamiento total sea de 40 mm (suponga un incremento uniforme del exceso de presión de poro del agua inicial respecto a la profundidad)

Solución:

Parte a

Para una arcilla normalmente consolidada [ecuación (1.56)],

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log\left(\frac{p_2}{p_1}\right)} = \frac{0.92 - 0.86}{\log\left(\frac{212}{140}\right)} = 0.333$$



▼ **FIGURA 1.31** Distribución triangular del exceso inicial de la presión de poro del agua. Variación de U con T_v

De la ecuación (1.64),

$$S = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} = \frac{(0.333)(2.8)}{1 + 0.92} \log \frac{212}{140} = 0.0875 \text{ m} = \mathbf{87.5 \text{ mm}}$$

Parte b

De la ecuación (1.73), el grado promedio de consolidación es

$$U = \frac{S_t}{S_{máx}} = \frac{40}{87.5}(100) = 45.7\%$$

El coeficiente de consolidación, C_v, se determina en la prueba de laboratorio. De la ecuación (1.72),

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2}$$

Para 50% de consolidación (figura 1.26), $T_v = 0.197$, $t = 4.5$ min y $H = H_c/2 = 12.7$ mm, por lo que

$$C_v = T_{50}\frac{H^2}{t} = \frac{(0.197)(12.7)^2}{4.5} = 7.061 \text{ mm}^2/\text{min}$$

De nuevo, para la consolidación en campo, $U = 45.7\%$. De la ecuación (1.77),

$$T_v = \frac{\pi}{4}\left(\frac{U\%}{100}\right)^2 = \frac{\pi}{4}\left(\frac{45.7}{100}\right)^2 = 0.164$$

Pero

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2}$$

o

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v} = \frac{0.164\left(\frac{2.8 \times 1000}{2}\right)^2}{7.061} = 45{,}523 \text{ min} = \textbf{31.6 días}$$

▲

1.16 RESISTENCIA AL CORTE

La resistencia al corte, s, de un suelo, en términos del esfuerzo efectivo, es

$$s = c + \sigma' \tan \phi \tag{1.82}$$

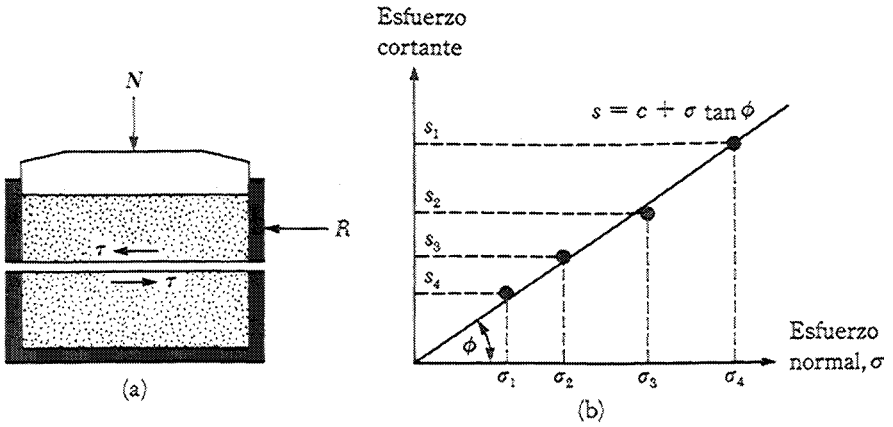
donde σ' = esfuerzo normal efectivo en el plano de corte
c = cohesión, o cohesión aparente
ϕ = ángulo de fricción

La ecuación (1.82) se conoce como al *criterio de falla de Mohr-Coulomb.* El valor de c para arenas y arcillas normalmente consolidadas es igual a cero. Para arcillas sobreconsolidadas, $c > 0$.

Para la mayoría de los trabajos de rutina, los parámetros de la resistencia al corte de un suelo (es decir, c y ϕ) son determinados por medio de dos pruebas estándar de laboratorio. Ellas son: (a) la *prueba de corte directo* y (b) la *prueba triaxial.*

Prueba de corte directo

La arena seca puede ser probada adecuadamente mediante pruebas de corte directo. La arena se coloca en una caja de corte dividida en dos (figura 1.32a). Primero se aplica una fuerza normal a la muestra. Luego se aplica una fuerza de corte a la mitad superior de la caja para generar la falla en la arena. Los esfuerzos normal y cortante en la falla son



▼ **FIGURA 1.32** Prueba de corte directo en arena: (a) diagrama esquemático del equipo de prueba; (b) gráfica de los resultados de la prueba para obtener el ángulo de fricción, ϕ

$$\sigma' = \frac{N}{A}$$

$$s = \frac{R}{A}$$

donde A = área del plano de falla en el suelo, es decir, el área de la sección transversal de la caja de corte

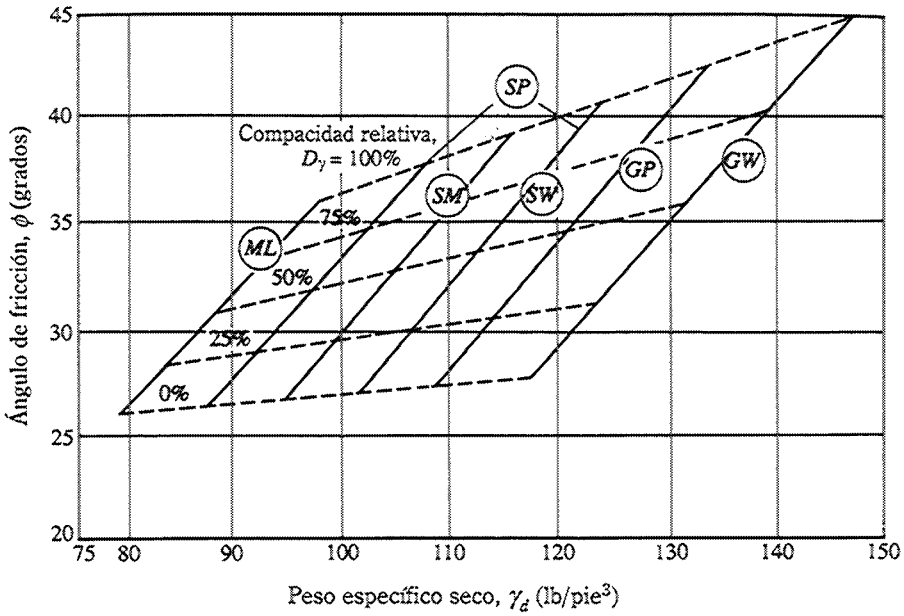
Varias pruebas de este tipo se efectuaron variando la carga normal. El ángulo de fricción de la arena puede determinarse trazando una gráfica de s contra σ' (= σ para arena seca), como se muestra en la figura 1.32b, o

$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{s}{\sigma'}\right) \tag{1.83}$$

Para las arenas, el ángulo de fricción generalmente varía entre 26° y 45°, aumentando con la compacidad relativa de compactación. El rango aproximado de la compacidad relativa de compactación y el correspondiente del ángulo de fricción para varios suelos de grano grueso se muestran en la figura 1.33.

Pruebas triaxiales

Las pruebas de compresión triaxial pueden efectuarse en arenas y arcillas. La figura 1.34a muestra un diagrama esquemático del arreglo de una prueba triaxial. Ésta consiste esencialmente en colocar una muestra de suelo dentro de una membrana de hule en una cámara de lucita transparente. Se aplica una presión de confinamiento (σ_3)



▼ **FIGURA 1.33** Rango de la compacidad relativa y correspondiente rango del ángulo de fricción para un suelo de grano grueso (según el Departamento de Marina de Estados Unidos, 1971)

alrededor de la muestra por medio del fluido en la cámara (generalmente agua o glicerina). Un esfuerzo adicional ($\Delta\sigma$) puede también aplicarse a la muestra en la dirección axial para provocar la falla ($\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$). El drenaje del espécimen puede ser permitido o detenido, dependiendo de las condiciones de la prueba. Para arcillas, tres tipos principales de pruebas se efectúan con equipo triaxial:

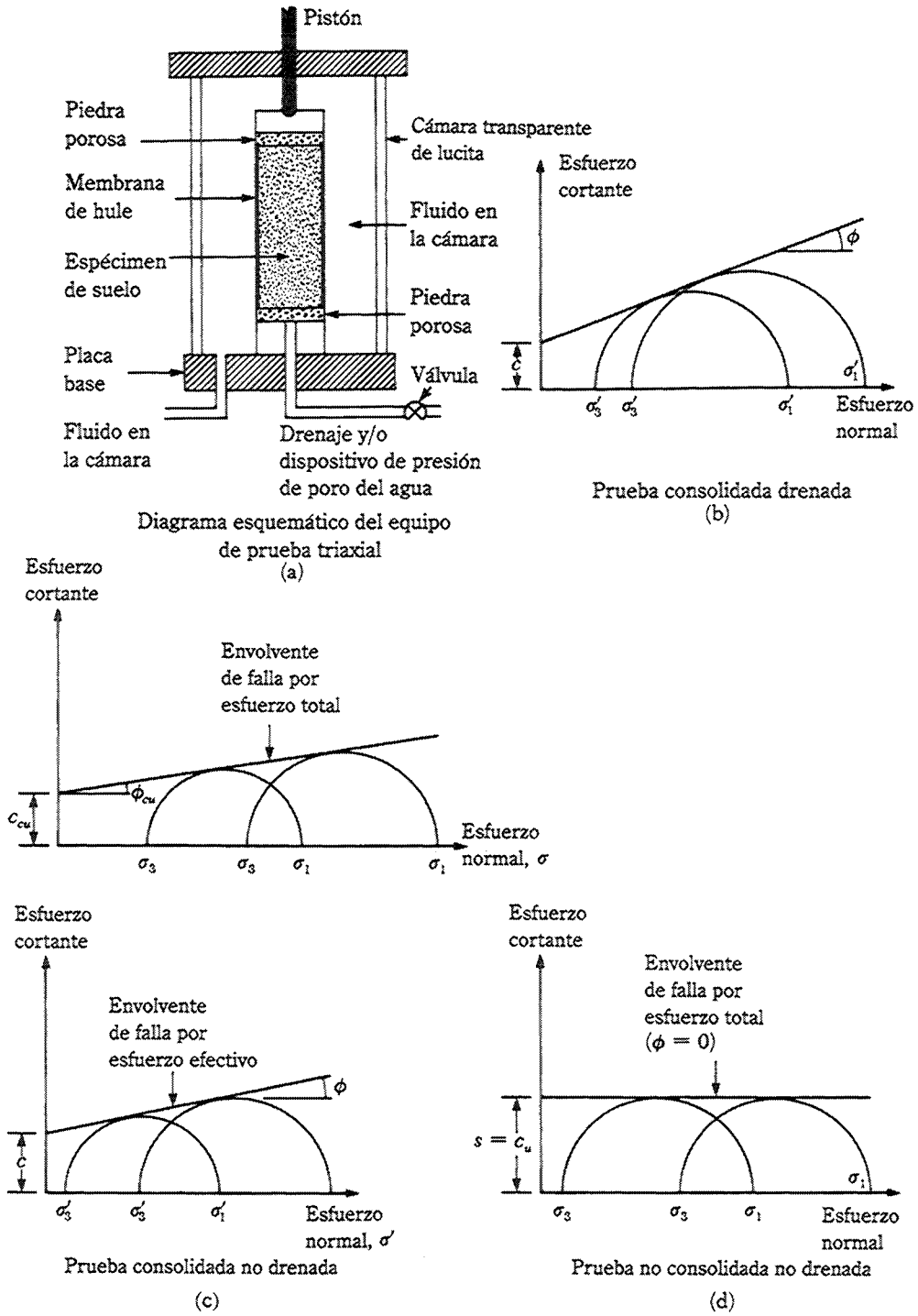
1. Prueba consolidada drenada (prueba CD)
2. Prueba consolidada no drenada (prueba CU)
3. Prueba no consolidada no drenada (prueba UU)

La tabla 1.15 resume esas tres pruebas. Para *pruebas consolidadas drenadas*, en la falla,

Esfuerzo efectivo principal mayor = $\sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1 = \sigma_1'$
Esfuerzo efectivo principal menor = $\sigma_3 = \sigma_3'$

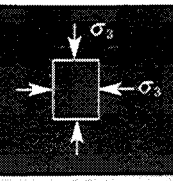
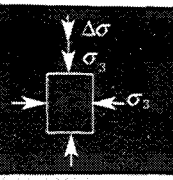
Cambiando σ_3 se pueden efectuar más pruebas de este tipo en varias muestras de arcilla. Los parámetros de resistencia cortante (c y ϕ) se determinan dibujando el círculo de Mohr en la falla, como muestra la figura 1.34b y trazando una tangente a los círculos de Mohr. Esta es la *envolvente de falla de Mohr-Coulomb*. (*Nota*: Para arcillas normalmente consolidadas, $c \approx 0$.) En la falla

$$\sigma_1' = \sigma_3' \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \tag{1.84}$$



▼ **FIGURA 1.34** Prueba triaxial

▼ **TABLA 1.15** Resumen de pruebas triaxiales en arcillas saturadas

Tipo de prueba	Paso 1 	Paso 2 
Consolidada drenada	Aplique la presión de cámara, σ_3. Permita un drenaje total, de manera que la presión de poro del agua ($u = u_a$) desarrollada sea cero.	Aplique el esfuerzo desviador, $\Delta\sigma$, lentamente. Permita el drenaje, de manera que la presión de poro del agua ($u = u_d$) desarrollada al aplicar $\Delta\sigma$ sea cero. En la falla, $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$; presión de poro del agua $u_f = u_a + u_d = 0$.
Consolidada no drenada	Aplique la presión de cámara, σ_3. Permita un drenaje total, de manera que la presión de poro del agua ($u = u_a$) desarrollada sea cero.	Aplique el esfuerzo desviador $\Delta\sigma$. No permita el drenaje ($u = u_d \neq 0$). En la falla, $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$; presión de poro del del agua $u = u_f = u_a + u_d = 0 + u_{d(f)}$.
No consolidada no drenada	Aplique la presión de cámara, σ_3. No permita el drenaje, de manera que la presión de poro del agua ($u = u_a$) desarrollada al aplicar σ_3 no sea cero	Aplique el esfuerzo desviador, $\Delta\sigma$. No permita el drenaje ($u = u_d \neq 0$). En la falla $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$; presión de poro del agua $u = u_f = u_a + u_{d(f)}$.

En pruebas *consolidadas no drenadas*, en la falla,

Esfuerzo total principal mayor $= \sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1$

Esfuerzo total principal menor $= \sigma_3$

Esfuerzo efectivo principal mayor $= (\sigma_3 + \Delta\sigma_f) - u_f = \sigma_1'$

Esfuerzo efectivo principal menor $= \sigma_3 - u_f = \sigma_3'$

Cambiando σ_3 se pueden efectuar múltiples pruebas de este tipo en varias muestras de suelo. Luego se dibujan los círculos de Mohr para los esfuerzos totales en la falla, como muestra en la figura 1.34c, y se traza una tangente para definir la *envolvente de falla*. Esta se define por la ecuación

$$s = c_{cu} + \sigma \tan \phi_{cu} \tag{1.85}$$

donde c_{cu} y ϕ_{cu} son la *cohesión consolidada no drenada* y el *ángulo de fricción*, respectivamente. (*Nota*: $c_{cu} \approx 0$ para arcillas normalmente consolidadas.)

Similarmente, se grafican los círculos de Mohr de los esfuerzos efectivos en la falla para determinar las envolventes de falla (figura 1.34c). Ellas obedecen la relación expresada en la ecuación (1.82).

Para pruebas triaxiales *no consolidadas no drenadas*,

Esfuerzo total principal mayor $= \sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1$

Esfuerzo total principal menor $= \sigma_3$

Ahora se dibuja el círculo de Mohr para esfuerzo total en la falla, como muestra la figura 1.34d. Para arcillas saturadas, el valor de $\sigma_1 - \sigma_3 = \Delta\sigma_f$ es una constante, independientemente de la presión de confinamiento en la cámara σ_3 (también mostrado en

la figura 1.34d). La tangente a esos círculos de Mohr será una línea horizontal, llamada condición $\phi = 0$. El esfuerzo de corte para esta condición es

$$s = c_u = \frac{\Delta\sigma_f}{2} \tag{1.86}$$

donde c_u = cohesión no drenada (o resistencia al corte no drenada)

La presión de poro desarrollada en la muestra de suelo durante la prueba triaxial no consolidada no drenada es

$$u = u_a + u_d \tag{1.87}$$

La presión de poro u_a es la contribución de la presión hidrostática de la cámara σ_3. Por consiguiente,

$$u_a = B\sigma_3 \tag{1.88}$$

donde B = parámetro de presión de poro de Skempton

Similarmente, el parámetro de poro u_d es el resultado del esfuerzo axial adicional, $\Delta\sigma$, por lo que

$$u_d = A\,\Delta\sigma \tag{1.89}$$

donde A = parámetro de presión de poro de Skempton

Sin embargo,

$$\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3 \tag{1.90}$$

Combinando las ecuaciones (1.87), (1.88), (1.89) y (1.90) se obtiene

$$u = u_a + u_d = B\sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3) \tag{1.91}$$

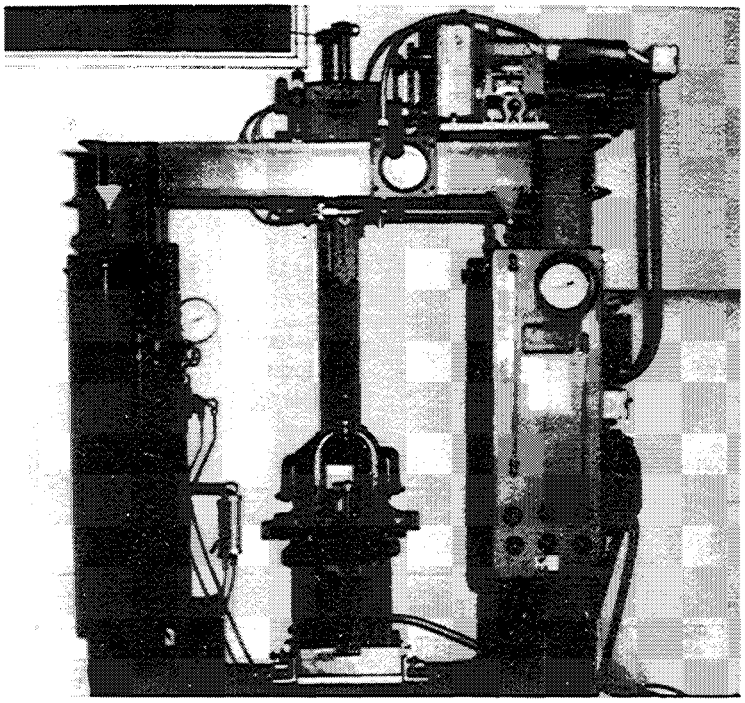
El parámetro B de presión de poro en suelos suaves saturados es 1, por lo que

$$u = \sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3) \tag{1.92}$$

El valor del parámetro A de presión de poro del agua en la falla variará con el tipo de suelo. A continuación se muestra el rango general de valores de A en la falla para varios tipos de suelos arcillosos.

Tipo de suelo	A en la falla
Arcillas arenosas	0.5 – 0.7
Arcillas normalmente consolidadas	0.5 – 1
Arcillas sobreconsolidadas	–0.5 – 0

La figura 1.35 es una fotografía del equipo triaxial de laboratorio.



▼ FIGURA 1.35 Equipo de prueba triaxial

1.17 PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE

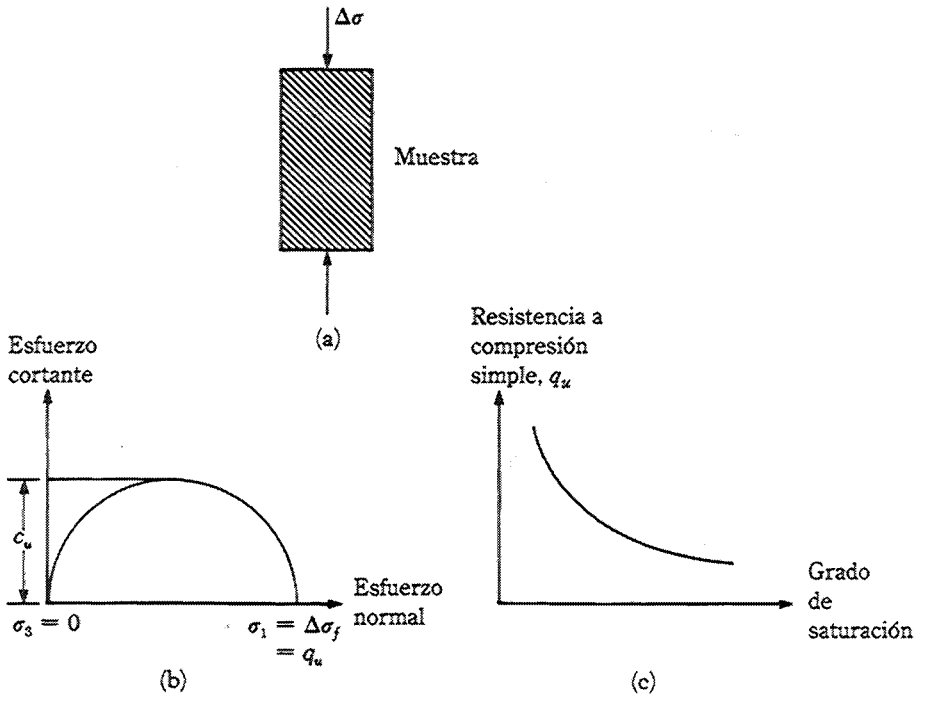
La *prueba de compresión simple* (figura 1.36a) es un tipo especial de prueba triaxial no consolidada y no drenada en la que la presión de confinamiento $\sigma_3 = 0$, como se muestra en la figura 1.36b. En esta prueba se aplica un esfuerzo axial $\Delta\sigma$ al espécimen para generar la falla (es decir, $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$). El correspondiente círculo de Mohr se muestra en la figura 1.36b. Note que para este caso

Esfuerzo total principal mayor $= \Delta\sigma_f = q_u$
Esfuerzo total principal menor $= 0$

Al esfuerzo axial en la falla, $\Delta\sigma_f = q_u$ se le denomina *resistencia a compresión simple*. La resistencia al corte de arcillas saturadas bajo esta condición ($\phi = 0$), de la ecuación (1.82), es

$$s = c_u = \frac{q_u}{2} \tag{1.93}$$

La resistencia a compresión simple se usa como indicador de la consistencia de las arcillas.



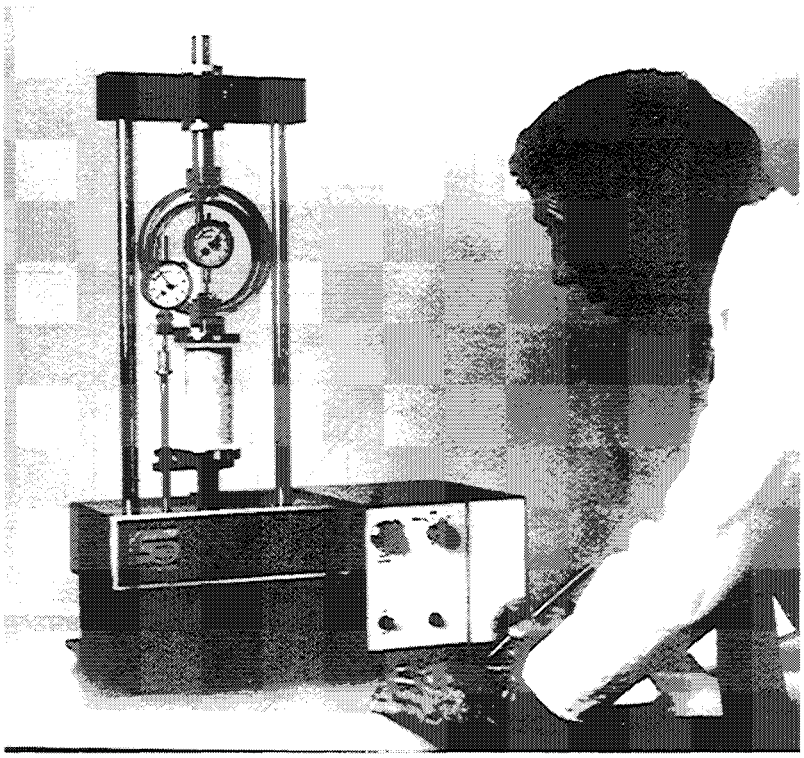
▼ **FIGURA 1.36** Prueba de compresión simple: (a) muestra de suelo; (b) círculo de Mohr para la prueba; (c) variación de q_u con el grado de saturación

Los experimentos de compresión simple a veces se efectúan en suelos no saturados. Manteniendo constante la relación de vacíos de un espécimen de suelo, la resistencia a compresión simple disminuye rápidamente con el grado de saturación (figura 1.36c). La figura 1.37 muestra una prueba de compresión simple en proceso.

1.18 COMENTARIOS SOBRE LOS PARÁMETROS DE LA RESISTENCIA AL CORTE

Ángulo de fricción drenado de suelos granulares

En general, el ensayo de corte directo proporciona un mayor ángulo de fricción que el obtenido con ensaye triaxial. Cabe señalar que la envolvente de falla para un suelo dado es en realidad una línea curva. El criterio de falla de Mohr-Coulomb definido por la ecuación (1.82) es una aproximación. Debido al carácter curvo de la envolvente de falla, un suelo probado con esfuerzo normal alto dará un menor valor de ϕ. Un ejemplo lo muestra la figura 1.38, que es una gráfica de ϕ *versus* la relación de vacíos, e, para arena del río Chattahoochee, cerca de Atlanta, Georgia (Vesic, 1963). Esos ángulos de fricción se obtuvieron de pruebas triaxiales. Note que para una valor dado de e, la mag-



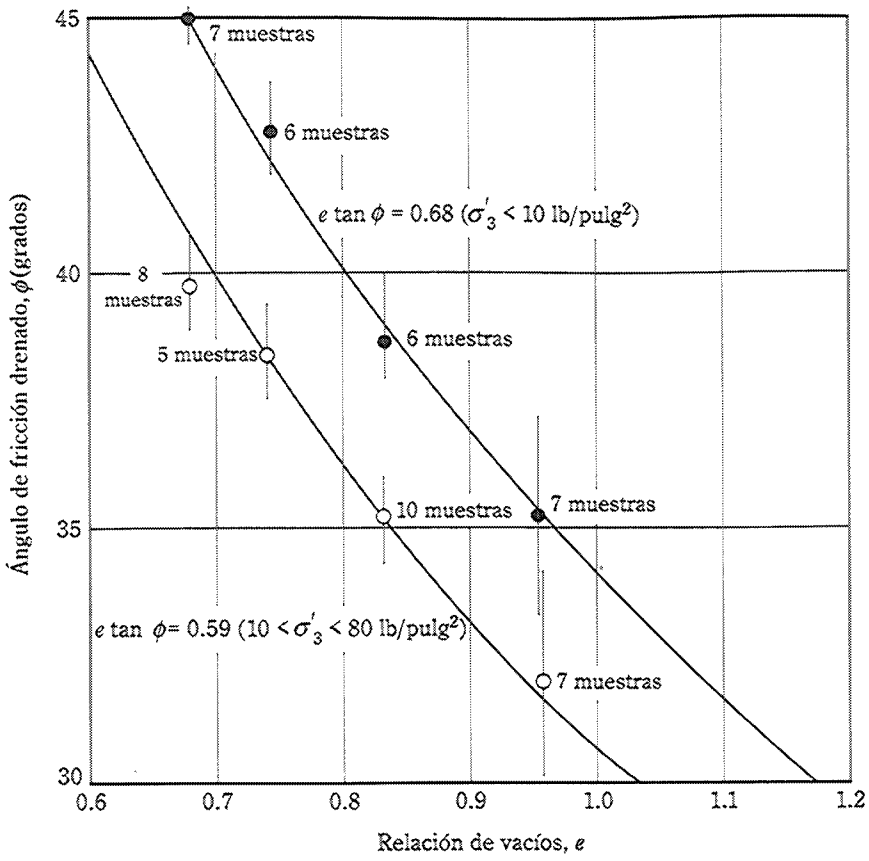
▼ FIGURA 1.37 Prueba de compresión simple en progreso (cortesía de Soiltest, Inc., Lake Bluff, Illinois)

nitud de ϕ es entre 4 y 5 grados más pequeño cuando la presión de confinamiento σ_3' es mayor que 10 lb/pulg^2 (69 kN/m^2) respecto a la que se tiene cuando $\sigma_3' < 10$ lb/pulg^2.

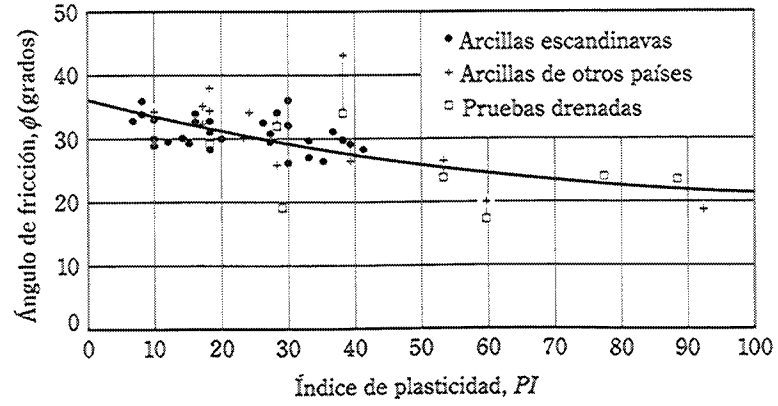
Ángulo de fricción drenado de suelos cohesivos

La figura 1.39 muestra el ángulo de fricción drenado ϕ para varias arcillas normalmente consolidadas obtenido mediante pruebas triaxiales (Bjerrum y Simons, 1960). Se nota que, en general, el ángulo de fricción ϕ decrece al aumentar el índice de plasticidad. El valor de ϕ disminuye por lo general de 37° a 38° con un índice de plasticidad de aproximadamente 10, a cerca de 25° o menos con un índice de plasticidad de aproximadamente 100. Resultados similares también fueron proporcionados por Kenney (1959). El ángulo de fricción (ϕ_{cu}) consolidado no drenado de arcillas saturadas normalmente consolidadas varía generalmente entre 5° y 20°.

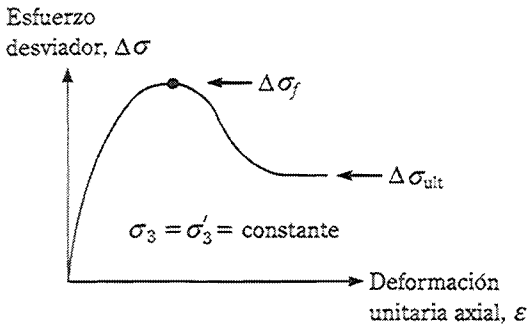
La prueba triaxial consolidada drenada se describe en la sección 1.16. La figura 1.40 muestra el diagrama esquemático de la gráfica de $\Delta\sigma$ *versus* la deformación unitaria axial de una prueba triaxial drenada para arcilla. En la falla, para esta prueba, $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$. Sin embargo, bajo una deformación unitaria axial grande (por ejemplo, bajo una condición de resistencia última),



▼ **FIGURA 1.38** Variación del ángulo de fricción ϕ con la relación de vacíos para arena del río Chattachoochee (según Vesic, 1963)



▼ **FIGURA 1.39** Variación del ángulo de fricción ϕ con el índice de plasticidad para varias arcillas (según Bjerrum y Simons, 1960)



▼ **FIGURA 1.40** Gráfica del esfuerzo desviador *versus* deformación unitaria axial; prueba triaxial drenada

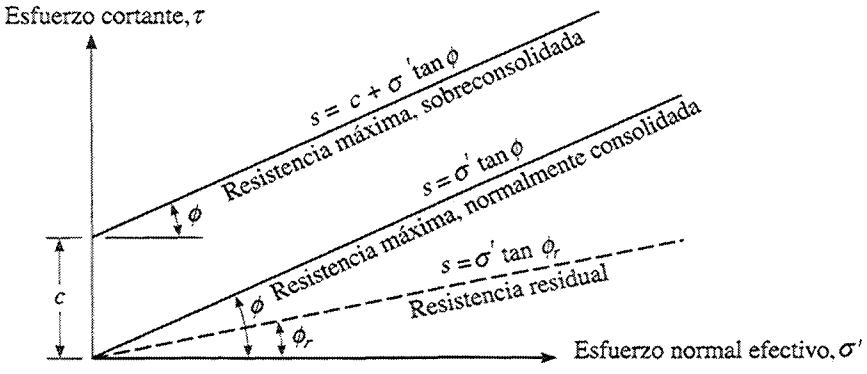
Esfuerzo principal mayor: $\sigma'_{1(\text{últ})} = \sigma_3 + \Delta\sigma_{\text{últ}}$
Esfuerzo principal menor: $\sigma'_{3(\text{últ})} = \sigma_3$

En la falla (es decir, bajo máxima resistencia), la relación entre σ'_1 y σ'_3 fue dada por la ecuación (1.84). Sin embargo, para la resistencia última, puede demostrarse que

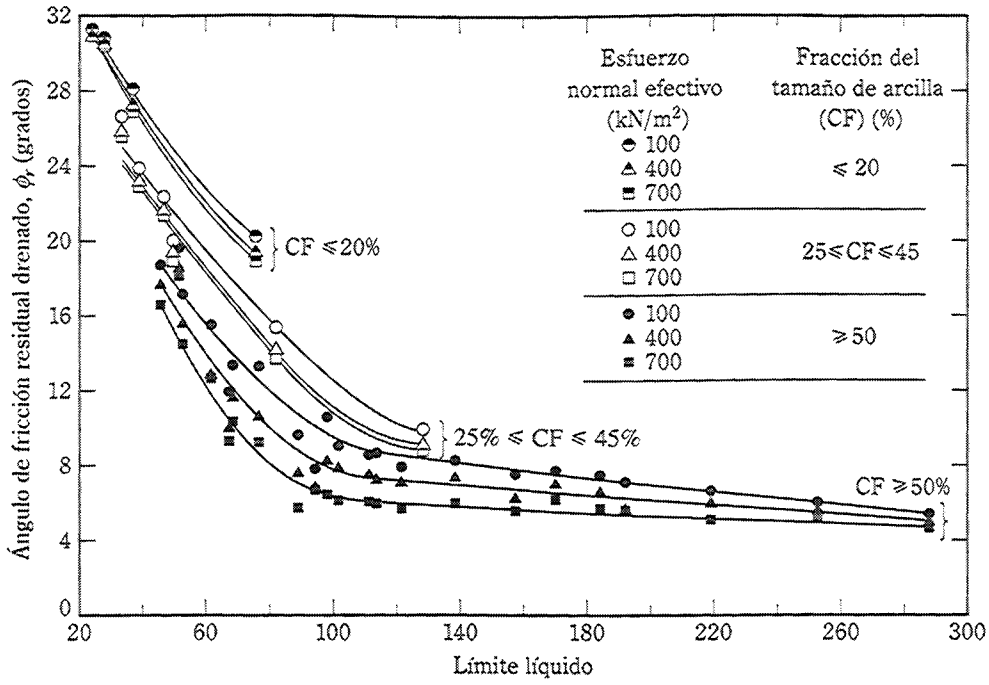
$$\sigma'_{1(\text{ult})} = \sigma'_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi_r}{2}\right) \tag{1.94}$$

donde ϕ_r = ángulo de fricción drenado residual

La figura 1.41 muestra la naturaleza general de las envolventes de falla bajo máxima resistencia y resistencia última (o *resistencia residual*). La resistencia cortante residual de arcillas es importante en la evaluación de la estabilidad a largo plazo de pendientes nuevas y existentes, y para el diseño de medidas correctivas. Los ángulos de fricción (ϕ_r) drenados residuales de arcillas pueden ser considerablemente menores



▼ **FIGURA 1.41** Envolventes de la resistencia máxima y residual para arcillas



▼ FIGURA 1.42 Variación de ϕ_r con el límite líquido para algunas arcillas (según Stark, 1995)

que los ángulos de fricción drenados máximos. La figura 1.42 muestra la variación de ϕ_r con el límite líquido para algunas arcillas (Stark, 1995). Es importante notar que

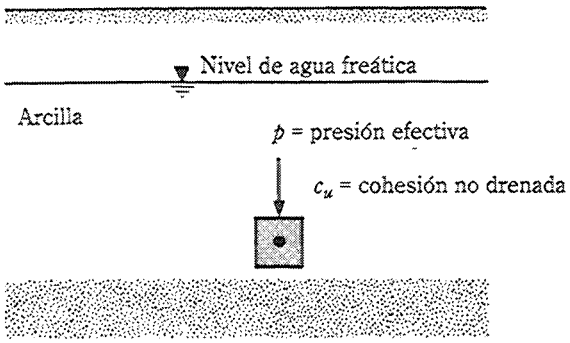
1. Para una arcilla dada, ϕ_r disminuye con el aumento del límite líquido.
2. Para un límite líquido dado y fracciones de tamaño arcilloso presentes en el suelo, la magnitud de ϕ_r decrece con el aumento del esfuerzo normal efectivo, debido a la naturaleza curvilínea de la envolvente de falla.

Resistencia al corte no drenada c_u La c_u es un parámetro importante en el diseño de cimentaciones. Para depósitos de arcillas normalmente consolidadas (figura 1.43), la magnitud de c_u crece casi linealmente con el aumento de la presión efectiva de sobrecarga.

Existen varias relaciones empíricas entre c_u y la presión efectiva de sobrecarga p en el campo. Algunas están resumidas en la tabla 1.16.

1.19 SENSITIVIDAD

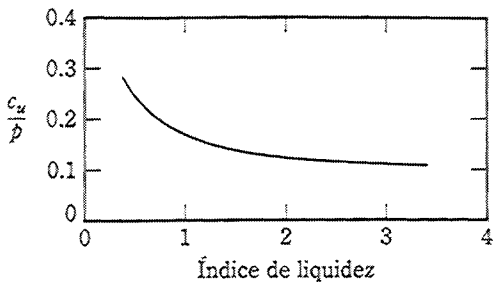
Para muchos suelos arcillosos depositados en forma natural, la resistencia a compresión simple es mucho menor cuando los suelos son probados después de ser remoldeados sin ningún cambio en el contenido de humedad. Esta propiedad se llama



▼ **FIGURA 1.43** Depósito de arcilla

▼ **TABLA 1.16** Ecuaciones empíricas relativas a c_u y para la presión efectiva de sobrecarga

Referencia	Relación	Observaciones
Skempton (1957)	$\frac{c_{u(VST)}}{p} = 0.11 + 0.0037PI$ PI = índice de plasticidad (%) $c_{u(VST)}$ = resistencia cortante no drenada de la prueba de corte de la veleta (Véase en el capítulo 3 los detalles de la prueba de corte de la veleta)	Para arcillas normalmente consolidadas
Chandler (1988)	$\frac{c_{u(VST)}}{p_c} = 0.11 + 0.0037PI$ p_c = presión de preconsolidación	Puede usarse para suelos sobreconsolidados Exactitud ±25% No válida para arcillas sensitivas y fisuradas
Jamiolkowski *et al.* (1985)	$\frac{c_u}{p_c} = 0.23 \pm 0.04$	Para arcillas ligeramente sobreconsolidadas
Mesri (1989)	$\frac{c_u}{p} = 0.22$	
Bjerrum y Simons (1960)	$\frac{c_u}{p} = f(LI)$ LI = índice de liquidez [Véase la ec.(1.53b) para la definición]	Vea la figura 1.44 para arcillas normalmente consolidadas
Ladd *et al.* (1977)	$\frac{\left(\frac{c_u}{p}\right)_{\text{sobreconsolidada}}}{\left(\frac{c_u}{p}\right)_{\text{normalmente consolidada}}} = (OCR)^{0.8}$ OCR = tasa de sobreconsolidación = $\frac{p_c}{p}$	



▼ FIGURA 1.44 Variación de c_u/p con el índice de liquidez [basado en Bjerrum y Simons (1960)]

sensitividad. El grado de sensitividad es la proporción de la resistencia a compresión simple en estado inalterado entre la del estado remoldeado, o

$$S_t = \frac{q_{u(\text{remoldeado})}}{q_{u(\text{inalterado})}} \tag{1.95}$$

La tasa de sensibilidad de la mayoría de las arcillas varía entre 1 y 8; sin embargo, depósitos marinos altamente floculentos pueden llegar a tener valores entre 10 y 80. Algunas arcillas se convierten en líquidos viscosos al remoldearlas y se les llama "licuables". La pérdida de resistencia de los suelos arcillosos por remoldeo es causada principalmente por la destrucción de la estructura de particulas de la arcilla que se formó en el proceso original de sedimentación.

1.20 REFUERZO DEL SUELO: GENERALIDADES

El uso de tierra reforzada es reciente en el diseño y construcción de cimentaciones y de estructuras para la retención de suelos. La *tierra armada* es un material de construcción que comprende suelo reforzado por elementos a tensión como barras y/o tiras metálicas, tejidos no biodegradables (geotextiles), geomallas y otros elementos 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 el ingeniero francés, H. Vidal (1966). El Laboratorio Francés de Investigación de Caminos efectúa amplias investigaciones sobre la aplicación y efectos benéficos del uso de tierra reforzada como material de construcción, siendo documentada en detalle por Darbin (1970), Schlosser y Long (1974) y Schlosser y Vidal (1969). Las pruebas realizadas implicaron el uso de tiras metálicas con material de refuerzo.

pag. 68

Los muros de retención con tierra reforzada construyen alrededor del mundo desde que Vidal comenzó su trabajo. El primer muro de retención con tierra reforzada con tiras metálicas en Estados Unidos fue construido en 1972 en el sur de California.

Los efectos benéficos del refuerzo del suelo se derivan de: (a) la mayor resistencia a tensión del suelo y (b) de la resistencia al corte desarrollada por la fricción en los con

tactos del refuerzo, comparable con el de las estructuras de concreto. Actualmente, la mayoría del diseño de tierra reforzada se hace *únicamente con suelo granular con drenaje libre*, evitando así el efecto de la presión de poro del agua desarrollada en suelos cohesivos que reduce la resistencia al corte del suelo.

1.21 CONSIDERACIONES PARA EL REFUERZO DEL SUELO

Tiras metálicas

En la mayoría de los casos se usan tiras de acero galvanizado como refuerzo en el suelo, sin embargo, dicho material es susceptible a la corrosión. La rapidez del desgaste varía por los factores ambientales. Binquet y Lee (1975) aseguraron que la rapidez promedio de la corrosión de tiras de acero galvanizado varía entre 0.025 y 0.050 mm/año. Por lo tanto, en el diseño del refuerzo debe tomarse en cuenta esta cifra. Se tiene entonces

$$t_c = t_{\text{diseño}} + r \text{ (tiempo de vida de la estructura)}$$

donde t_c = espesor real de las tiras de refuerzo usadas en la construcción

$t_{\text{diseño}}$ = espesor de las tiras determinado por los cálculos de diseño

r = rapidez de la corrosión

Es necesario efectuar más investigación sobre materiales resistentes a la corrosión, como fibras de vidrio, antes de ser usados como tiras de refuerzo.

Tejidos no biodegradables

A los tejidos no biodegradables se les llama *geotextiles*. Desde 1970 su uso en la construcción se incrementó considerablemente alrededor del mundo. Los tejidos se fabrican generalmente a base de derivados del petróleo, tales como poliéster, polietileno y polipropileno, pero pueden elaborarse también a base de fibras de vidrio. Los geotextiles no se preparan con tejidos naturales porque se degradan muy rápidamente. Pueden ser trenzados, tejidos, o sin trenzar.

Los *trenzados* se fabrican a base de dos conjuntos de filamentos o grupos paralelos de estambre entrelazados sistemáticamente que forman una estructura plana. Los *geotextiles tejidos* se forman entrelazando una serie de lazos de uno o más filamentos o grupos de estambre para formar una estructura plana. Los *geotextiles* no trenzados se forman con filamentos o fibras cortas dispuestas según un patrón orientado o al azar en una estructura plana. Esos filamentos o fibras cortas son, al principio, dispuestos en una red o malla suelta. Luego son unidos entre sí por uno o varios de los siguientes procesos:

1. *Unión química*; por medio de pegamento, hule, látex, derivados de celulosa, y otros más
2. *Unión térmica*; por medio de calor para la fusión parcial de los filamentos.
3. *Unión mecánica*; mediante costura de aguja

Los *geotextiles no trenzados cosidos con aguja* son de gran espesor y tienen una alta permeabilidad en su plano.

Los geotextiles tienen cuatro usos principales en la ingeniería de cimentaciones.

1. *Drenaje*: los tejidos pueden canalizar rápidamente el agua del suelo hacia varias salidas, proporcionando una mayor resistencia al corte del suelo y por consiguiente una mayor estabilidad.
2. *Filtración*: cuando se colocan entre dos capas de suelo, una de grano grueso y otra de fino, el tejido permite la libre filtración del agua de una capa hacia la otra. Sin embargo, protege al suelo de grano fino de ser arrastrado hacia el suelo de grano grueso.
3. *Separación*: los geotextiles ayudan a mantener separadas las diversas capas de suelo después de la construcción y durante el periodo de servicio planeado para la estructura. Por ejemplo, en la construcción de carreteras, una capa sobrante arcillosa puede mantenerse separada de una capa base granular.
4. *Refuerzo*: la resistencia a la tensión de los geotejidos incrementa la capacidad de apoyo del suelo.

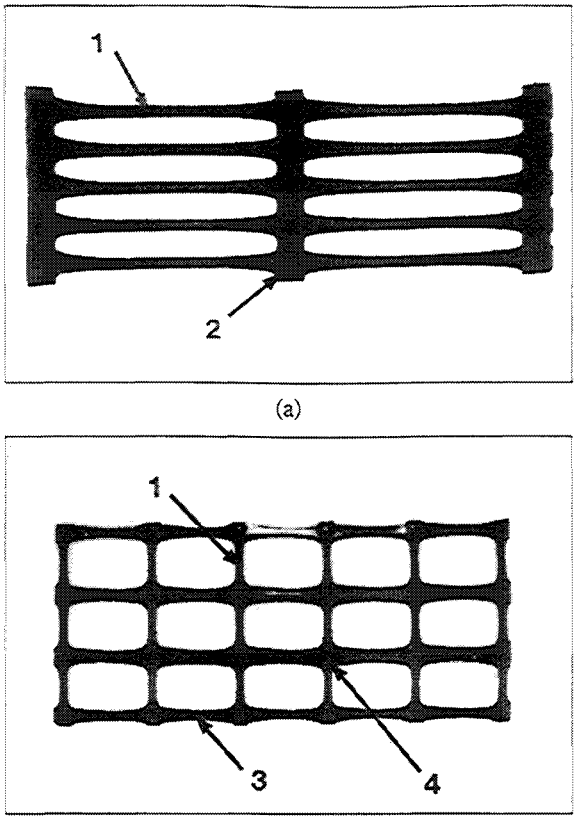
Geomallas

Las *geomallas* son materiales poliméricos de alto módulo, tales como el polipropileno y el polietileno, y son preparadas por estirado. La empresa Netlon Ltd., del Reino Unido fue la primera productora de geomallas. En 1982, la empresa Tensar, llamada actualmente Tensar Earth Technologies, Inc., las introdujo en Estados Unidos.

La función principal de las geomallas es el *refuerzo* y son materiales relativamente rígidos en forma de red con grandes espacios llamados *aberturas*. Éstas son suficientemente grandes para permitir la trabazón con el suelo o roca que las rodea para efectuar las funciones de refuerzo y/o segregación.

Las geomallas son generalmente de dos tipos: (a) biaxiales y (b) uniaxiales. La figura 1.45a y 1.45b muestra los dos tipos, producidos por Tensar Earth Technologies, Inc. Las rejillas uniaxiales Tensar son fabricadas mediante el estirado de una lámina perforada de polietileno extruido de alta densidad en una dirección bajo ciertas condiciones cuidadosamente controladas. Este proceso alínea las largas cadenas moleculares del polímero en la dirección del estirado y resulta un producto con alta resistencia unidireccional a la tensión y alto módulo. Las rejillas biaxiales Tensar se fabrican estirando la lámina perforada de polipropileno en dos direcciones ortogonales. Así resulta un producto con alta resistencia a la tensión y módulo en dos direcciones perpendiculares. Las aberturas resultantes en la rejilla son cuadradas o bien rectangulares.

Las geomallas comerciales para refuerzo de suelos tienen espesores nominales de costillas de aproximadamente 0.02 a 0.06 pulg (0.5 a 1.5 mm) y uniones de aproximadamente 0.1 a 0.2 pulg. (2.5 a 5 mm). Las geomallas usadas para refuerzo de suelos tienen generalmente aberturas de forma rectangular o elíptica y varían entre 1 y 6 pulg (25 y 150 mm). Las geomallas son fabricadas de manera que las áreas abiertas sean mayores al 50% de la superficie total. Éstas desarrollan resistencias de refuerzo a bajos niveles de deformación unitaria, por ejemplo al 2% (Carroll, 1988). La tabla 1.17 proporcionan algunas propiedades de rejillas biaxiales disponibles en el mercado.



▼ **FIGURA 1.45** Geomallas: (a) uniaxial; (b) biaxial (*nota*: 1. costilla longitudinal; 2. barra transversal; 3. costilla transversal; 4. unión)

▼ **TABLA 1.17** Propiedades de las geomallas biaxiales

Propiedad	Geomalla BX1000	Geomalla BX1100	Geomalla BX1200
Tamaño de abertura			
Dirección del maquinado	½ pulg (nominal)	1 pulg (nominal)	1 pulg (nominal)
Dirección transversal al maquinado	1.3 pulg (nominal)	1.3 pulg (nominal)	1.3 pulg (nominal)
Área abierta	70% (mínimo)	74% (nominal)	77% (nominal)
Unión			
Espesor	0.09 pulg (nominal)	0.11 pulg (nominal)	0.16 pulg (nominal)
Módulo de tensión			
Dirección del maquinado	12,500 lb/pie (mínimo)	14,000 lb/pie (mínimo)	18,500 lb/pie (mínimo)
Dirección transversal al maquinado	12,500 lb/pie (mínimo)	20,000 lb/pie (mínimo)	30,000 lb/pie (mínimo)
Material			
Polipropileno	97% (mínimo)	99% (nominal)	99% (nominal)
Negro de humo de gas natural	2% (mínimo)	1% (nominal)	1% (nominal)

PROBLEMAS

1.1 Una muestra de suelo tiene un volumen de 0.05 m^3 y una masa de 87.5 kg. Dado: $w = 15\%$, $G_s = 2.68$. Determine

a. Relación de vacíos
b. Porosidad
c. Peso específico seco
d. Peso específico húmedo
e. Grado de saturación

1.2 El peso específico saturado de un suelo es de 20.1 kN/m^3 y su contenido de agua de 22%. Determine (a) el peso específico seco y (b) el peso específico G_s de los sólidos del suelo.

1.3 Para un suelo se da: relación de vacíos = 0.81, contenido de agua = 21% y $G_s = 2.68$. Calcule lo siguiente:

a. Porosidad
b. Grado de saturación
c. Peso específico húmedo en kN/m^3
d. Peso específico seco en kN/m^3

1.4 Para un suelo se da: peso específico húmedo = 122 lb/pie^3, contenido de agua = 14.7% y $G_s = 2.68$. Calcule lo siguiente:

a. Relación de vacíos
b. Porosidad
c. Grado de saturación
d. Peso específico seco

1.5 Para el suelo descrito en el problema 1.4:

a. ¿Cuál será el peso específico saturado en lb/pie^3?
b. ¿Cuánta agua, en lb/pie, debe agregarse al suelo para que éste sufra una saturación completa?
c. ¿Cuál será el peso específico húmedo en lb/pie^3 cuando el grado de saturación es de 80%?

1.6 Para un suelo granular se dan: $\gamma = 108$ lb/pie^3, $D_r = 82\%$, $w = 8\%$ y $G_s = 2.65$. Para este suelo, si $e_{min} = 0.44$, ¿qué valor tiene $e_{máx}$? ¿Cuál será el peso específico seco en el estado más suelto?

1.7 Los resultados de una prueba de laboratorio de seis suelos se dan en la tabla siguiente. Clasifique los suelos de acuerdo con el Sistema de Clasificación de Suelos de la AASHTO y dé los índices de grupo.

▼ **Análisis por cribas; por ciento que pasa**

	Suelo					
Criba no.	A	B	C	D	E	F
4	100	100	95	95	100	100
10	95	80	80	90	94	94
40	82	61	54	79	76	86
200	65	55	8	64	33	76
Límite líquido	42	38	NP*	35	38	52
Límite plástico	26	25	NP	26	25	28

* NP = no plástico

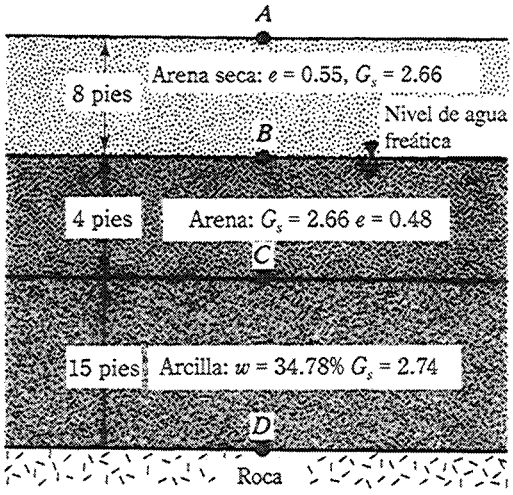
1.8 Clasifique los suelos dados en el problema 1.7 de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos y determine los símbolos de grupo y nombres de grupo.

1.9 Para un suelo arenoso se dan los siguientes datos: $e = 0.63$; permeabilidad hidráulica, $k = 0.22$ cm/s; peso específico de los sólidos del suelo, $G_s = 2.68$. Estime la permeabilidad hidráulica de la arena (cm/s) cuando el peso específico seco de compactación es de 117 lb/pie^3. Use la ecuación (1.29).

1.10 Una arena tiene permeabilidad hidráulica de 0.25 cm/s con relación de vacíos de 0.7. Estime la relación de vacíos para la cual su permeabilidad hidráulica sería de 0.115 cm/s. Use la ecuación (1.28).

1.11 La permeabilidad hidráulica *in situ* de una arcilla es 5.4×10^{-6} cm/s con relación de vacíos de 0.92. ¿Cuál será su permeabilidad hidráulica con una relación de vacíos de 0.72? Use la ecuación (1.31).

1.12 Refiérase al perfil del suelo mostrado en la figura P1.12. Determine el esfuerzo total, la presión de poro del agua y el esfuerzo efectivo en *A*, *B*, *C* y *D*.



▼ FIGURA P1.12

1.13 Refiérase al problema 1.12. Si el nivel de agua freática se eleva a 4 pies por debajo de la superficie del terreno, ¿cuál será el cambio en el esfuerzo efectivo en *D*?

1.14 Un suelo arenoso ($G_s = 2.65$), en sus estados más denso y suelto, tiene una relación de vacíos de 0.42 y 0.85, respectivamente. Calcule el rango del gradiente hidráulico crítico en este suelo al ocurrir una condición de arena licuable.

1.15 Un depósito de arcilla saturada en el campo tiene

Límite líquido = 52%

Límite plástico = 18%

Contenido de agua = 27%

Peso específico de los sólidos del suelo $G_s = 2.69$

Presión efectiva de sobrecarga *in situ* = 79 kN/m^2

Estime la presión de preconsolidación, p_c

a. Usando las ecuaciones (1.53a) y (1.53b)
b. Usando las ecuaciones (1.54) y (1.55)

1.16 Para una capa de arcilla consolidada normalmente se dan los siguientes datos:

Espesor = 3.7 m

Relación de vacíos = 0.82

Límite líquido = 42

Carga promedio efectiva sobre la capa de arcilla = 110 kN/m^2

¿Qué asentamiento por consolidación sufriría la arcilla si el esfuerzo promedio efectivo sobre la capa se incrementa a 155 kN/m^2 como resultado de construir una cimentación?

1.17 Refiérase al problema 1.16. Suponga que el estrato de arcilla está preconsolidado con p_c = 128 kN/m^2 y $C_s = \frac{1}{5}C_c$. Estime el asentamiento por consolidación.

1.18 Respecto al perfil del suelo mostrado en la figura P1.12. La arcilla está normalmente consolidada. Una prueba de consolidación en laboratorio sobre la arcilla dio los siguientes resultados:

Presión (lb/pulg^2)	Relación de vacíos
21	0.91
42	0.792

Si el esfuerzo promedio efectivo sobre el estrato de arcilla aumenta en 1000 lb/pie^2,

a. ¿Cuál será el asentamiento total por consolidación?
b. Si C_v = 1.45 × 10^{-4} pulg^2/s, ¿qué tiempo transcurrirá para que la mitad del asentamiento por consolidación tenga lugar?

1.19 Para un suelo normalmente consolidado se dan los siguientes datos:

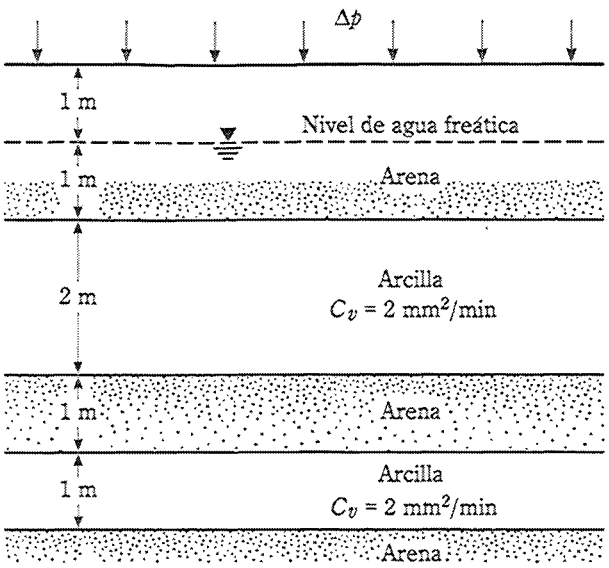
Presión (kN/m^2)	Relación de vacíos
120	0.82
360	0.64

Determine lo siguiente:

a. El índice de compresibilidad C_c.
b. La relación de vacíos correspondiente a una presión de 200 kN/m^2.

1.20 Una muestra de suelo de arcilla, de 1.5 pulg de espesor (drenado sólo por la parte superior) fue probado en laboratorio. Para un incremento dado de carga, el tiempo para 60% de consolidación fue de 8 min 10 s. ¿Qué tiempo se requiere para alcanzar una consolidación del 50% de una capa similar que tiene 10 pies de espesor y drenada por ambos lados?

1.21 Refiérase a la figura P1.21. Se espera un total de 60 mm de asentamiento por consolidación en los dos estratos de arcilla debido a una sobrecarga de Δp. Encuentre la duración de la aplicación de la sobrecarga para la que tendrá lugar un asentamiento total de 30 mm.



▼ FIGURA P1.21

1.22 Se llevó a cabo una prueba de corte directo sobre arena seca. Los resultados fueron los siguientes:

Área del especimen = 2 pulg × 2 pulg

Fuerza normal (lb)	Fuerza cortante en la falla (lb)
50	43.5
110	95.5
150	132.0

Grafique el esfuerzo de corte en la falla contra el esfuerzo normal y determine el ángulo de fricción del suelo.

1.23 Una prueba triaxial consolidada-drenada sobre una arena produjo los siguientes resultados:
Presión de confinamiento = σ_3 = 30 lb/pulg²
Esfuerzo desviador en la falla = $\Delta\sigma$ = 96 lb/pulg²
Determine los parámetros del esfuerzo cortante.

1.24 Resuelva el problema 1.23 con los siguientes datos:
Presión de confinamiento = σ_3 = 20 lb/pulg²
Esfuerzo desviador en la falla = $\Delta\sigma$ = 40 lb/pulg²

1.25 Una prueba triaxial consolidada-drenada sobre una arcilla consolidada normalmente dio un ángulo de fricción ϕ de 28°. Si la presión de confinamiento durante la prueba fue de 140 kN/m², ¿cuál fue el esfuerzo principal mayor en la falla?

1.26 Se dan a continuación los resultados de dos pruebas triaxiales consolidadas-drenadas sobre una arcilla:

Prueba I: $\sigma_3 = 140$ kN/m^2; $\sigma_{1(falla)} = 368$ kN/m^2

Prueba II: $\sigma_3 = 280$ kN/m^2; $\sigma_{1(falla)} = 701$ kN/m^2

Determine los parámetros de la resistencia por cortante, es decir, c y ϕ.

1.27 Una prueba triaxial consolidada no drenada fue conducida en una arcilla saturada normalmente consolidada. Los siguientes son los resultados de la prueba:

$\sigma_3 = 13$ lb/pulg^2

$\sigma_{1(falla)} = 32$ lb/pulg^2

Presión de poro en la falla $= u_f = 5.5$ lb/pulg^2

Determine c_{cu}, ϕ_{cu}, c y ϕ.

1.28 Para una arcilla normalmente consolidada, se da $\phi = 28°$ y $\phi_{cu} = 20°$. Si se efectúa una prueba triaxial consolidada no drenada sobre la misma arcilla con $\sigma_3 = 150$ kN/m^2, ¿cuál será la presión de poro del agua en la falla?

1.29 Una capa de arcilla saturada tiene

Peso específico saturado $\gamma_{sat} = 19.6$ kN/m^3

Índice de plasticidad = 21

El nivel de agua freática coincide con la superficie del terreno. Si la arcilla está normalmente consolidada, estime la magnitud de c_u (kN/m^2) que puede obtenerse con una prueba de corte de veleta a una profundidad de 8 m desde la superficie del terreno. Use la relación Skempton dada en la tabla 1.16.

REFERENCIAS

American Society for Testing and Materials (1997). *Annual Book of ASTM Standards*, vol. 04.08, Conshohocken, Pa.

Azzouz, A. S., Krizek, R.J., Corotis, R. B. (1976). "Regression Analysis of Soil Compressibilty", *Soils and Foundations*, vol. 16, no. 2, pp. 19-29.

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, pp. 1257–1276.

Bjerrum, L., and Simons, N. E. (1960). "Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clay", *Proceedings*, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, 711–726.

Carroll, R., Jr. (1988). "Specifying Geogrids", *Geotechnical Fabric Report*, Industrial Fabric Association International, St. Paul, March / April.

Casagrande, A. (1936). "Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance", *Proceedings*, First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Mass., vol. 3, pp. 60–64.

Chandler, R. J. (1988). "The *In Situ* Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane", *STP 1014, Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies*, ASTM, pp. 13–44.

Darbin, M. (1970). "Reinforced Earth for Construction of Freeways" (in French), *Revue Générale des Routes et Aerodromes*, no. 457, September.

Darcy, H. (1856). *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon*, Paris.

Das, B. M. (1997). *Soil Mechanics Laboratory Manual*, 5th ed., Engineering Press, Austin, Tx.

Hazen, A. (1930). "Water Supply", *American Civil Engineers Handbook*, Wiley, New York.

Highway Research Board (1945). *Report of the Committee on Classification of Materials for Subgrades and Granular Type Roads*, vol. 25, pp. 375–388.

Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., and Lancellotta, R. (1985). "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils", *Proceedings, XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, vol. 1, pp. 57–153.

Kenney, T. C. (1959). "Discussion", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 85, no. SM3, pp. 67–69.

Kulhawy, F. H., and Mayne, P. W. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Report EL-6800, EPRI.

Ladd, C. C., and Foot, R. (1974). "New Design Procedure for Stability of Soft Clays", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 92, no. GT2, pp. 79–103.

Ladd, C. C., Foote, R., Ishihara, K., Schlosser, F., and Poulos, H. G. (1977). "Stress Deformation and Strength Characteristics", *Proceedings*, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, vol. 2, 421–494.

Leroueil, S., Tavenas, F., and LeBihan, J. P. (1983). "Propriétés Caractéristiques des Argiles de l'est due Canada", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20, no. 4, pp. 681–705.

Martin, R. E., Drahos, E. G., and Pappas, J. L. (1995). "Characterization of Preconsolidated Soils in Richmond, Virginia", *Transportation Research Record No. 1479*, National Research Council, Washington, D.C., pp. 89–98.

Mesri, G. (1989). "A Re-evaluation of $s_{u(\text{mob})} \approx 0.22\sigma_p$ Using Laboratory ShearTests", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 26, no. 1, pp. 162–164.

Nagaraj, T. S., and Murthy, B. R. S. (1985). "Prediction of the Preconsolidation Pressure and Recompression Index of Soils", *Geotechnical Testing Journal*, American Society for Testing and Materials, vol. 8, no. 4, pp. 199–202.

Rendon-Herrero, 0. (1980). "Universal Compression Index Equation", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 106, no. GT11, pp. 1178–1200.

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, pp. 113–237.

Schlosser, F., and Vidal, H. (1969). "Reinforced Earth" (in French), *Bulletin de Liaison des Laboratories Routier*, Ponts et Chassées, Paris, France, November, pp. 101–144.

Schmertmann, J. H. (1953). "Undisturbed Consolidation Behavior of Clay", *Transactions*, American Society of Civil Engineers, vol. 120, p. 1201.

Sivaram, B., and Swamee, P. (1977). "A Computational Method for Consolidation Coefficient", *Soils and Foundations*, Tokyo, Japan, vol. 17, no. 2, pp. 48–52.

Skempton, A. W. (1944). "Notes on the Compressibility of Clays", *Quarterly Journal of Geological Society*, London, vol. C, pp. 119–135.

Skempton, A. W. (1957). "The Planning and Design of New Hong Kong Airport", *Proceedings*, The Institute of Civil Engineers, London, vol. 7, pp. 305–307.

Skempton, A. W. (1957). "Discussion: The Planning and Design of New Hong Kong Airport", *Proceedings*, Institute of Civil Engineers, London, vol. 7, 305–307.

Stark, T. D. (1995). "Measurement of Drained Residual Strength of Overconsolidated Clays", *Transportation Research Record no. 1479*, National Research Council, Washington, D.C., pp. 26–34.

Stas, C. V., and Kulhawy, F. H. (1984). *Critical Evaluation of Design Methods for Foundations Under Axial Uplift and Compression Loading*, Report EL-3771, EPRI.

Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P., and Leroueil, S. (1983). "The Permeability of Natural Soft Clays. Part II: Permeability Characteristics", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20, no. 4, pp. 645–660.

Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Wiley, New York.

U.S. Department of the Navy (1971). "Design Manual — Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures", *NAVFAC DM-7*, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C.

U.S. Department of the Navy (1982). "Soil Mechanics", *NAVFAC DM7.1*, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C.

Vesic, A. S. (1963). "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand", *Highway Research Record no. 39*, National Academy of Sciences, Washington, D.C., pp. 112–154.

Vidal, H. (1966). "La terre Armee", *Anales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publiques*, France, July–August, pp. 888–938.

Wood, D. M. (1983). "Index Properties and Critical State Soil Mechanics", *Proceedings*, Symposium on Recent Developments in Laboratory and Field Tests and Analysis of Geotechnical Problems, Bangkok, pp. 301–309.

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, pp. 137–145.

Youd, T. L. (1973). "Factors Controlling Maximum and Minimum Densities of Sands", *Special Technical Publication no. 523*, American Society for Testing and Materials, pp. 98–122.

CAPÍTULO DOS

DEPÓSITOS NATURALES DE SUELO Y EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

2.1 INTRODUCCIÓN

Para diseñar una cimentación que soporte adecuadamente una estructura, un ingeniero debe conocer el tipo de depósitos de suelo que la soportarán. Además, los especialistas de cimentaciones deben recordar que el suelo, en cualquier sitio, con frecuencia no es homogéneo, es decir, el perfil del suelo puede variar. Las teorías de la Mecánica de Suelos contienen condiciones idealizadas, por lo que la aplicación de esas tesis a la Ingeniería de Cimentaciones implica la evaluación inteligente de las condiciones del sitio y de los parámetros del suelo. Hacerlo así, requiere algún conocimiento de los procesos geológicos por los cuales el depósito de suelo fue formado, complementado por una exploración del subsuelo. El buen juicio profesional constituye una parte esencial de la Ingeniería Geotécnica y éste se adquiere sólo con la práctica.

Este capítulo se divide en dos partes. La primera es un panorama general de los depósitos naturales de suelo generalmente hallados y la segunda describe los principios generales de la exploración del subsuelo.

DEPÓSITOS NATURALES DE SUELO

2.2 ORIGEN DEL SUELO

La mayoría de los suelos que cubren la tierra están formados por el intemperismo de varias rocas. Existen dos tipos generales de intemperismo: (1) mecánico y (2) químico.

El *intemperismo mecánico* es el proceso por el cual las rocas se fracturan en piezas de menor tamaño bajo la acción de fuerzas físicas, como la corriente de agua de los ríos, viento, olas oceánicas, hielo glacial, acción de congelamiento, además de expansiones y contracciones causadas por ganancia y pérdida de calor.

El *intemperismo químico* es el proceso de descomposición química de la roca original. En el caso del intemperismo mecánico, la roca se fractura en piezas menores sin cambiar su composición química. Sin embargo, en el intemperismo químico,

el material original se cambia a otro totalmante diferente. Por ejemplo, el intemperismo químico de los feldespatos puede producir minerales arcillosos.

El suelo producido por el intemperismo de rocas llega a ser transportado mediante procesos físicos a otros lugares. Esos depósitos se llaman *suelos transportados*. Por otra parte, algunos suelos permanecen donde se forman y cubren la superficie rocosa de la que se originan y se conocen como *suelos residuales*.

Según sea el *agente de transporte*, los suelos transportados pueden subdividirse en tres categorías principales:

1. *Aluviales* o *fluviales*: son depositados por corrientes de agua
2. *Glaciales*: depositados por la acción de los glaciares
3. *Eólicos*: depositados por la acción del viento

En adición a los suelos transportados y residuales, se tienen turbas y suelos orgánicos, originados de la descomposición de materiales orgánicos.

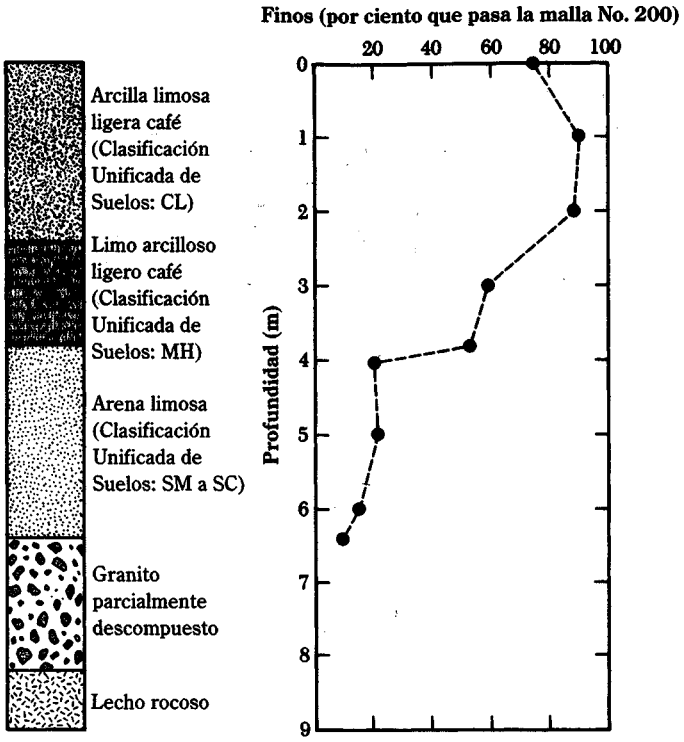
2.3 SUELO RESIDUAL

Los depósitos de suelo residual son comunes en los trópicos, en Hawaii y en el sureste de Estados Unidos. La naturaleza de un depósito de suelo residual dependerá generalmente de la roca madre. Cuando las rocas duras como el granito y el gneis sufren intemperismo, la mayor parte de los materiales tienden a permanecer en ese sitio. Esos depósitos de suelo tienen generalmente una capa superior de material arcilloso o de arcilla limosa debajo de la cual se encuentran capas de suelo limoso y/o arenoso. Debajo se encuentran generalmente una capa de roca parcialmente intemperizada y luego una de roca sana. La profundidad de la roca sana puede variar ampliamente, aun dentro de una distancia de unos pocos metros. La figura 2.1 muestra el registro de un barreno en depósito de suelo residual derivado del intemperismo de un granito.

A diferencia con las rocas duras, algunas rocas químicas como la caliza, están hechas principalmente de mineral de calcio ($CaCO_3$). El yeso y la dolomita tienen grandes concentraciones de minerales dolomíticos [$CaMg(CO_3)_2$]. Esas rocas tienen grandes cantidades de materiales solubles, algunos de los cuales son removidos por el agua freática, dejando atrás la fracción insoluble de la roca. Los suelos residuales derivados de rocas químicas poseen una zona gradual de transición al lecho de roca, como muestra la figura 2.1. Los suelos residuales derivados de la intemperización de rocas tipo calizas son casi todos de color gris; aunque de tipo uniforme, la profundidad de la intemperización puede variar considerablemente. Los suelos residuales inmediatamente arriba del lecho rocoso están normalmente consolidados. Las cimentaciones de gran tamaño con grandes cargas sobre ellas son susceptibles a grandes asentamientos por consolidación en esos suelos.

2.4 DEPÓSITOS ALUVIALES

Los depósitos de suelo aluvial son generados por la acción de corrientes de agua y ríos, se dividen en dos categorías principales: (1) *depósitos de corrientes interconectadas* y (2) depósitos causados por el *serpenteo meándrico de corrientes*.



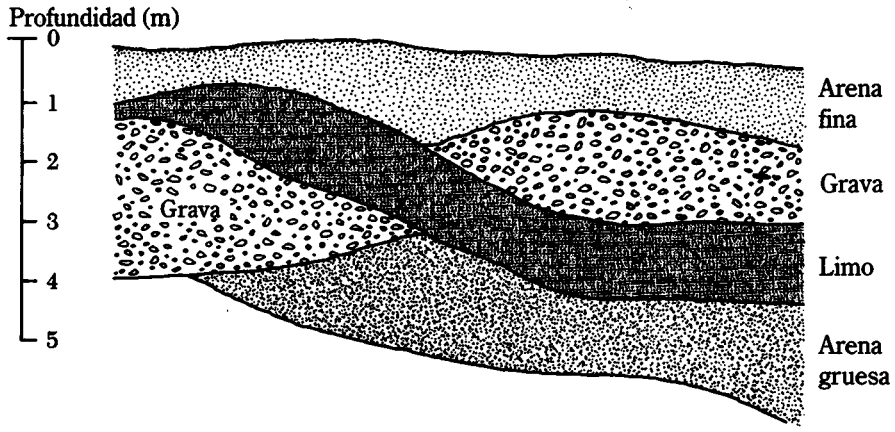
▼ **FIGURA 2.1** Registro de un barreno para un suelo residual derivado de granito

Depósitos de corrientes interconectadas

Las corrientes interconectadas son de rápido flujo y alto gradiente. Son altamente erosivas y arrastran grandes cantidades de sedimentos. Debido al alto acarreo de fondo, un cambio pequeño en la velocidad del flujo ocasionará el depósito de sedimentos y así generan una compleja maraña de canales convergentes y divergentes separados por bancos e islotes de arena.

Los depósitos formados por corrientes interconectadas son muy irregulares en su estratificación y tienen un amplio rango de tamaños de grano. La figura 2.2 muestra una sección transversal de un depósito de ese tipo. Sus características comunes son:

1. Los tamaños de los granos varían generalmente entre los de gravas y limos. Las partículas con tamaños asociados a las arcillas *no* se encuentran regularmente en esos depósitos.
2. Aunque el tamaño de los granos varía ampliamente, el suelo en una lente o bolsón dado es bastante uniforme.
3. En cualquier profundidad, la relación de vacíos y el peso unitario pueden variar enormemente dentro de una distancia lateral de sólo unos pocos metros. La variación se observa durante la exploración del suelo para la construcción de la cimentación para una estructura. La resistencia a la penetración estándar (valor N) a una profundidad dada obtenida en varios barrenos, será altamente irregular y variable.



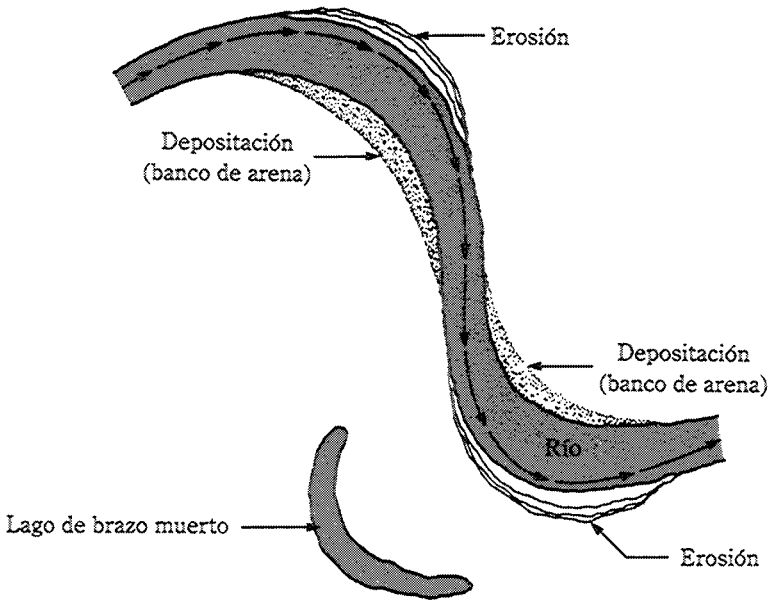
▼ **FIGURA 2.2** Sección transversal de un depósito de corrientes interconectadas

Los depósitos aluviales están presentes en varias partes al oeste de Estados Unidos, como en el sur de California, Utah y partes de Nevada. Una gran cantidad de sedimentos originalmente derivados de las Montañas Rocallosas fue acarreado hacia el este para formar los depósitos aluviales de las Grandes Planicies. En menor escala, este tipo de depósitos de suelo natural, dejado atrás por las corrientes de agua interconectadas, se encuentran también localmente.

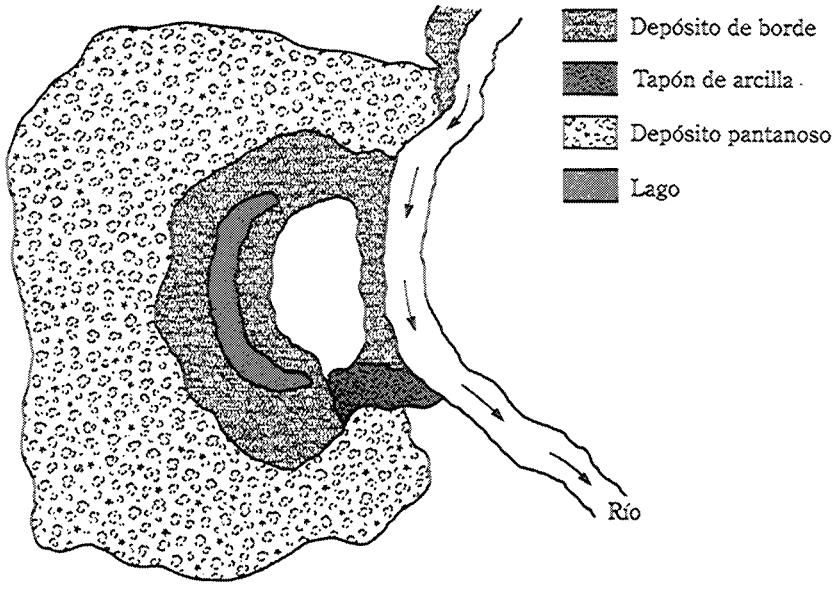
Depósitos de cinturones meándricos

El término *meandro* se deriva de la palabra griega *maiandros* que significa "curvas". Las corriente maduras corren en un valle describiendo una gran cantidad de curvas. El piso de un valle en que se mueve un río en tal forma se denomina *cinturón meándrico*. En un río meándrico, el suelo de sus orillas es continuamente erosionado donde es cóncavo y es depositado en los puntos en que el borde es convexo, como muestra la figura 2.3. Esos depósitos se llaman *bancos de arena* y consisten generalmente en partículas de arena y en partículas del tamaño de limos. Algunas veces, durante el proceso de erosión y depósito, el río abandona un meandro y toma una trayectoria más corta. El meandro abandonado, al llenarse con agua, se llama *lago de brazo muerto* (véase la figura 2.3).

Durante las grandes avenidas, los ríos se desbordan inundando zonas de bajo nivel. La arena y las partículas de tamaño de limo arrastradas por el río son depositadas a lo largo de las orillas formando líneas conocidas como *bordos naturales* (figura 2.4). Las partículas más finas de suelo, es decir, limos y arcillas, son arrastradas por el agua hacia las planicies de inundación, asentándose en diferentes proporciones para formar *depósitos pantanosos* (figura 2.4). Esas arcillas pueden ser sumamente plásticas. La tabla 2.1 proporciona las propiedades de depósitos de suelos encontrados en bordos naturales, banco de arena, canales abandonados, pantanos y ciénagas en el valle aluvial del Mississippi.



▼ FIGURA 2.3 Formación de depósitos en bancos de arena y lago de brazo muerto en una corriente meándrica



▼ FIGURA 2.4 Depósitos de borde y pantanosos

▼ TABLA 2.1 Propiedades de depósitos dentro del valle aluvial del Mississippi[a]

Ambiente	Textura del suelo	Contenido natural de agua (%)	Límite líquido	Índice de plasticidad	Resistencia cortante: Cohesión[b] (kN/m²)	Resistencia cortante: Ángulo de fricción (grados)
Bordos naturales	Arcilla (CL)	25–35	35–45	15–25	17–57	0
	Limo (ML)	15–35	NP[c]–35	NP–5	9–33	10–35
Banco de arena	Limo (ML) y arena limosa (SM)	25–45	30–55	10–25	0–41	25–35
Canal abandonado	Arcilla (CL, CH)	30–95	30–100	10–65	14–57	0
Pantano	Arcilla (CH)	25–70	40–115	25–100	19–120	0
Ciénega	Arcilla orgánica (OH)	100–265	135–300	100–165	—	—

[a] Según Kolb y Shockley (1959)
[b] Redondeado
[c] NP = no plástico

2.5 DEPÓSITOS GLACIARES

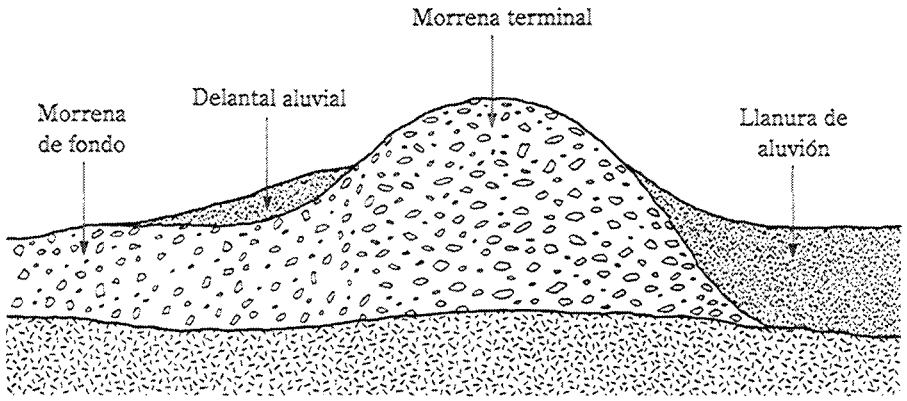
Durante la edad de hielo del Pleistoceno, los glaciares cubrieron grandes extensiones de la Tierra y con el paso del tiempo, avanzaron y retrocedieron. Durante su avance, arrastraron consigo grandes cantidades de arena, limo, arcilla, grava y boleos. *Derrubio* es un término general aplicado a los depósitos dejados atrás por los glaciares. Al depósito no estratificado que yace abajo de los glaciares al derretirse, se le denomina tilita (*till*). Las características de estos depositos varían de glaciar a glaciar.

Las formas de terrenos que se desarrollan a partir de estos depósitos no estratificados de tilita se llaman *morrenas*. Una *morrena terminal* (figura 2.5) es una cresta que marca el límite máximo del avance de un glaciar. Las *morrenas recesionales* son crestas desarrolladas a distancias variables detrás de la morrena terminal. Ellas son el resultado de la estabilización temporal del glaciar durante el periodo recesional. El material depositado por el glaciar entre las morrenas se llama *morrena de fondo* (figura 2.5). Las morrenas de fondo constituyen grandes áreas de Estados Unidos y son llamadas *planicies de aluvión*.

La arena, limo y grava arrastrada por el agua derretida del frente de un glaciar se llaman *materiales de fusión* (*outwash*). Según un patrón similar al de los depósitos de corrientes de agua interconectadas, el agua derretida deposita el material de fusión formando *llanuras de aluvión* (figura 2.5). Denominadas comúnmente *depósitos glaciofluviales*.

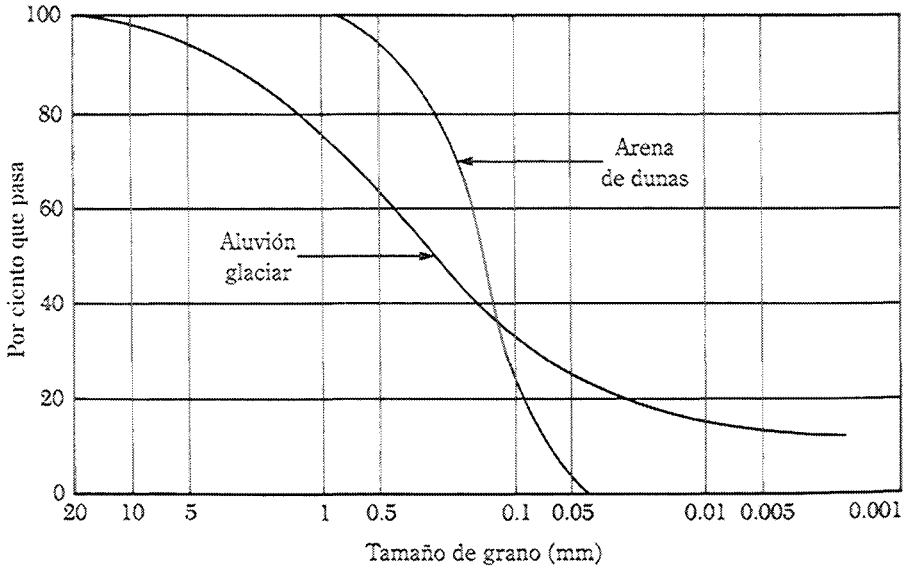
El rango de los tamaños de grano presente en un depósito glaciar (*till*) varía considerablemente. La figura 2.6 compara la granulometría de *depósitos glaciares* y de *arena de dunas* (véase la sección 2.6). La cantidad de fracciones de tamaños de arcilla presentes y los índices de plasticidad de los depósitos glaciares también varían considerablemente. La exploración de campo puede además revelar valores erráticos de resistencias a la penetración estándar.

El agua glaciar también arrastra limos y arcillas. El agua se deposita en depresiones del terreno formando lagos. Las partículas de limo tienden inicialmente a asentarse en



▼ FIGURA 2.5 Morrena terminal, morrena de fondo y llanura de aluvión

el fondo del lago cuando el agua está en reposo. Durante el invierno, cuando la superficie del lago se congela, las partículas suspendidas de arcilla se asientan gradualmente en el fondo del lago. Durante el verano, la nieve del lago se derrite. El suministro de agua dulce, cargada con sedimentos, repite el proceso. Como resultado, el suelo lacustre formado por tal depositación tiene capas alternadas de limo y arcilla. Este suelo se denomina *arcilla laminada*. Las láminas son generalmente de unos cuantos milímetros de espesor; sin embargo, en algunos casos pueden tener entre 50 y 100 mm (2-4 pulg) de espesor. Las arcillas laminadas se encuentran en el noreste y noroeste Pacífico de Estados Unidos. En su mayor parte son normalmente consolidadas y pueden ser sensitivas. La permeabilidad hidráulica en la dirección vertical es generalmente varias veces menor que en la direccion horizontal. La capacidad de carga de esos depósitos es bastante baja y pueden esperarse considerables asentamientos de estructuras con cimentaciones superficiales.



▼ FIGURA 2.6 Comparación de la granulometría entre el aluvión glaciar y la arena de dunas

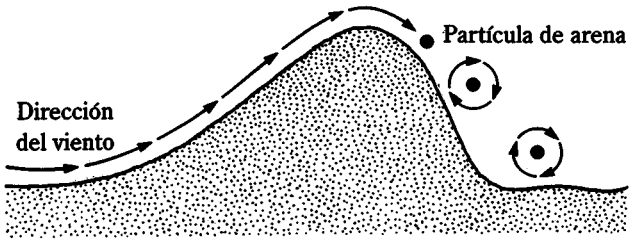
2.6 DEPÓSITOS EÓLICOS DE SUELOS

El viento es también un agente importante de transporte que conduce a la formación de depósitos de suelos. Cuando grandes áreas de arena se encuentran expuestas, el viento puede desplazarlas y redepositarlas en algún otro lugar. Los depósitos de arena desplazada toman generalmente la forma de *dunas* (figura 2.7). Al formarse las dunas, la arena es desplazada sobre la cresta por el viento. Más allá de la cresta, las partículas de arena ruedan hacia abajo por la pendiente. Este proceso tiende a formar un *depósito compacto de arena* sobre el *lado expuesto al viento* y un *depósito suelto* sobre el *lado opuesto al viento*.

Existen dunas a lo largo de las orillas del este y sudeste del lago Michigan, de la costa atlántica, de la costa sur de California y en varios lugares del litoral de Oregon y Washington. Se encuentran también dunas en las planicies aluviales y rocosas del oeste de Estados Unidos. A continuación se mencionan algunas de las propiedades típicas de las *dunas de arena*:

1. La granulometría de la arena en cualquier localidad particular es sorprendentemente uniforme, lo cual puede ser atribuido a la acción distribuidora del viento.
2. El tamaño general del grano decrece con la distancia desde la fuente debido a que el viento arrastra a las partículas pequeñas más lejos que a las grandes.
3. La compacidad relativa de la arena depositada sobre el lado de expuesto al viento de las dunas es de entre 50 y 65% y decrece a valores de entre 0 y 15% sobre el lado contrario al viento.

El *loess* es un depósito eólico que consiste en partículas de limo y otras de tamaño de limo. La granulometría del *loess* es bastante uniforme. Su cohesión se deriva generalmente de un recubrimiento arcilloso sobre las partículas de tamaño de limo, lo que contribuye a generar una estructura estable de suelo en un estado no saturado. La cohesión puede también ser el resultado de la precipitación de productos químicos lixiviados por el agua de lluvia. El *loess* es un suelo *colapsable*, porque cuando se satura pierde su resistencia adherente entre las partículas del suelo. Precauciones especiales deben tomarse al construir cimentaciones sobre depósitos de *loess*. Existen extensos depósitos de *loess* en Estados Unidos, la mayoría de ellos en estados del medio oeste como Iowa, Missouri, Illinois y Nebraska y en tramos del río Mississippi en Tennessee y Mississippi.



▼ **FIGURA 2.7** Duna de arena

2.7 SUELO ORGÁNICO

Los suelos orgánicos se encuentran generalmente en regiones de poca altura, donde el nivel freático está cerca o por arriba de la superficie del terreno. La presencia de un alto nivel freático ayuda al crecimiento de plantas acuáticas, que al descomponerse, forman suelo orgánico que se encuentra por lo general en regiones costeras y glaciares. Entre sus características están:

1. El contenido de agua natural que puede variar entre 200 y 300%.
2. Son altamente compresibles.
3. Pruebas de laboratorio muestran que, bajo cargas, un gran porcentaje del asentamiento en ellos se deriva de la consolidación secundaria.

2.8 ALGUNOS NOMBRES LOCALES PARA SUELOS

A los suelos a veces se les designa por medio de nombres locales. A continuación se dan algunos de esos términos con una breve descripción de cada uno:

1. *Caliche*: palabra española derivada del latín *calix*, que significa *cal*. Se encuentra principalmente en la región desértica del sudoeste de Estados Unidos. Es una mezcla de arena, limo y grava aglutinada por *depósitos calcáreos*. Éstos son llevados a la superficie por la migración neta hacia arriba del agua, que se evapora bajo las altas temperaturas locales. Debido a la poca lluvia, los carbonatos no son lavados de la capa superior del suelo.
2. *Gumbo*: suelo arcilloso sumamente plástico.
3. *Adobe*: suelo arcilloso muy plástico común en el sudoeste de Estados Unidos.
4. *Terra Rossa*: depósitos de suelo residual, de color rojo, que se derivan de piedras calizas y dolomitas.
5. *Fango*: suelo orgánico con contenido de agua muy alto.
6. *Tierra turbosa* (*Muskeg*): depósito de suelo orgánico.
7. *Saprolita*: depósito de suelo residual derivado principalmente de roca insoluble.
8. *Marga*: mezcla de granos de suelo de varios tamaños, tales como arena, limo y arcilla.
9. *Laterita*: caracterizada por la acumulación de óxido de hierro (Fe_2O_3) y óxido de aluminio (Al_2O_3) cerca de la superficie y la lixiviación del sílice. Los suelos lateríticos en América Central contienen aproximadamente entre 80 y 90% de arcilla y partículas de tamaño de limo. En Estados Unidos, los suelos lateríticos se encuentran en Alabama, Georgia y las Carolinas.
10. *Turba*: materia orgánica parcialmente descompuesta.

La figura 2.8 muestra la naturaleza general de los diversos depósitos de suelo encontrados en Estados Unidos.

Suelos glaciares

Derrubios jóvenes y viejos, incluidas arenas y gravas asociadas

Depósitos lacustres, predominantemente limos y arcillas

Suelos loessianos

Limos y arenas muy finas

Suelos de planicie costera

Arena-arcilla; arenas, gravas, arcillas y limos mezclados e intercalados; grava y arena; o arena

Arcilla

Suelos de los valles rellenados y manto aluvial de Grandes Llanuras

Predominantemente arenas y gravas con limos; arcillas arenosas y arcillas

Suelos residuales

Todos los tipos

Aluviones recientes

Predominantemente limos y arcillas

Áreas sin suelos

▼ **FIGURA 2.8** Depósitos de suelos en Estados Unidos (adaptado de *Foundation Engineering*, segunda edición, por R. B. Peck, W. E. Hanson y T. H. Thornburn. Copyright 1974 por John Wiley and Sons. Reimpreso con autorización.)

EXPLORACIÓN SUBSUPERFICIAL

2.9 PROPÓSITO DE LA EXPLORACIÓN DEL SUELO

El proceso de identificar las capas o estratos de depósitos que subyacen bajo una estructura propuesta y sus características físicas se denomina *exploración del subsuelo*. Su propósito es obtener información que ayude al ingeniero geotécnico en:

1. Seleccionar el tipo y profundidad de la cimentación adecuada para una estructura dada.
2. Evaluar la capacidad de carga de la cimentación.
3. Estimar el asentamiento probable de una estructura.
4. Detectar problemas potenciales de la cimentación (por ejemplo, suelo expansivo, suelo colapsable, relleno sanitario, etcétera)
5. Determinar la localización del nivel freático.
6. Predecir el empuje lateral de tierra en estructuras como muros de retención, tablaestacados y cortes arriostrados.
7. Establecer métodos de construcción para condiciones cambiantes del subsuelo.

Tambien puede ser necesaria cuando se contemplan adiciones y alteraciones a estructuras existentes.

2.10 PROGRAMA DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

La exploración del subsuelo comprende varias etapas, entre ellas la recolección de información preliminar, el reconocimiento y la investigación del sitio.

Recolección de información preliminar

Esta etapa incluye la obtención de información respecto al tipo de estructura por construir y su uso general. Para la construcción de edificios deben conocerse las cargas aproximadas y el espaciamiento de las columnas, así como el reglamento local de construcción y los requisitos para el sótano. La construcción de puentes requiere la determinación de la longitud del claro y las cargas en pilares y estribos.

Una idea general de la topografía y del tipo de suelo que se encontrará cerca y alrededor del sitio propuesto se obtiene de las siguientes fuentes.

1. Mapas de levantamientos geológicos de Estados Unidos.
2. Mapas de levantamientos geológicos del gobierno estatal.
3. Reportes de suelos del condado del Servicio de Conservación de Suelos del Departamento de Agricultura de Estados Unidos.

4. Mapas agronómicos publicados por los departamentos de Agricultura de varios estados.
5. Información hidrológica publicada por el Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos, que incluye los registros de flujo de corrientes de agua, niveles altos de inundaciones, registros de mareas, etcétera.
6. Manuales sobre suelos de los departamentos de caminos publicados por varios estados.

La información obtenida así es sumamente útil en la planeación de una investigación de sitio. En algunos casos se logran ahorros considerables si se detectan de antemano problemas que pueden luego encontrarse en el programa de exploración.

Reconocimiento

El ingeniero debe siempre hacer una inspección visual del sitio para obtener información sobre:

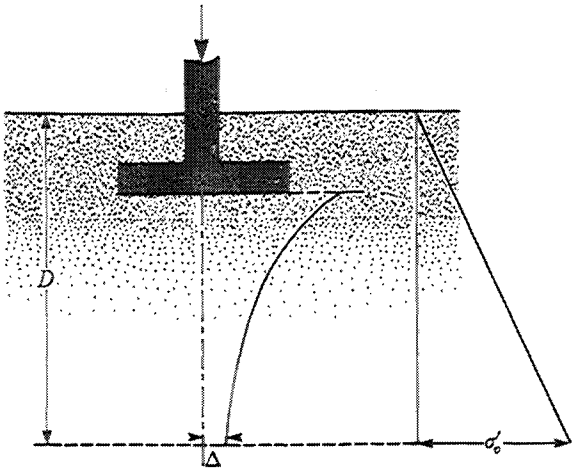
1. La topografía general del sitio, la posible existencia de canales de drenaje, tiraderos de basura y otros materiales. Además, la evidencia de flujo plástico en taludes y grietas profundas y amplias a intervalos regularmente espaciados puede ser indicativo de suelos expansivos.
2. Estratificación del suelo en cortes profundos, como los que se realizan para la construcción de carreteras y vías férreas cercanas.
3. Tipo de vegetación en el sitio, que indique la naturaleza del suelo. Por ejemplo, una cubierta de mezquites en el centro de Texas indica la existencia de arcillas expansivas que podría ocasionar problemas en la cimentación.
4. Huellas de niveles altos del agua en edificios y en estribos de puentes cercanos.
5. Niveles del agua freática, que son determinados por observación de pozos cercanos.
6. Tipos de construcciones vecinas y existencia de grietas en muros u otros problemas.

La naturaleza de la estratificación y propiedades físicas de suelos vecinos también se obtienen de reportes disponibles de la exploración del suelo para estructuras existentes.

Investigación del sitio

La fase de investigación del sitio del programa de exploración consiste en la planeación, efectuar sondeos de prueba y recolectar muestras del suelo a los intervalos deseados para subsecuentes observaciones y pruebas de laboratorio. La profundidad mínima aproximada requerida de los sondeos debe ser predeterminada. La profundidad puede ser cambiada durante la operación de barrenado, dependiendo del subsuelo encontrado. Para determinar la profundidad mínima aproximada de barrenado los ingenieros usan las reglas establecidas por la American Society of Civil Engineers (1972):

1. Determinar el incremento neto de esfuerzo, $\Delta\sigma$, bajo una cimentación con la profundidad como muestra la figura 2.9. (Las ecuaciones generales para estimar el incremento de esfuerzo se proporcionan en el capítulo 4.)



▼ **FIGURA 2.9** Determinación de la profundidad mínima de perforación

2. Estimar la variación del esfuerzo vertical efectivo, σ'_v, con la profundidad.
3. Determinar la profundidad, $D = D_1$, en la que el incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$ es igual a $(\frac{1}{10})q$ (q = esfuerzo neto estimado sobre la cimentación).
4. Determine la profundidad, $D = D_2$, en la que $\Delta\sigma/\sigma'_v = 0.05$.
5. A menos que se encuentre un lecho rocoso, la menor de las dos profundidades, D_1 y D_2, antes determinadas, es la profundidad mínima aproximada requerida de perforación.

Si se usan las reglas anteriores, las profundidades de perforación para un edificio con un ancho de 30.5 m (100 pies) serán aproximadamente las siguientes, de acuerdo con Sowers y Sowers (1970):

Número de pisos	Profundidad de la perforación	
1	3.5 m	(11 pies)
2	6 m	(20 pies)
3	10 m	(33 pies)
4	16 m	(53 pies)
5	24 m	(79 pies)

Para hospitales y edificios de oficinas, ellos también usan la siguiente regla para determinar la profundidad de perforación.

$$D_b = 3\,S^{0.7} \quad \text{(para edificios ligeros de acero o edificios estrechos de concreto)} \tag{2.1a}$$

y

$$D_b = 6\,S^{0.7} \quad \text{(para edificios pesados de acero o edificios anchos de concreto)} \tag{2.1b}$$

donde D_b = profundidad de la perforación, en metros
S = número de pisos

En unidades inglesas, las ecuaciones anteriores toman la forma

$$D_b\,(\text{pies}) = 10\,S^{0.7} \quad \text{(para edificios ligeros de acero o edificios estrechos de concreto)} \tag{2.2a}$$

y

$$D_b\,(\text{pies}) = 20\,S^{0.7} \quad \text{(para edificios pesados de acero o edificios anchos de concreto)} \tag{2.2b}$$

Cuando se esperan excavaciones profundas, la profundidad de la perforación debe ser por lo menos 1.5 veces la profundidad de la excavación.

En ocasiones, las condiciones del subsuelo requieren que la carga de cimentación sea transmitida al lecho rocoso. La profundidad mínima de barrenado para la extracción de núcleos de roca es aproximadamente de 3 m (10 pies). Si el lecho rocoso es irregular o está intemperizado, los barrenos tendrán que ser más profundos.

No existen reglas fijas acerca del espaciamiento de los barrenos. La tabla 2.2 proporciona algunas directrices generales. El espaciamiento puede ser incrementado o disminuido, dependiendo de las condiciones del subsuelo. Si varios estratos de suelo son más o menos uniformes y predecibles, se necesitarán menos barrenos que en estratos no homogéneos.

El ingeniero, tambien debe tomar en cuenta el costo último de la estructura al tomar decisiones relativas a la extensión de la exploración de campo, para la cual debe destinarse generalmente entre 0.1 y 0.5% del costo de la estructura. Los sondeos en suelos se llevan a cabo por varios métodos: con barrena, con lavado, por percusión y la perforación rotativa.

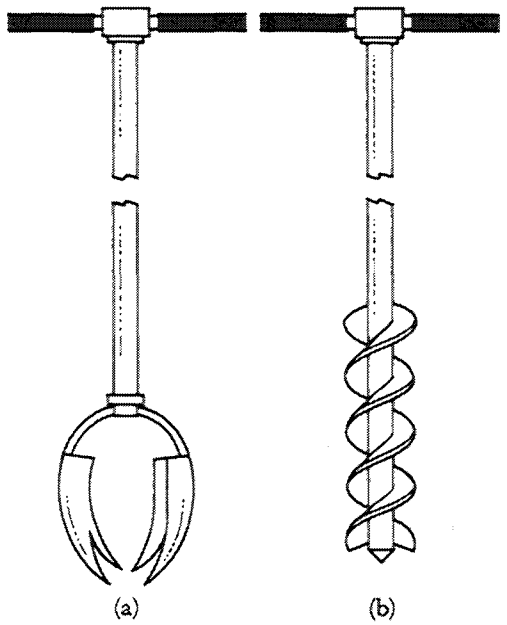
▼ TABLA 2.2 Espaciamiento aproximado de los barrenos

Tipo de proyecto	Espaciamiento (m)	Espaciamiento (pies)
Edificio de varios pisos	10–30	30–100
Plantas industriales de un piso	20–60	60–200
Carreteras	250–500	800–1600
Subdivisiones residenciales	250–500	800–1600
Presas y diques	40–80	130–260

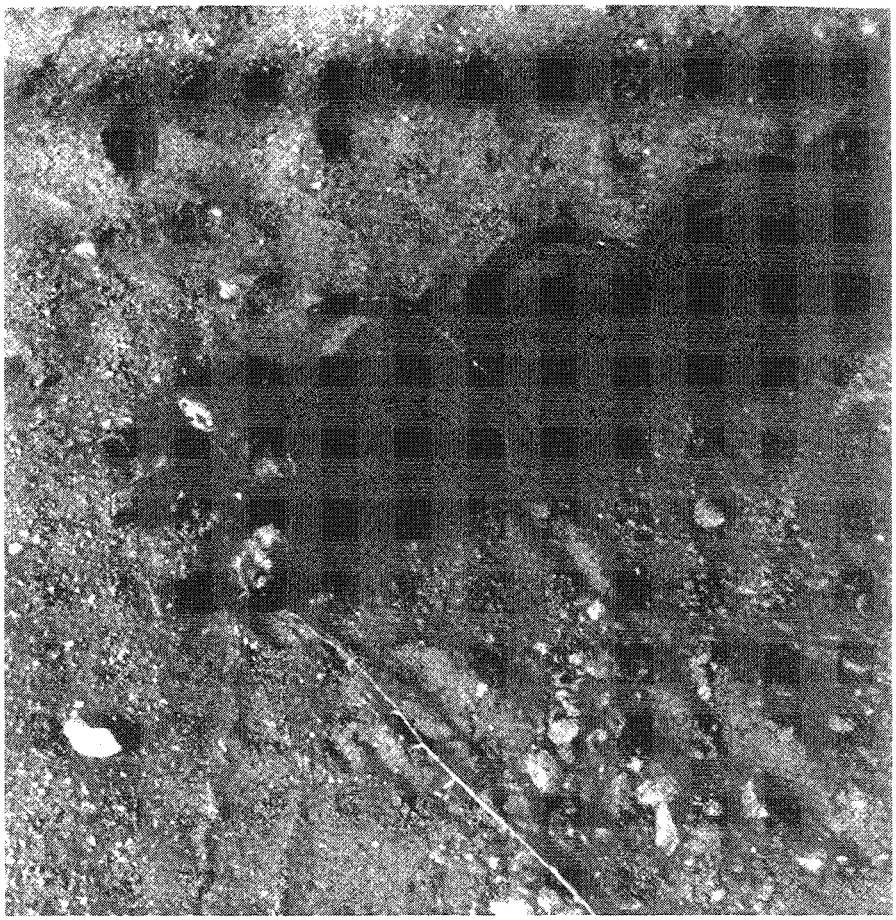
2.11 PERFORACIONES EXPLORATORIAS EN CAMPO

La *perforación con barrena* es el método más simple de efectuar sondeos de exploración. La figura 2.10 muestra dos tipos de barrenas manuales: la *barrena de agujeros para postes* y la *barrena helicoidal*. Las manuales no deben usarse para excavaciones de más de 3 a 5 m (10-16 pies). Sin embargo, se usan para exploraciones de suelos en algunas carreteras y en estructuras pequeñas. Existen *barrenas helicoidales eléctricas manuales* (76.2 mm a 304.8 mm de diámetro) adecuadas para perforaciones más profundas. Las muestras de suelo obtenidas en tales perforaciones están sumamente alteradas. En algunos suelos no cohesivos o con baja cohesión, las paredes de los barrenos no son estables por sí mismas. En tales circunstancias, un tubo metálico se usa como ademe para impedir que el suelo se derrumbe.

Cuando se dispone de energía eléctrica, las *barrenas de perforación continua* son probablemente las más idóneas. La energía para efectuar el trabajo se suministra desde torres de perforación montadas en camión o en tractor. De esta manera se efectúan fácilmente barrenos de hasta 60-70 m (200-230 pies) de profundidad. Las barrenas de perforación continua existen en secciones de aproximadamente 1-2 m (3-6 pies) y son huecas o sólidas. Algunas de las barrenas sólidas comúnmente usadas tienen diámetros exteriores de 66.68 mm ($2\frac{5}{8}$ pulg), 82.55 mm ($3\frac{1}{4}$ pulg), 101.6 mm (4 pulg) y 114.3 mm ($4\frac{1}{2}$ pulg). Las barrenas huecas comercialmente comunes tienen dimensiones de 63.5 mm de DI (diámetro interior) y 158.75 mm de DE (diámetro exterior) (2.5 × 6.25 pulg), 69.85 mm de DI y 177.8 DE (2.75 × 7 pulg), 76.2 mm de DI y 203.2 de DE (3 × 8 pulg) y 82.55 mm de DI y 228.6 de DE (3.25 × 9 pulg).

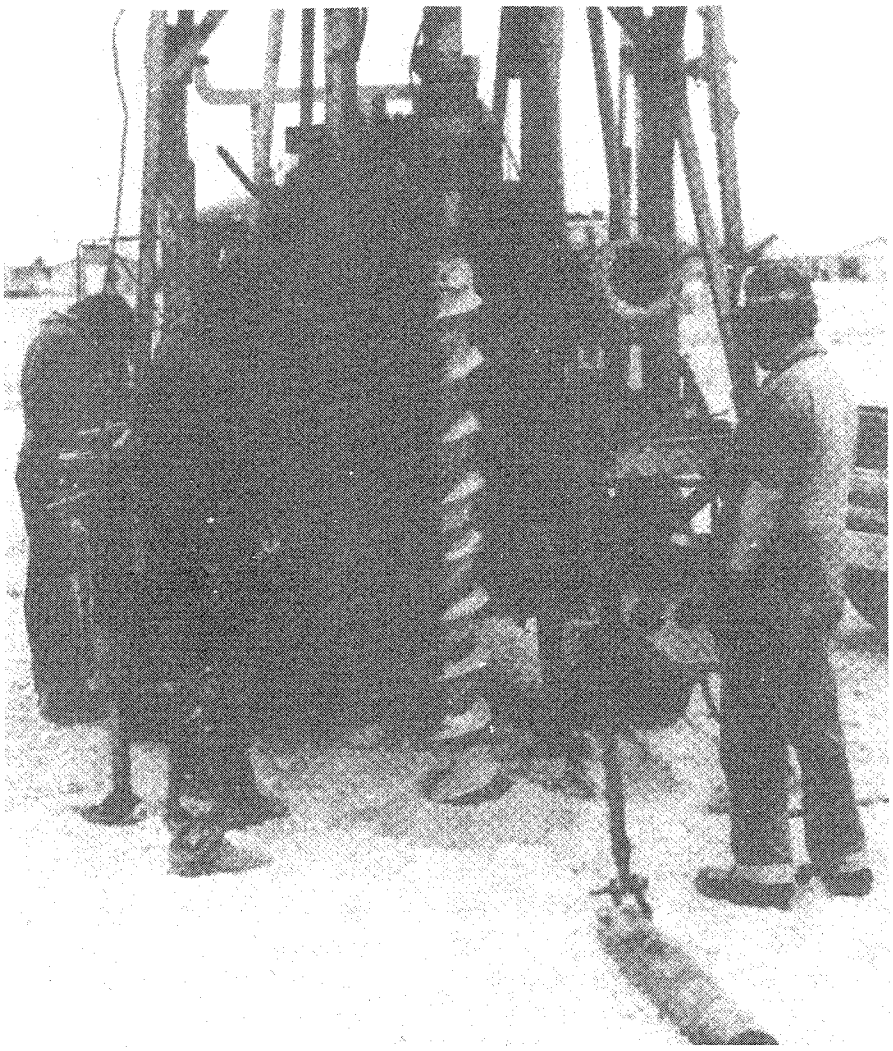


▼ **FIGURA 2.10** Herramientas de mano: (a) barrena para hoyos de postes o posteadora; (b) barrena helicoidal



▼ **FIGURA 2.11** Cabeza de corte con punta de carburo sobre raspadora de barrena conectada por pernos (cortesía de William B. Ellis, El Paso Engineering and Testing, Inc., El Paso, Texas)

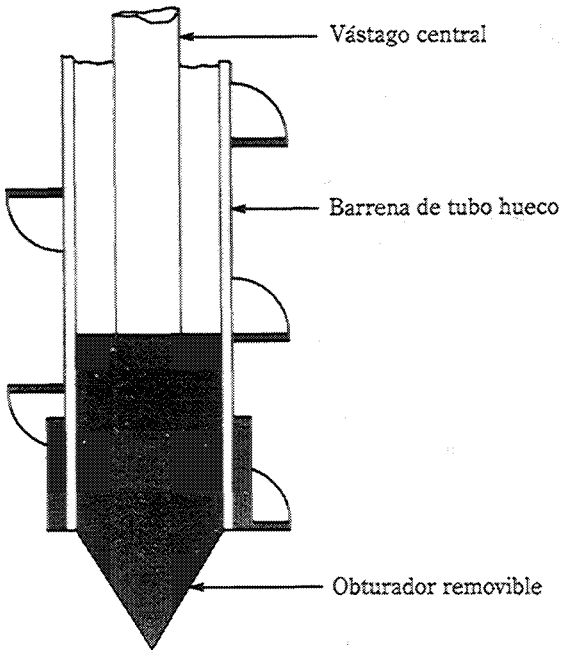
La punta de la barrena se conecta a una cabeza cortadora (figura 2.11). Durante la perforación (figura 2.12), sección tras sección de barrena puede agregarse para aumentar la profundidad de la excavación. La hélice de la barrena lleva el suelo suelto desde el fondo del agujero a la superficie. El perforista puede detectar cambios en el tipo de suelo si nota variaciones en la velocidad y sonido del taladro. Cuando se usan barrenas sólidas, éstas deben retirarse a intervalos regulares para obtener muestras del suelo y también para efectuar otras operaciones como la prueba de penetración estándar. Las barrenas huecas tienen una clara ventaja sobre las sólidas ya que ellas no tienen que ser retiradas frecuentemente para efectuar muestreos u otras pruebas. Como muestra esquemáticamente la figura 2.13, el exterior de la barrena hueca actúa como ademe. Un obturador o tapón removible está unido al fondo de la barrena por medio de un vástago central. Durante la perforación, el obturador puede ser extraído junto con la



▼ FIGURA 2.12 Perforación con barrenas de raspado continuo (cortesía de Danny R. Anderson, Danny R. Anderson Consultants, El Paso, Texas)

barrena y pueden entonces llevarse a cabo el muestreo y las pruebas de penetración estándar. Cuando se usan barrenas huecas en suelos arenosos debajo del nivel freático, la arena puede ser empujada varios pies en el tubo de la barrena por el exceso de la presión hidrostática inmediatamente después de la remoción del obturador. En tales condiciones no debe usarse el obturador. Más bien, el agua dentro del tubo hueco debe mantenerse a un nivel superior al del nivel freático.

El *sondeo de lavado* es otro método de efectuar perforaciones. En éste, un ademe de aproximadamente 2-3 m (6-10 pies) de largo se hinca en el terreno. El suelo dentro del ademe se retira entonces por medio de un trépano cortante unido a un vástago per-

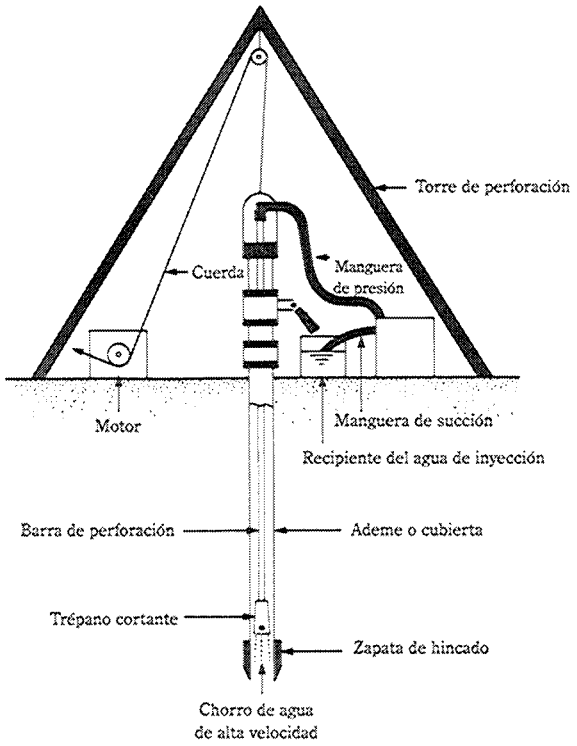


▼ **FIGURA 2.13** Diagrama esquemático de una barrena de tubo hueco con obturador removible

forador. El agua es inyectada a través del vástago perforador y sale a muy alta velocidad por los agujeros en el fondo del trépano (figura 2.14). El agua y las partículas desmenuzadas del suelo ascienden por el agujero taladrado y fluyen en la parte superior del ademado a través de una conexión en T. El agua de lavado se recoge en un recipiente. El ademe puede extenderse con partes adicionales según avanza el barrenado; sin embargo, no se requiere si el barreno permanece abierto y no se derrumba.

La *perforación rotatoria* es un procedimiento en el cual trépanos rotatorios de perforación unidos al fondo de las varillas perforadoras cortan y muelen el suelo y profundizan el barreno. Existen varios tipos de trépanos perforadores. La perforación rotatoria se usa en arena, arcilla y roca (a menos que ésta esté muy fisurada). El agua o *lodo de perforación* se inyecta a presión hacia abajo por las barras de perforación hasta los trépanos y el flujo de retorno lleva los recortes a la superficie. Con este procedimiento se logran fácilmente barrenos con diámetros de entre 50.8 a 203.2 mm (2-8 pulg). El lodo de perforación es una mezcla de agua y bentonita. Generalmente se usa cuando resulta probable que el suelo encontrado se desmorone. Cuando se requieren muestras de suelo, la barra perforadora se eleva y el trépano se reemplaza por un tubo muestreador.

El *sondeo por percusión* es un método alternativo de excavar un barreno, particularmente a través de roca y suelo duro. Un trépano pesado de perforación se sube y baja para cortar el suelo duro. Las partículas de suelo recortado son llevadas a la superficie por circulación de agua. El sondeo por percusión puede requerir de un ademe.



▼ FIGURA 2.14 Sondeo con inyección o lavado

2.12 PROCEDIMIENTOS PARA MUESTREO DEL SUELO

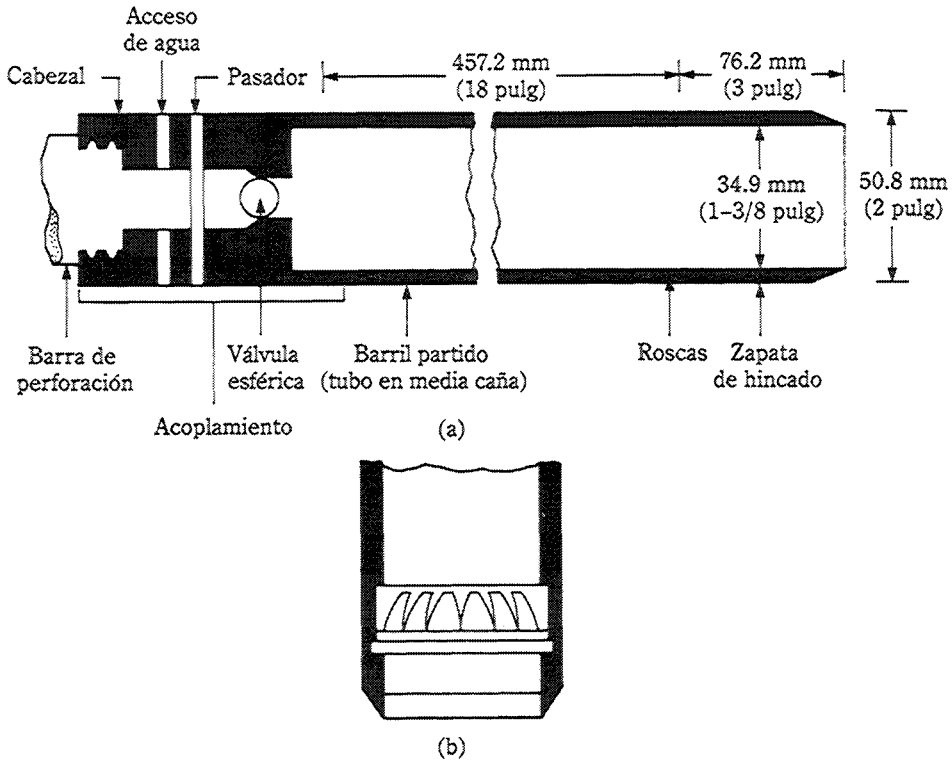
Dos tipos de muestras de suelo se obtienen durante una exploración del subsuelo: *alteradas e inalteradas*. Las muestras alteradas pero representativas son generalmente usadas para los siguientes tipos de pruebas de laboratorio:

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

Sin embargo, las muestras alteradas no deben usarse para pruebas de consolidación, permeabilidad o de resistencia cortante, ya que éstas deben hacerse con muestras inalteradas.

Muestreo con muestreador de media caña

Los muestreadores de media caña se usan en el campo para obtener muestras de suelo que están generalmente alteradas pero son aún representativas. La figura 2.15a



▼ **FIGURA 2.15** (a) Penetrómetro estándar de media caña; (b) extractor de núcleos de manantial (canastilla)

muestra una sección de *muestreador de media caña estándar*, consistente en una zapata de hincado de acero, un tubo de acero dividido longitudinalmente en dos y un cople en su parte superior. El cople conecta el muestreador a la barra de perforación. El penetrómetro estándar tiene un diámetro de 34.93 mm ($1\frac{3}{8}$ pulg) y exterior de 50.8 mm (2 pulg); sin embargo, se dispone también de muestreadores con diámetros interior y exterior de hasta 63.5 mm ($2\frac{1}{2}$ pulg) y 76.2 mm (3 pulg), respectivamente. Cuando un barreno se lleva hasta una profundidad predeterminada, las herramientas de perforación se retiran y el muestreador se baja al fondo del agujero barrenado. El penetrómetro se hinca en el suelo por golpes de un martinete en la parte superior de la barra de perforación. El peso estándar del martinete es de 622.72 N (140 lb) y para cada golpe la altura de caída del martinete es de 0.762 m (30 pulg). El número de golpes requeridos para la penetración del penetrómetro de tres intervalos de 152.4 mm (6 pulg), es registrado. El número de golpes requeridos para los dos últimos intervalos se suman para dar el *número de penetración estándar* a esa profundidad. Este número se llama generalmente el *valor N* (American Society for Testing and Materials, 1992, Designación D-1586-84). Luego se retira el penetrómetro, junto con la zapata y el cople. La muestra de suelo recuperada del tubo se coloca en una botella de vidrio y se transporta al laboratorio.

El grado de alteración de una muestra de suelo es usualmente expresado como

$$A_R(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2}\,(100) \tag{2.3}$$

donde A_R = relación de áreas
D_o = diámetro exterior del tubo muestreador
D_i = diámetro interior del tubo muestreador

Cuando la relación de áreas es de 10% o menor, la muestra se considera como inalterada. Para un penetrómetro estándar de media caña

$$A_R(\%) = \frac{(50.8)^2 - (34.93)^2}{(34.93)^2}\,(100) = 111.5\%$$

Por consiguiente, las muestras están altamente alteradas. Las muestras con penetrómetro estándar de media caña se toman generalmente a intervalos de aproximadamente 1.53 m (5 pies). Cuando el material encontrado en el campo es arena (particularmente arena fina debajo del nivel freático), la obtención de una muestra por medio del muestreador de media caña es difícil. En tal caso, un dispositivo conocido como *extractor de núcleos de manantial* tiene que ser colocado dentro de la media caña (figura 2.15b).

Además de la obtención de muestras de suelos, las pruebas de penetración estándar proporcionan varias correlaciones útiles. Por ejemplo, la consistencia de los suelos arcillosos es con frecuencia estimada con el número, N, de penetración estándar, como muestra la tabla 2.3. Sin embargo, las correlaciones para las arcillas requieren pruebas para verificar que las relaciones son válidas para el depósito de la arcilla en consideración.

La literatura técnica contiene muchas correlaciones entre el número de penetración estándar y la resistencia cortante, c_u, no drenada de la arcilla. Con base en resultados de pruebas triaxiales no drenadas conducidas en arcillas no sensitivas, Stroud (1974) sugirió que

$$c_u = KN \tag{2.4}$$

donde K = constante = 3.5-6.5 kN/m² (0.507-0.942 lb/pulg²)
N = número de penetración estándar obtenido en campo

El valor promedio de K es aproximadamente de 4.4 kN/m² (0.638 lb/pulg²).

▼ **TABLA 2.3** Consistencia de arcillas y correlación aproximada con el número N de penetración estándar

Número de penetración estándar, N	Consistencia	Resistencia a compresión no confinada, q_u (kN/m²)
0–2	Muy blanda	0–25
2–5	Blanda	25–50
5–10	Medio firme	50–100
10–20	Firme	100–200
20–30	Muy firme	200–400
>30	Dura	>400

Hara y otros investigadores (1971) sugirieron también que

$$C_u(KN/m^2) = 29N^{0.72} \tag{2.5}$$

La tasa de sobreconsolidación *OCR* de un depósito natural de arcilla es también correlacionada con el número de penetración estándar. Del análisis de regresión de una base de datos de 110 puntos, Mayne y Kemper (1988) obtuvieron la relación

$$OCR = 0.193\left(\frac{N}{\sigma'_v}\right)^{0.689} \tag{2.6}$$

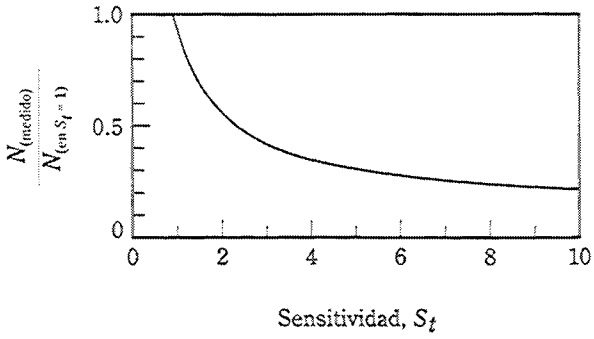
donde σ'_v = esfuerzo efectivo vertical en MN/m^2

Es importante señalar que cualquier correlación entre c_u y N es sólo aproximada. La sensitividad, S_t, de suelos arcillosos juega también un papel importante en el valor real de N obtenido en campo. La figura 2.16 muestra una gráfica de $N_{(medido)} / N_{(en\ S_t = 1)}$ *versus* S_t según predicho por Schmertmann (1975).

En suelos granulares, el valor N es afectado por la presión efectiva de sobrecarga σ'_v. Por esa razón, el valor N obtenido en una exploración de campo bajo diferentes presiones efectivas de sobrecarga debe ser cambiado para corresponder a un valor estándar de σ'_v. Es decir,

$$N_{cor} = C_N N_F \tag{2.7}$$

donde N_{cor} = valor N corregido para un valor estándar de σ'_v [95.6 kN/m² (1 ton/pie²)]
C_N = factor de corrección
N_F = valor N obtenido en el campo



▼ **FIGURA 2.16** Variación de $N_{(medido)}/N_{(en\ S_t = 1)}$ con S_t de arcillas (según Schmertmann, 1975)

En el pasado fueron propuestas varias relaciones empíricas para C_N. Algunas se dan en la tabla 2.4, las más comúnmente citadas son las proporcionadas por Liao y Whitman (1986) y Skempton (1986). La figura 2.17 muestra una comparación de C_N *versus* σ'_v obtenida de esas relaciones.

En la tabla 2.5 se da una relación aproximada entre el número de penetración estándar corregido y la compacidad relativa de la arena. Sin embargo, esos valores son aproximados, principalmente porque la presión efectiva de sobrecarga y la historia del esfuerzo del suelo influyen considerablemente en los valores N_F de la arena. Un extenso estudio realizado por Marcuson y Bieganousky (1977) produjo la relación empírica

$$C_r(\%) = 11.7 + 0.76(222N_F + 1600 - 53\sigma_v' - 50C_u^2)^{0.5} \tag{2.8}$$

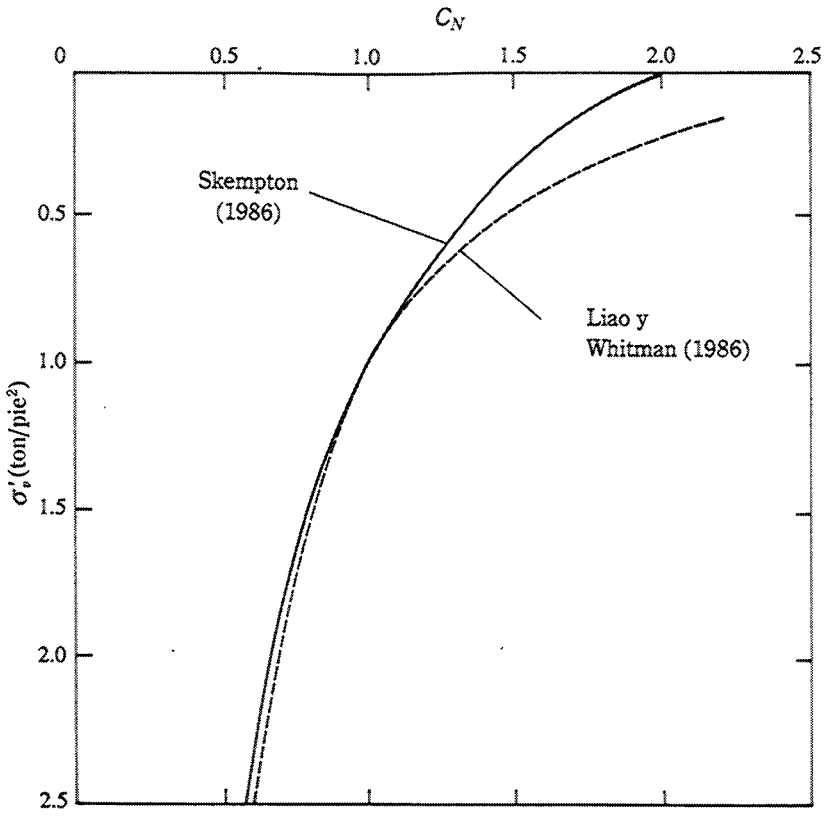
donde C_r = compacidad relativa
N_F = número de penetración estándar en el campo
σ'_v = presión efectiva de sobrecarga (lb/pulg^2)
C_u = coeficiente de uniformidad de la arena

El ángulo *máximo* de fricción ϕ de suelos granulares se correlaciona con el número de penetración estándar corregido. Peck, Hanson y Thornburn (1974) proporcionan una correlación entre N_{cor} y ϕ en forma gráfica, que puede ser aproximada como (Wolff, 1989)

$$\phi\,(\text{grados}) = 27.1 + 0.3N_{cor} - 0.00054N_{cor}^2 \tag{2.9}$$

▼ **TABLA 2.4** Relaciones empíricas para C_N (*Nota*: σ'_v está en U.S. ton/pie^2)

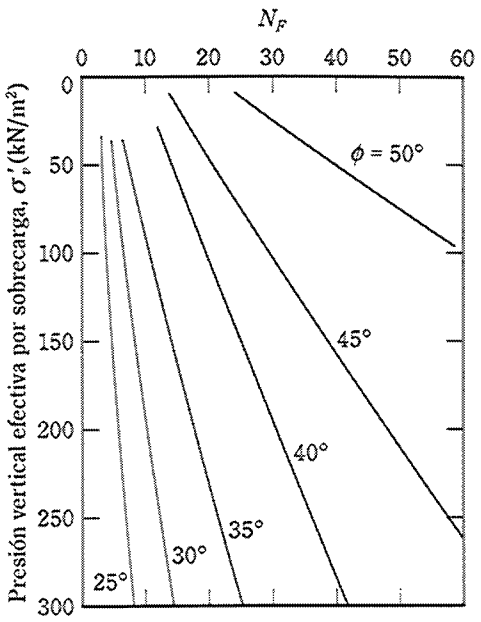
Fuente	C_N
Liao y Whitman (1986)	$\sqrt{\dfrac{1}{\sigma'_v}}$
Skempton (1986)	$\dfrac{2}{1+\sigma'_v}$
Seed y otros (1975)	$1 - 1.25 \log\left(\dfrac{\sigma'_v}{\sigma'_1}\right)$ donde $\sigma'_1 = 1$ U.S. ton/pie^2
Peck y otros (1974)	$0.77 \log\left(\dfrac{20}{\sigma'_v}\right)$ para $\sigma'_v \geq 0.25$ U.S. ton/pie^2



▼ **FIGURA 2.17** Gráficas comparativas de C_N *versus* σ', obtenidas de relaciones dadas por Liao y Whitman (1986) y Skempton (1986)

▼ **TABLA 2.5** Relación entre los valores *N* corregidos y la compacidad relativa en arenas

Número de penetración estándar, N_{cor}	Compacidad relativa aproximada, C_r (%)
0–5	0–5
5–10	5–30
10–30	30–60
30–50	60–95



▼ **FIGURA 2.18** Correlación entre N_F, σ'_v y ϕ para suelos granulares, según Schmertmann (1975)

Schmertmann (1975) propuso una correlación entre N_F, σ'_v y ϕ, que muestra la figura 2.18. La correlación puede aproximarse como (Kulhawy y Mayne, 1990)

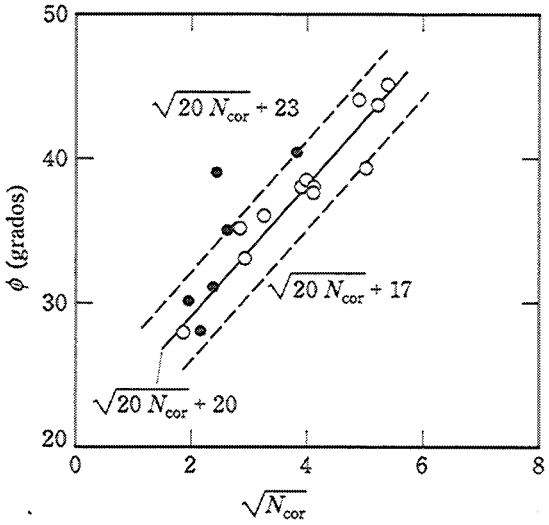
$$\phi = \tan^{-1}\left[\frac{N_F}{12.2 + 20.3\left(\frac{\sigma'_v}{p_a}\right)}\right]^{0.34} \tag{2.10}$$

donde N_F = número de penetración estándar en campo
σ'_v = presión efectiva por sobrecarga
p_a = presión atmosférica en las mismas unidades que σ'_v
ϕ = ángulo de fricción del suelo

Más recientemente, Hatanaka y Uchida (1996) propusieron una simple correlación entre ϕ y N_{cor} (figura 2.19), que se expresa como

$$\phi = \sqrt{20\,N_{cor}} + 20 \tag{2.11}$$

Cuando se usan los valores de la resistencia de penetración estándar en las correlaciones anteriores para estimar parámetros del suelo, deben tenerse presente las siguientes observaciones:



▼ FIGURA 2.19 Resultados de pruebas de laboratorio de Hatanaka y Uchida (1996) para la correlación entre ϕ y $\sqrt{N_{cor}}$

1. Las ecuaciones son aproximadas.
2. Debido a que el suelo no es homogéneo, los valores N_F obtenidos en un barreno varían ampliamente.
3. En depósitos de suelo que contienen grandes boleos y grava, los números de penetración estándar son erráticos y de poca confianza.

Aunque aproximada, con una correcta interpretación, la prueba de penetración estándar proporciona una buena evaluación de las propiedades de los suelos. Las principales fuentes de error en las pruebas de penetración estándar son una limpieza inadecuada del barreno, un conteo descuidado del número de golpes, un golpeteo excéntrico del martinete sobre el barreno perforador y un mantenimiento inadecuado del nivel del agua en el barreno.

Cucharón rascador

Cuando los depósitos de suelos están constituidos por arena mezclada con guijarros, la obtención de muestras por medio de (media caña) con un extractor de núcleos de manantial no es posible debido a que los pedruscos impiden que los resortes se cierren. En tales casos, un cucharón rascador debe usarse para obtener muestras representativas alteradas (figura 2.20a). Éste instrumento tiene una punta de hincado y puede unirse a una barra perforadora. El muestreador es hincado y girado en el suelo y el suelo lateral desprendido cae dentro del cucharón.

Tubo de pared delgada

Los tubos de pared delgada son llamados a veces *tubos Shelby*, están hechos de acero sin costura y se usan comúnmente para obtener suelos arcillosos inalterados. Los más comúnmente usados tienen diámetros exteriores de 50.8 mm (2 pulg) y 76.2 mm

(3 pulg). Su extremo del fondo es afilado. Los tubos pueden unirse a barras perforadoras (figura 2.20b). La barra perforadora con el tubo muestreador unido a ella se lleva al fondo del barreno y el tubo muestreador se hinca en el suelo. La muestra de suelo dentro del tubo es entonces extraída. Los dos extremos del muestreador son sellados y éste se envía al laboratorio para las pruebas correspondientes.

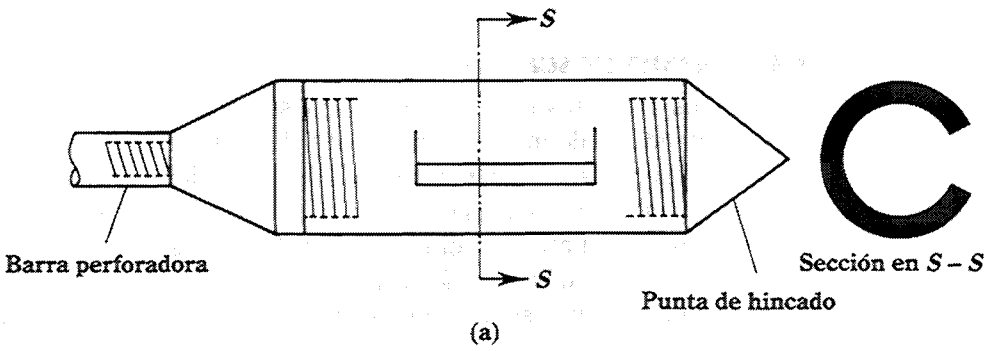
Las muestras obtenidas así se usan en pruebas de consolidación o de corte. Un tubo de pared delgada con diámetro exterior de 50.8 mm (2 pulg) tiene un diámetro interior de aproximadamente 47.63 mm ($1\frac{7}{8}$ pulg). La razón de áreas es

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

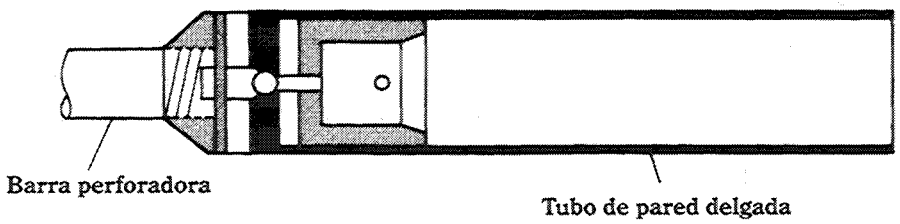
Al incrementar los diámetros de las muestras aumenta el costo de obtenerlas.

Muestreador de pistón

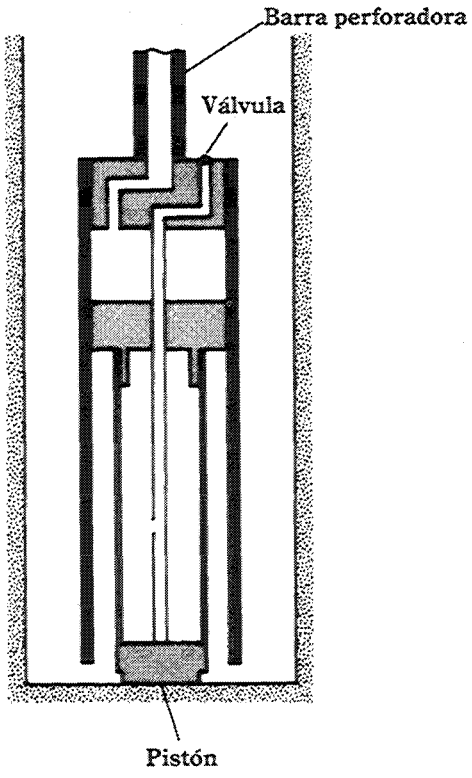
Cuando las muestras inalteradas de suelo son muy blandas o mayores que 76.2 mm (3 pulg) de diámetro, tienden a salirse del muestreador. Los muestreadores de pistón son particularmente útiles bajo tales condiciones. Existen varios tipos de éstos; sin embargo, el propuesto por Osterberg (1952) es el más útil (véanse las figuras 2.20c y 2.20d). Consiste en un tubo de pared delgada con un pistón. Inicialmente, el pistón cierra el extremo del tubo de pared delgada. El muestreador se baja al fondo del barreno (figura 2.20c) y el tubo se hinca hidráulicamente en el suelo más allá del pistón. La presión es entonces liberada a través de un agujero en la barra del pistón (figura 2.20d). En gran medida, la presencia del pistón impide la distorsión de la muestra al no dejar que el suelo se aplaste muy rápidamente en el tubo muestreador al no admitir suelo adicional. En consecuencia, las muestras obtenidas así quedan menos alteradas que las que se obtienen con los tubos Shelby.



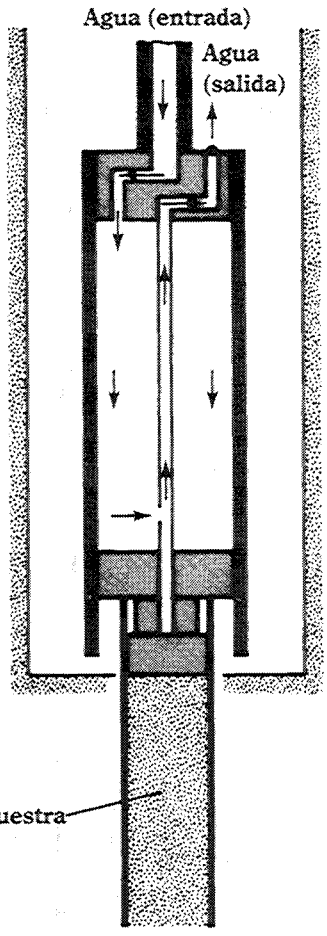
▼ **FIGURA 2.20** Aparatos de muestreo: (a) cucharón raspador; (b) tubo de pared delgada; (c) muestreador de pistón



(b)



(c)



(d)

▼ FIGURA 2.20 Continuación

2.13 OBSERVACIÓN DE LOS NIVELES DEL AGUA FREÁTICA

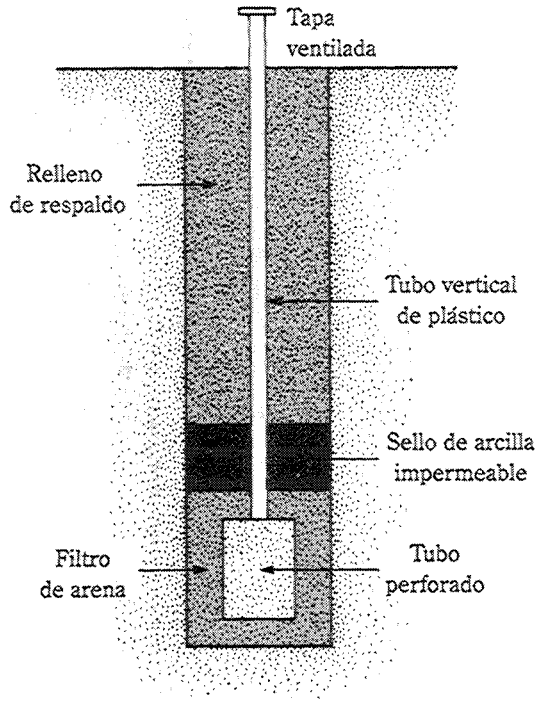
La presencia de agua freática cerca de una cimentación afecta considerablemente la capacidad de carga y asentamiento de ésta, entre otras cosas. El nivel del agua cambia con las estaciones. En muchos casos puede ser necesario establecer los niveles máximo y mínimo posibles del agua durante la vida de un proyecto.

Si se halla agua en un barreno durante una exploración de campo, tal hecho debe ser registrado. En suelos con alta permeabilidad hidráulica, el nivel del agua en un barreno se estabilizará aproximadamente 24 horas después de terminada la perforación. La profundidad del nivel del agua entonces se determina por medio de una cinta o cadena graduada.

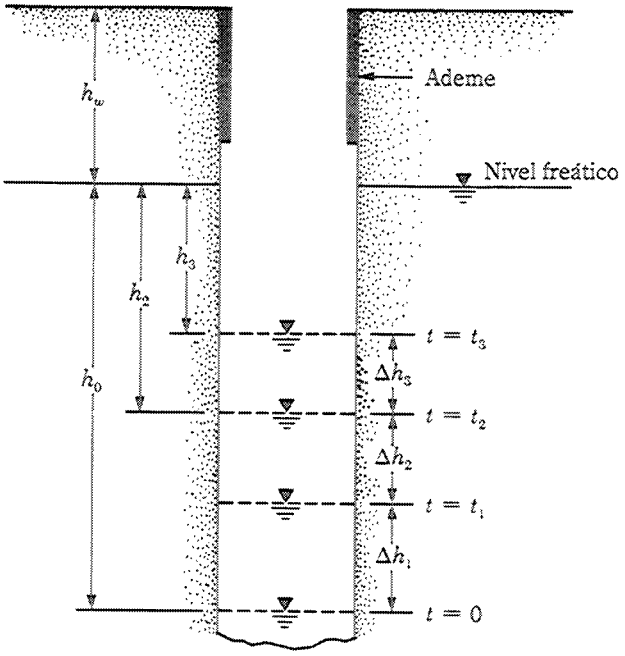
En estratos altamente impermeables, el nivel del agua en un barreno no se estabiliza durante varias semanas. En tales casos, si se requieren niveles del agua muy precisos, se usa un *piezómetro*, que consiste básicamente en una piedra porosa o en un tubo vertical perforado con una bureta de plástico unida a el. La figura 2.21 muestra la localización de un piezómetro en un barreno.

Para suelos limosos, Hvorslev (1949) propuso una técnica para determinar el nivel del agua (véase la figura 2.22) que implica los siguientes pasos:

1. Vacíe el agua del barreno hasta un nivel por debajo del nivel freático estimado.
2. Observe los niveles del agua en el barreno en los tiempos



▼ FIGURA 2.21 Piezómetro de piedra porosa tipo Casagrande



▼ FIGURA 2.22 Determinación de niveles del agua [ec. (2.12)]

$t = 0$

$t = t_1$

$t = t_2$

$t = t_3$

Note que $t_1 - 0 = t_1 - t_2 = t_2 - t_3 = \Delta t$.

3. Calcule Δh_1, Δh_2 y Δh_3 (véase la figura 2.22).
4. Calcule

$$h_0 = \frac{\Delta h_1^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} \tag{2.12a}$$

$$h_2 = \frac{\Delta h_2^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} \tag{2.12b}$$

$$h_3 = \frac{\Delta h_3^2}{\Delta h_2 - \Delta h_3} \tag{2.12c}$$

5. Marque h_0, h_2 y h_3 arriba de los niveles de agua observados en los tiempos $t = 0$, t_2 y t_3, respectivamente, para determinar el nivel final del agua en el barreno.

▼ EJEMPLO 2.1

Refiérase a la figura 2.22. Para un pozo de sondeo, $h_w + h_0 = 9.5$ m

$$\Delta t = 24 \text{ h}$$

$$\Delta h_1 = 0.9 \text{ m}$$

$$\Delta h_2 = 0.70 \text{ m}$$

$$\Delta h_3 = 0.54 \text{ m}$$

Haga los cálculos necesarios para localizar el nivel del agua.

Solución: Usando la ecuación (2.12),

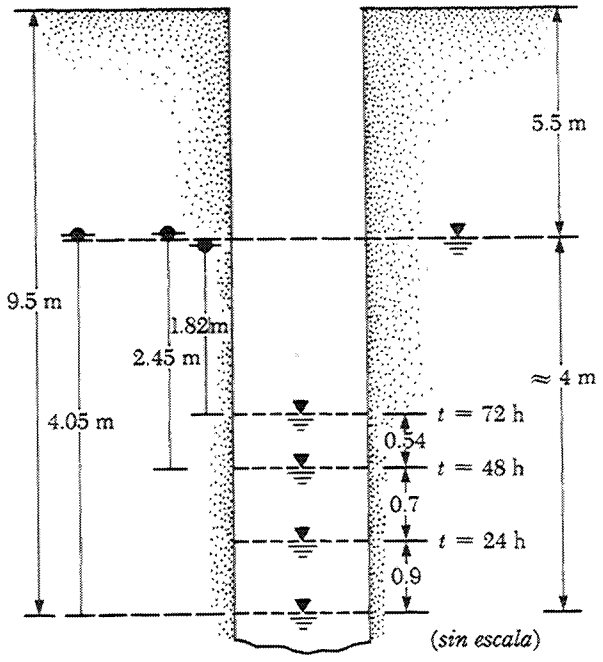
$$h_0 = \frac{\Delta h_1^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} = \frac{0.9^2}{0.9 - 0.70} = 4.05 \text{ m}$$

$$h_2 = \frac{\Delta h_2^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} = \frac{0.7^2}{0.9 - 0.70} = 2.45 \text{ m}$$

$$h_3 = \frac{\Delta h_3^2}{\Delta h_2 - \Delta h_3} = \frac{0.54^2}{0.7 - 0.54} = 1.82 \text{ m}$$

▲

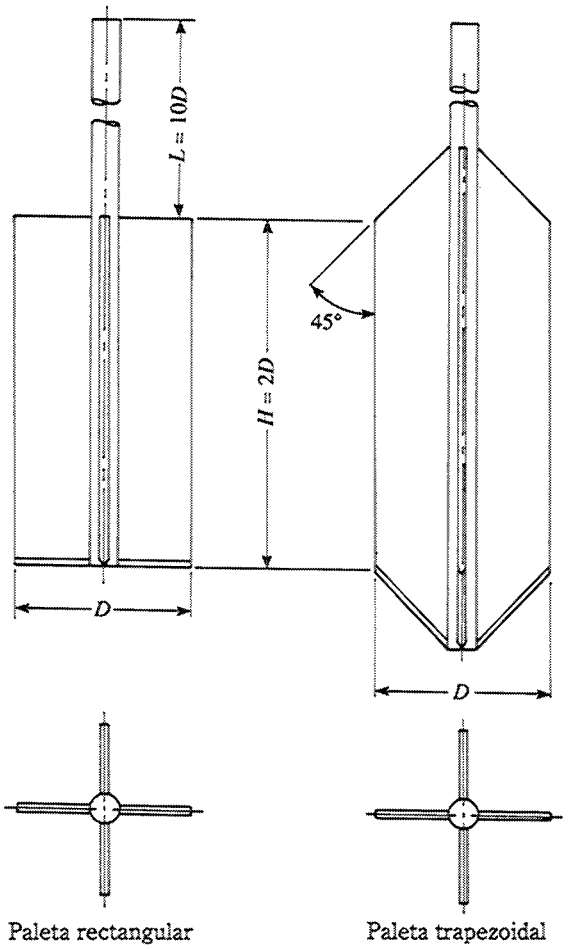
La figura 2.23 muestra una gráfica de los cálculos anteriores y los niveles estimados del agua. Note que $h_w = 5.5$ m.



▼ FIGURA 2.23

2.14 PRUEBA DE CORTE CON VELETA

La *prueba de corte con veleta* (ASTM D-2573) se usa durante la operación de barrenado para determinar *in situ* la resistencia cortante no drenada (c_u) de suelos arcillosos, particularmente de arcillas blandas. El aparato de corte con veleta consta de cuatro paletas en el extremo de una varilla, como muestra la figura 2.24. La altura, H, de la veleta es dos veces su diámetro, D. Puede ser rectangular o trapezoidal (véase la figura 2.24). Las dimensiones típicas de las veletas usadas en el campo se dan en la tabla 2.6. Las paletas del aparato son empujadas en el suelo al fondo de un barreno sin alterar apreciablemente el suelo. Se aplica un par de torsión en la parte superior de la varilla para hacer girar las paletas a una velocidad de 0.1°/s. Esta rotación inducirá la falla en



▼ **FIGURA 2.24** Geometría de la veleta de campo (según la ASTM, 1992)

▼ **TABLA 2.6** Dimensiones recomendadas de paletas de campo[a] (según la ASTM, 1992)

Tamaño del ademe	Diámetro, D mm(pulg)	Altura, H mm(pulg)	Espesor de la paleta mm(pulg)	Diámetro de la varilla mm(pulg)
AX	38.1 ($1\frac{1}{2}$)	76.2 (3)	1.6 ($\frac{1}{16}$)	12.7 ($\frac{1}{2}$)
BX	50.8 (2)	101.6 (4)	1.6 ($\frac{1}{16}$)	12.7 ($\frac{1}{2}$)
NX	63.5 ($2\frac{1}{2}$)	127.0 (5)	3.2 ($\frac{1}{8}$)	12.7 ($\frac{1}{2}$)
4 pulg (101.6 mm)[b]	92.1 ($3\frac{5}{8}$)	184.1 ($7\frac{1}{4}$)	3.2 ($\frac{1}{8}$)	12.7 ($\frac{1}{2}$)

[a] La selección del tamaño de la paleta está directamente relacionada con la consistencia del suelo que se prueba; es decir, entre más blando, mayor será el diámetro de la paleta que se escoja.
[b] Diámetro interior

el suelo de forma cilíndrica que rodea a las paletas. Se mide el par de torsión máximo, T, aplicado que causa la falla. Note que

$$T = f(c_u, H \text{ y } D) \tag{2.13}$$

o

$$c_u = \frac{T}{K} \tag{2.14}$$

donde T está en N · m, y c_u está en kN/m^2
K = una constante cuya magnitud depende de la dimensión y forma de la paleta

$$K = \left(\frac{\pi}{10^6}\right)\left(\frac{D^2H}{2}\right)\left(1 + \frac{D}{3H}\right) \tag{2.15}$$

donde D = diámetro de la paleta en cm
H = altura medida de la veleta en cm

Si $H/D = 2$, la ecuación (2.15) da

$$K = 366 \times 10^{-8} \underset{\text{(cm)}}{\uparrow} D^3 \tag{2.16}$$

En unidades inglesas, si c_u y T en la ecuación (2.14) están expresadas en lb/pie^2 y lb-pie, respectivamente,

$$K = \left(\frac{\pi}{1728}\right)\left(\frac{D^2H}{2}\right)\left(1 + \frac{D}{3H}\right) \tag{2.17}$$

Si $H/D = 2$, la ecuación (2.17) da

$$K = 0.0021D^3 \quad \text{(pulg)} \tag{2.18}$$

Las pruebas de corte con veleta en campo son moderadamente rápidas y económicas y se usan ampliamente en programas de exploración de suelos en campo. Da buenos resultados en arcillas blandas y medio compactas y es también una excelente prueba para determinar las propiedades de arcillas sensitivas.

Causas de errores significativos en la prueba de corte con veleta en campo son una mala calibración del par de torsión aplicado y paletas dañadas. Otros errores se cometen si la velocidad de rotación de las paletas no es debidamente controlada.

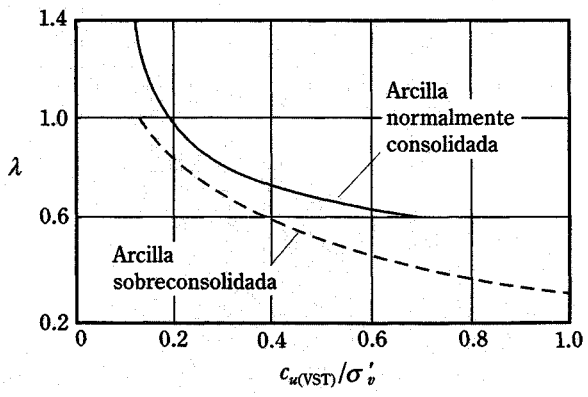
Para fines de diseño, los valores de la resistencia cortante no drenada obtenidos de pruebas de corte con veleta en campo [$c_{u(\text{VST})}$] son muy altos y se recomienda que sean corregidos,

$$c_{u(\text{correcto})} = \lambda c_{u(\text{VST})} \tag{2.19}$$

donde λ = factor de corrección

Varias correlaciones han sido previamente dadas para el factor de corrección, λ, y algunas se dan en la tabla 2.7.

▼ **TABLA 2.7** Correlaciones para λ

Fuente	Correlación
Bjerrum (1972)	$\lambda = 1.7 - 0.54 \log(IP)$ IP = índice de plasticidad (%)
Morris y Williams (1994)	$\lambda = 1.18e^{-0.08(IP)} + 0.57$ para $IP > 5$
Morris y Williams (1994)	$\lambda = 7.01e^{-0.08(IP)} + 0.57$ LL = límite líquido (%)
Aas y otros (1986)	 σ'_v = presión efectiva de sobrecarga

La resistencia cortante por veleta en campo también se correlaciona con el esfuerzo de preconsolidación y la tasa de sobreconsolidación de la arcilla. Usando una base de datos de 343 puntos, Mayne y Mitchell (1988) obtuvieron la siguiente relación empírica para estimar la presión de preconsolidación de un depósito natural de arcilla.

$$p_c = 7.04[c_{u(\text{campo})}]^{0.83} \tag{2.20}$$

donde p_c = presión de preconsolidación (kN/m²)
$c_{u(\text{campo})}$ = resistencia cortante de molinete en campo (kN/m²)

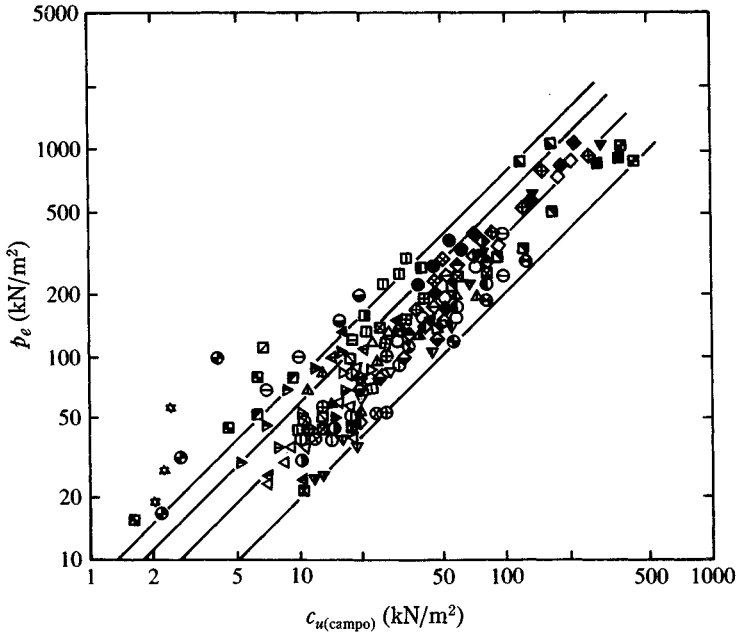
La figura 2.25 exhibe los puntos de los cuales se obtuvo la relación también muestra que la tasa de sobreconsolidación (OCR) se correlaciona con $c_{u(\text{campo})}$ por la expresión

$$OCR = \beta \frac{c_{u(\text{campo})}}{\sigma'_v} \tag{2.21a}$$

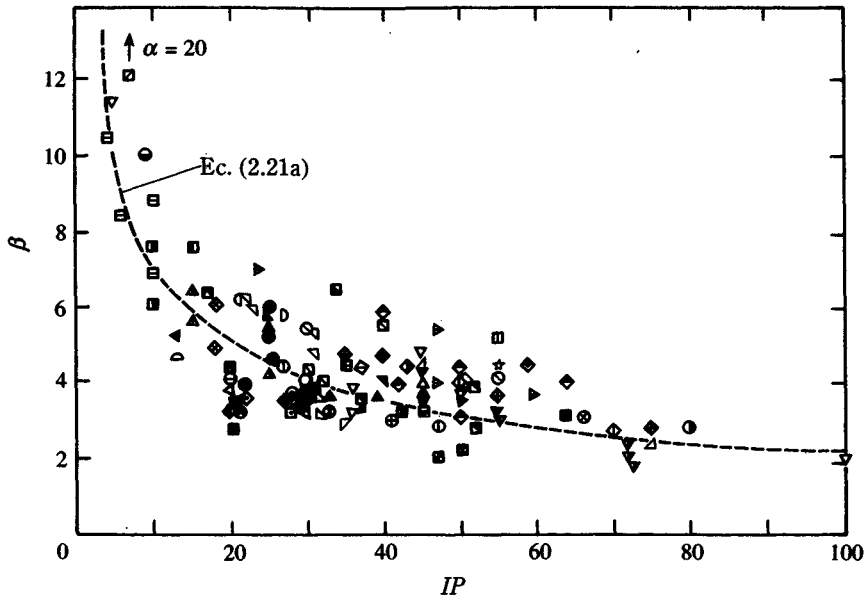
donde σ'_v = presión efectiva por sobrecarga

$$\beta = 22(IP)^{-0.48} \tag{2.21b}$$

donde IP = índice de plasticidad



▼ **FIGURA 2.25** Variación de la presión de preconsolidación respecto a la resistencia cortante de veleta en campo (según Mayne y Mitchell, 1988)



▼ **FIGURA 2.26** Variación de β con el índice de plasticidad (según Mayne y Mitchell, 1988)

La figura 2.26 muestra la variación de β con el índice de plasticidad.

Otras correlaciones para β encontradas en la literatura técnica son

Hansbo (1957)

$$\beta = \frac{222}{w(\%)} \tag{2.22}$$

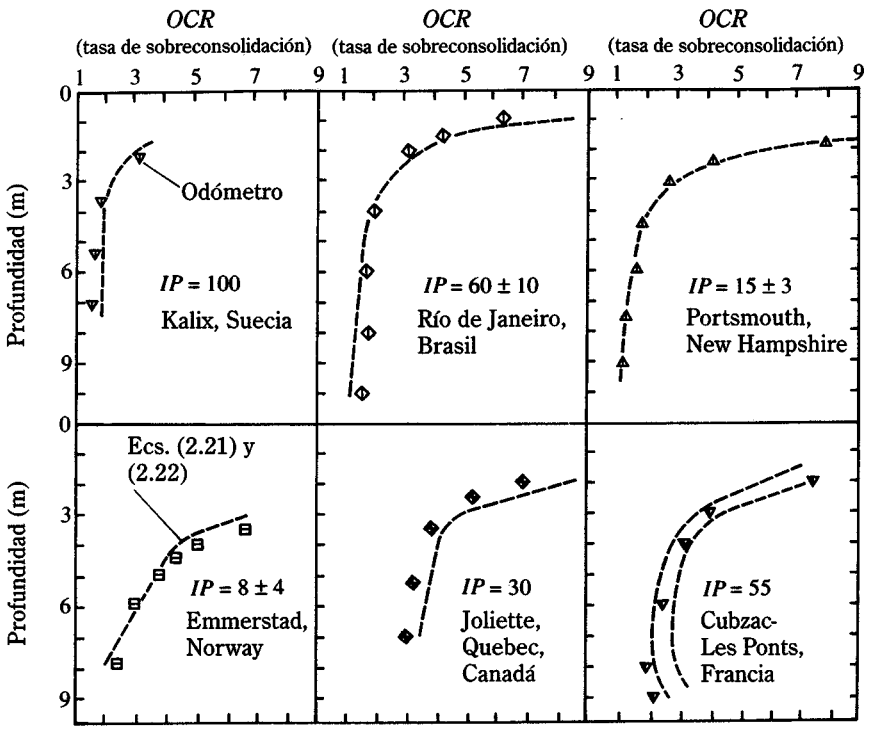
Larsson (1980)

$$\beta = \frac{1}{0.08 + 0.0055(IP)} \tag{2.23}$$

La figura 2.27 compara los valores reales y predichos del *OCR* obtenido con la ecuación (2.21) en seis sitios diferentes.

2.15 PRUEBA DE PENETRACIÓN DEL CONO

La prueba de penetración de cono (CPT), conocida originalmente como la prueba de penetración con cono holandés, es un método versátil de sondeo usado para determinar los materiales en un perfil de suelo y estimar sus propiedades ingenieriles. Tambien es llamada *prueba de penetración estática* y no son necesarios los barrenos para llevarla a cabo. En la versión original, un cono a 60° con área en su base de 10 cm^2 era empujado en el terreno a una tasa constante de aproximadamente 20 mm/s y se medía la resistencia a la penetración (llamada la resistencia de punta).

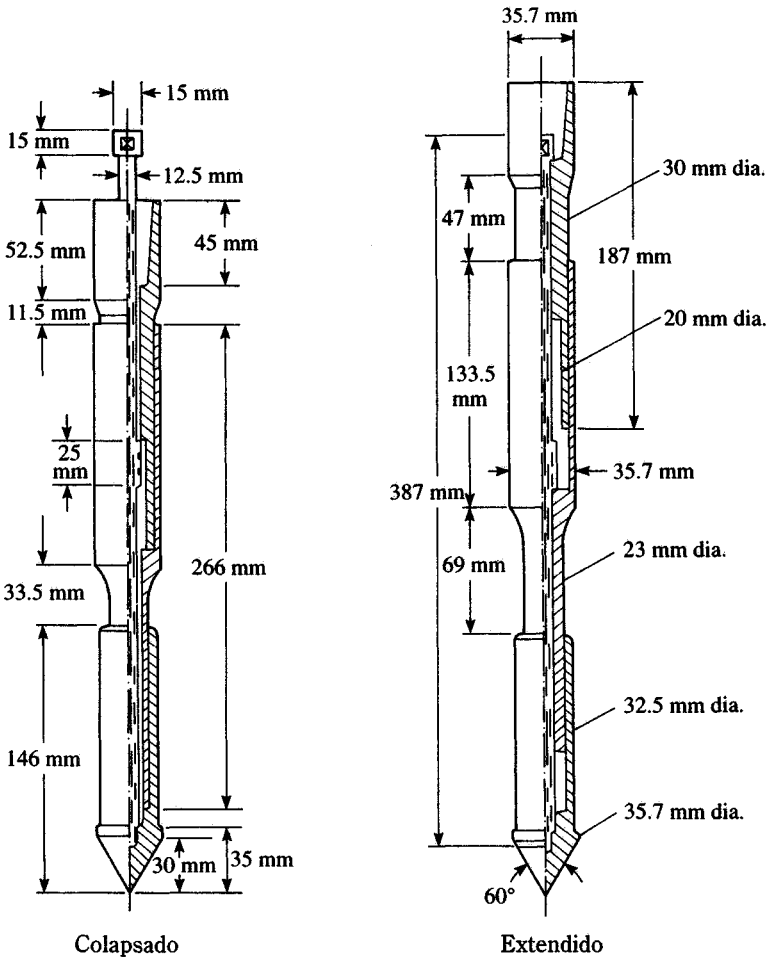


▼ **FIGURA 2.27** Perfiles *OCR* medidos en seis sitios en pruebas con odómetro (puntos individuales) y perfiles estimados de datos de prueba con veleta en campo (líneas punteadas) (según Mayne y Mitchell, 1988)

Los actuales penetrómetros de cono miden (a) la *resistencia de cono* (q_c) a la penetración desarrollada por el cono, que es igual a la fuerza vertical aplicada al cono dividida entre su área horizontal proyectada y (b) la *resistencia por fricción* (f_c), que es la resistencia medida por un manguito situado arriba del cono con el suelo local rodeándolo. La resistencia por fricción es igual a la fuerza vertical aplicada al manguito dividida entre su área superficial, en realidad la suma de la fricción y la adhesión.

Generalmente, dos tipos de penetrómetros se usan para medir q_c y f_c:

a. *Penetrómetro de cono de fricción mecánica* (figura 2.28). En este caso, la punta del instrumento está conectada a un conjunto de barras internas. La punta es primero empujada aproximadamente 40 mm, dando la resistencia de cono. Con un empuje adicional, la punta acciona la fricción del manguito. Conforme la barra interior avanza, la fuerza en la barra es igual a la suma de la fuerza vertical sobre el cono y el manguito. Restando la fuerza sobre el cono se obtiene la resistencia lateral.
b. *Penetrómetro de cono de fricción eléctrico* (figura 2.29). En este instrumento la punta está unida a un grupo de barras de acero. La punta se empuja en el terreno a razón de 20 mm/s. Los alambres de los transductores se pasan por el centro de las varillas y dan en forma continua las resistencias de cono y lateral.

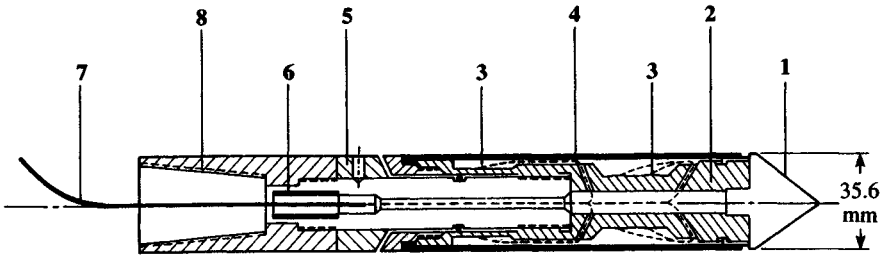


▼ **FIGURA 2.28** Penetrómetro de cono de fricción mecánico (según la ASTM, 1992)

La figura 2.30 muestra los resultados de pruebas de penetrómetros en un perfil de suelo con medición de la fricción por medio de un penetrómetro de cono de fricción mecánico y otro eléctrico.

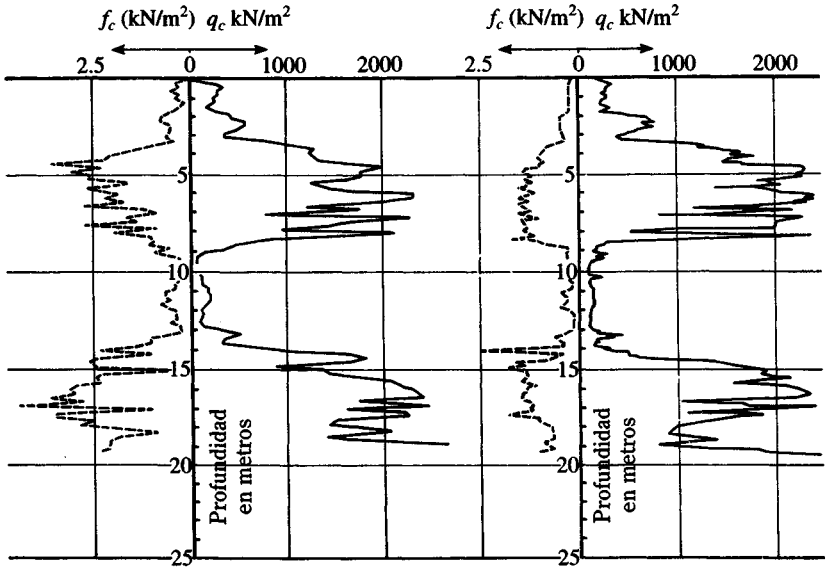
Varias correlaciones útiles para estimar las propiedades de suelos encontradas durante un programa de exploración han sido desarrolladas para la resistencia de punta (q_c) y la razón de fricción (F_r) obtenidas en las pruebas de penetración de cono. La razón de fricción, F_r, se define como

$$F_r = \frac{\text{resistencia por fricción}}{\text{resistencia del cono}} = \frac{f_c}{q_c} \tag{2.24}$$



1 Punta cónica (10 cm²)
2 Celda de carga
3 Extensómetros
4 Manguito de fricción (150 cm²)
5 Anillo de ajuste
6 Buje impermeable
7 Cable
8 Conexión con barras

▼ **FIGURA 2.29** Penetrómetro de cono de fricción eléctrico (según la ASTM, 1992)



(a) Cono mecánico, lecturas discontinuas

(b) Cono eléctrico, registro continuo

▼ **FIGURA 2.30** Pruebas con penetrómetro con mediciones de la fricción (según Ruiter, 1971)

Lancellotta (1983), Jamiolkowski y otros investigadores (1985), mostraron que la relativa, C_r, de una arena normalmente consolidada y q_c compacidad se correlacionan por

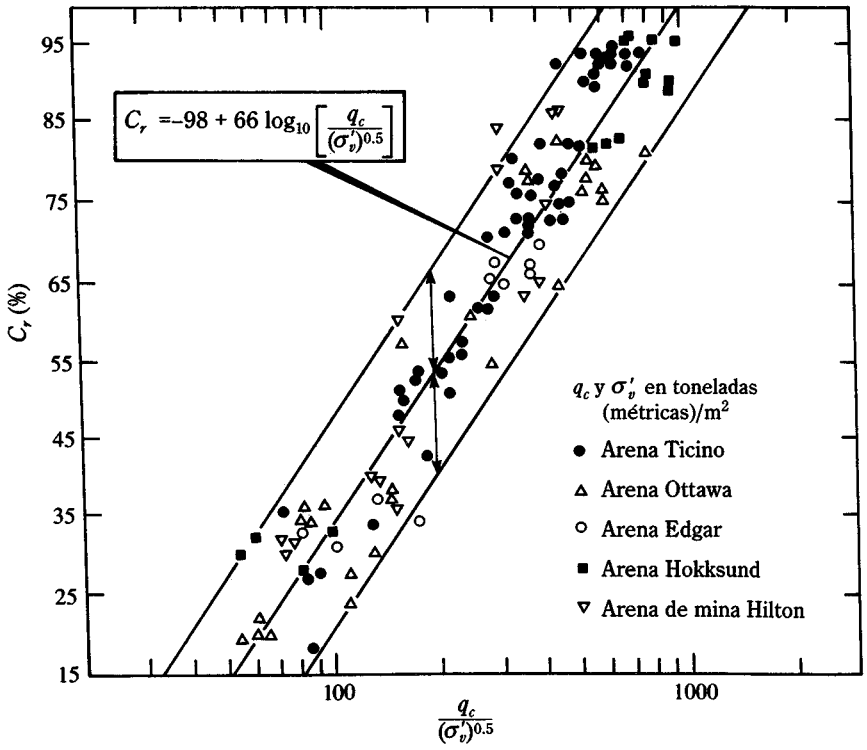
$$C_r(\%) = A + B\log_{10}\left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_v}}\right) \tag{2.25}$$

donde A, B = constantes
σ'_v = esfuerzo vertical efectivo

Los valores de A y B son

A	B	Unidades de q_c y σ'_v
−98	66	ton métricas/m^2

La figura 2.31 muestra las correlaciones obtenidas para varias arenas. Baldi y otros inveatigadores (1982), Robertson y Campanella (1983), también recomiendan una rela-



▼ **FIGURA 2.31** Relación entre C_r y q_c (según Lancellotta, 1983, y Jamiolkowski y otros, 1985)

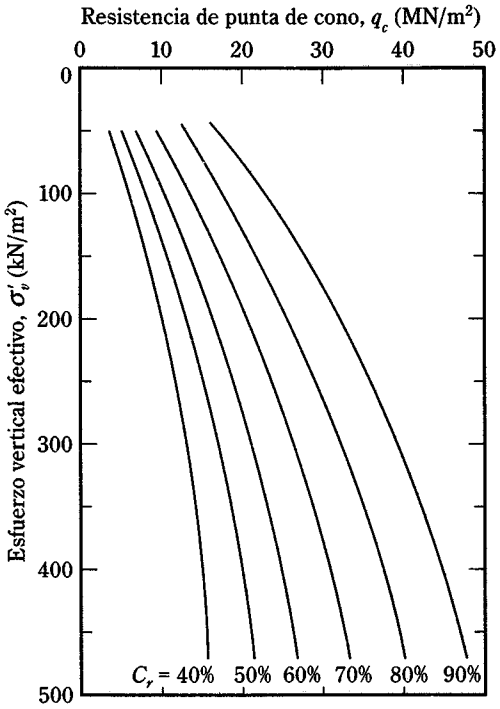
ción empírica entre el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v), la compacidad relativa (C_r) y q_c para *arena normalmente consolidada*. Como muestra la figura 2.32.

La figura 2.33 presenta una correlación entre σ'_v, q_c y el ángulo máximo de fricción ϕ para una arena de cuarzo normalmente consolidada. Esta correlación se expresa como (Kulhawy y Mayne, 1990)

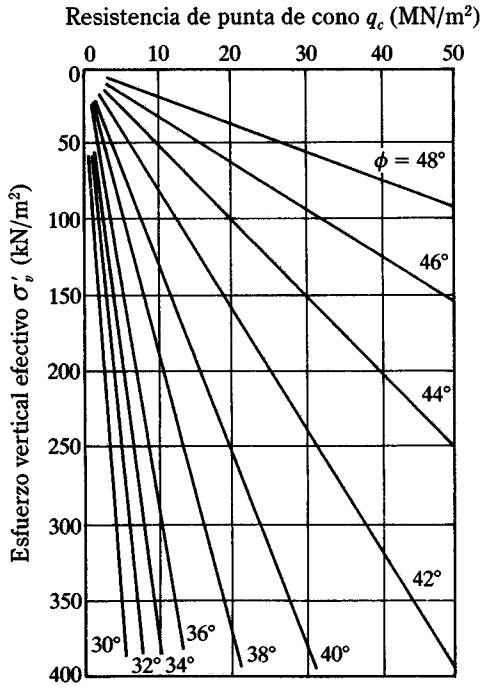
$$\phi = \tan^{-1}\left[0.1 + 0.38 \log\left(\frac{q_c}{\sigma'_v}\right)\right] \tag{2.26}$$

Robertson y Campanella (1983) también propusieron una correlación general entre q_c, la razón de fricción F_r y el tipo de suelo encontrado en el campo (figura 2.34). La figura 2.35 muestra el rango general de q_c/N_F para varios tipos de suelos.

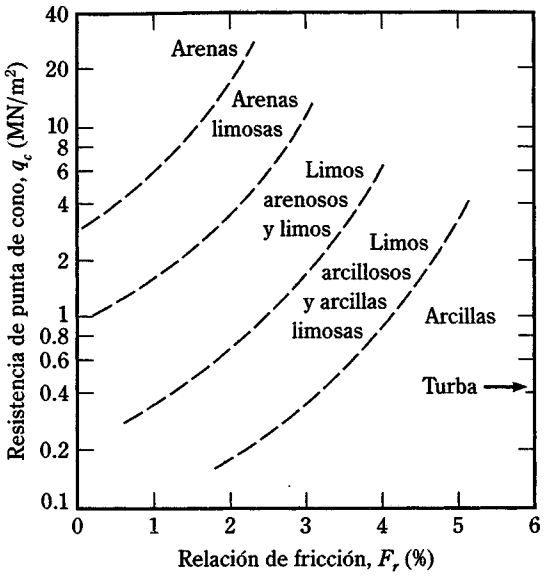
Las correlaciones para q_c según son propuestas en las figuras 2.31, 2.32 y 2.33 y por las ecuaciones (2.25) y (2.26), son para arenas normalmente consolidadas. De hecho, para una condición general, q_c es una función de σ'_v, de la compacidad relativa y de los esfuerzos efectivos vertical y lateral iniciales. Una teoría más racional para esa correlación fue propuesta por Salgado, Mitchell y Jamiolkowski (1997); los lectores pueden consultar ese estudio para obtener mayor información.



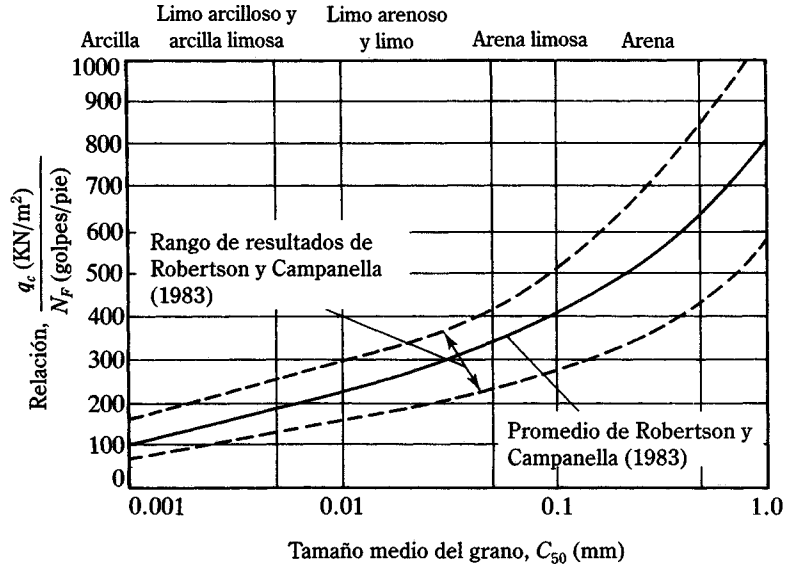
▼ **FIGURA 2.32** Variación de q_c, σ'_v y C_r para arena de cuarzo normalmente consolidada (según Baldi y otros, 1982, y Robertson y Campanella, 1983)



▼ **FIGURA 2.33** Variación de q_c con σ'_v y ϕ en arena de cuarzo normalmente consolidada (según Robertson y Campanella, 1983)



▼ **FIGURA 2.34** Correlación entre q_c, F_r, y el tipo de suelo según Robertson y Campanella (1983)



▼ **FIGURA 2.35** Rango general de la variación de q_c/N_F para varios tipos de suelo (según Robertson y Campanella, 1983)

De acuerdo con Mayne y Kemper (1988), en suelo arcilloso la cohesión no drenada c_u, la presión de preconsolidación p_c y la tasa de sobreconsolidación están relacionadas por

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right) = \left(\frac{q_c - \sigma_v}{\sigma'_v}\right)\frac{1}{N_K} \tag{2.27}$$

o

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_K} \tag{2.27a}$$

donde N_K = factor de capacidad de carga ($N_K = 15$ para cono eléctrico y $N_K = 20$ para cono mecánico)
σ_v = esfuerzo vertical *total*
σ'_v = esfuerzo vertical efectivo

Con la ecuación (2.27) deben usarse unidades consistentes de c_u, σ_v, σ'_v y q_c:

$$p_c = 0.243\,(q_c)^{0.96} \tag{2.28}$$
$$\uparrow \qquad \uparrow$$
$$\text{MN/m}^2 \qquad \text{MN/m}^2$$

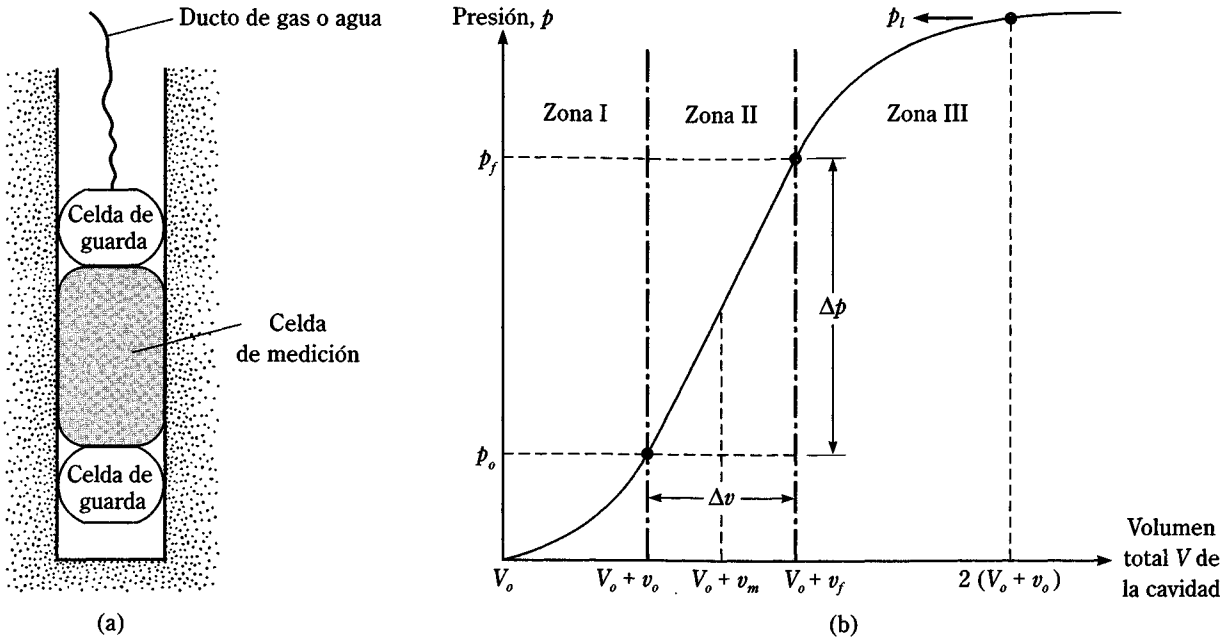
y

$$OCR = 0.37\left(\frac{q_c - \sigma_v}{\sigma'_v}\right)^{1.01} \tag{2.29}$$

donde σ_v y σ'_v = esfuerzo total y efectivo, respectivamente.

2.16 PRUEBA DEL PRESURÍMETRO (PMT)

La prueba del presurímetro se realiza *in situ* conducida en un barreno y fue originalmente desarrollada por Menard (1956) para medir la resistencia y de formabilidad de un suelo. Fue adoptada por la ASTM con la Designación de Prueba 4719, que consiste esencialmente en una muestra con tres celdas, de las cuales la superior y la inferior son *celdas de guarda* y la intermedia es la *celda de medición*, como muestra esquemáticamente la figura 2.36a. La prueba se conduce a través de un agujero perforado de antemano, el cual debe tener un diámetro de entre 1.03 y 1.2 veces el diámetro nominal de la muestra. La probeta más usada tiene un diámetro de 58 mm y una longitud de 420 mm. Las celdas de la muestra se expanden por medio de un líquido o un gas. Las celdas de guarda son expandidas para reducir el efecto de la condición de extremo sobre



▼ **FIGURA 2.36** (a) Presurímetro; (b) gráfica de presión *versus* volumen total de la cavidad

la celda de medición, que tiene un volumen (V_o) de 535 cm^3. A continuación se dan las dimensiones para los diámetros de la muestra y del barreno recomendadas por la ASTM:

Diámetro de la muestra (mm)	Diámetro del barreno	
	Nominal (mm)	Máximo (mm)
44	45	53
58	60	70
74	76	89

Para efectuar una prueba, se mide el volumen V_o de la celda de medición y la muestra se inserta en el barreno. Se aplica presión en incrementos y la expansión volumétrica de la celda se mide. Se continúa hasta que el suelo falla o hasta que la presión límite del dispositivo se alcanza. Se considera que el suelo falla cuando el volumen total de la cavidad expandida (V) es aproximadamente dos veces el volumen de la cavidad original. Después de terminada la prueba, la muestra se desinfla y se desplaza para ser probada a otra profundidad.

Los resultados de la prueba del presurímetro se expresan en una forma gráfica de presión *versus* volumen, como muestra la figura 2.36b. En ésta, la Zona I representa la porción de recarga durante la cual el suelo alrededor del barreno es presionado a su es-

tado inicial (es decir, al que tenía antes de la perforación). La presión p_o representa el esfuerzo total horizontal *in situ*. La Zona II representa una zona seudoelástica en la cual el volumen de la celda *versus* la presión de la misma es prácticamente lineal. La presión p_f representa la presión de fluencia o de flujo plástico. La zona III es la zona plástica. La presión, p_l, representa la presión límite.

El módulo del presurímetro, E_p, del suelo se determina usando la teoría de la expansión de un cilindro infinitamente grueso. Se tiene entonces

$$E_p = 2(1 + \mu)(V_o + v_m)\left(\frac{\Delta p}{\Delta v}\right) \tag{2.30}$$

donde $v_m = \dfrac{v_o + v_f}{2}$

$\Delta p = p_f - p_o$

$\Delta v = v_f - v_o$

μ = relación de Poisson (que se supone igual a 0.33)

La presión límite, p_l, se obtiene generalmente por extrapolación y no por medición directa.

Para vencer la dificultad de preparar el barreno al tamaño apropiado se han desarrollado presurímetros autobarrenantes (SBPMT). Los detalles relativos a éstos se encuentran en el trabajo de Baguelin y otros (1978).

Varios investigadores desarrollaron correlaciones entre varios parámetros del suelo y los resultados obtenidos en las pruebas con presurímetros. Kulhawy y Mayne (1990) propusieron

$$p_c = 0.45p_l \tag{2.31}$$

donde p_c = presión de preconsolidación

Con base en la teoría de la expansión de cavidades, Baguelin y otros (1978) propusieron la relación

$$c_u = \frac{(p_l - p_o)}{N_p} \tag{2.32}$$

donde c_u = resistencia cortante no drenada de una arcilla

$$N_p = 1 + \ln\left(\frac{E_p}{3c_u}\right)$$

Los valores típicos de N_p varían entre 5 y 12, con un valor promedio de aproximadamente 8.5. Ohya y otros (1982) (véase también Kulhawy y Mayne, 1990) correlacionaron E_p con los números de penetración (N_F) estándar de campo para arenas y arcillas por medio de las expresiones:

$$\text{Arcilla: } E_p\,(\text{kN/m}^2) = 1930\,N_F^{0.63} \tag{2.33}$$

$$\text{Arena: } E_p\,(\text{kN/m}^2) = 908\,N_F^{0.66} \tag{2.34}$$

2.17 PRUEBA DEL DILATÓMETRO

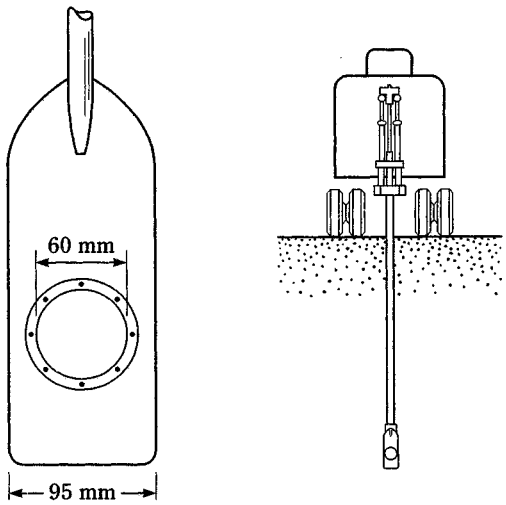
El uso de la prueba con el dilatómetro de placa plana (DMT) es relativamente reciente (Marchetti, 1980; Schmertmann, 1986). El equipo consiste esencialmente en una placa plana con dimensiones de 220 mm (longitud) × 95 mm (ancho) × 14 mm (espesor) (8.66 pulg × 3.74 pulg × 0.55 pulg). Una membrana de acero, delgada, plana, circular, expansible con diámetro de 60 mm (2.36 pulg) se localiza al ras en el centro sobre un lado de la placa (figura 2.37a). El dilatómetro se inserta en el terreno usando un aparejo de la prueba de penetración de cono (figura 2.37b). Ductos de gas y eléctricos se extienden desde la caja de control en la superficie hasta la hoja a través del vástago del penetrómetro. A la profundidad requerida, se usa gas nitrógeno a alta presión para inflar la membrana. Se toman dos lecturas, que son

1. La presión A para "levantar" la membrana, y
2. La presión B a la que la membrana se expande 1.1 mm (0.4 pulg) hacia el suelo que la rodea

Las lecturas A y B se corrigen como sigue (Schmertmann, 1986)

$$\text{Esfuerzo de contacto, } p_o = 1.05\,(A + \Delta A - Z_m) - 0.05\,(B - \Delta B - Z_m) \tag{2.35}$$

$$\text{Esfuerzo de expansión, } p_1 = B - Z_m - \Delta B \tag{2.36}$$



▼ **FIGURA 2.37** (a) Diagrama esquemático de un dilatómetro de placa plana; (b) Dilatómetro insertado en el terreno

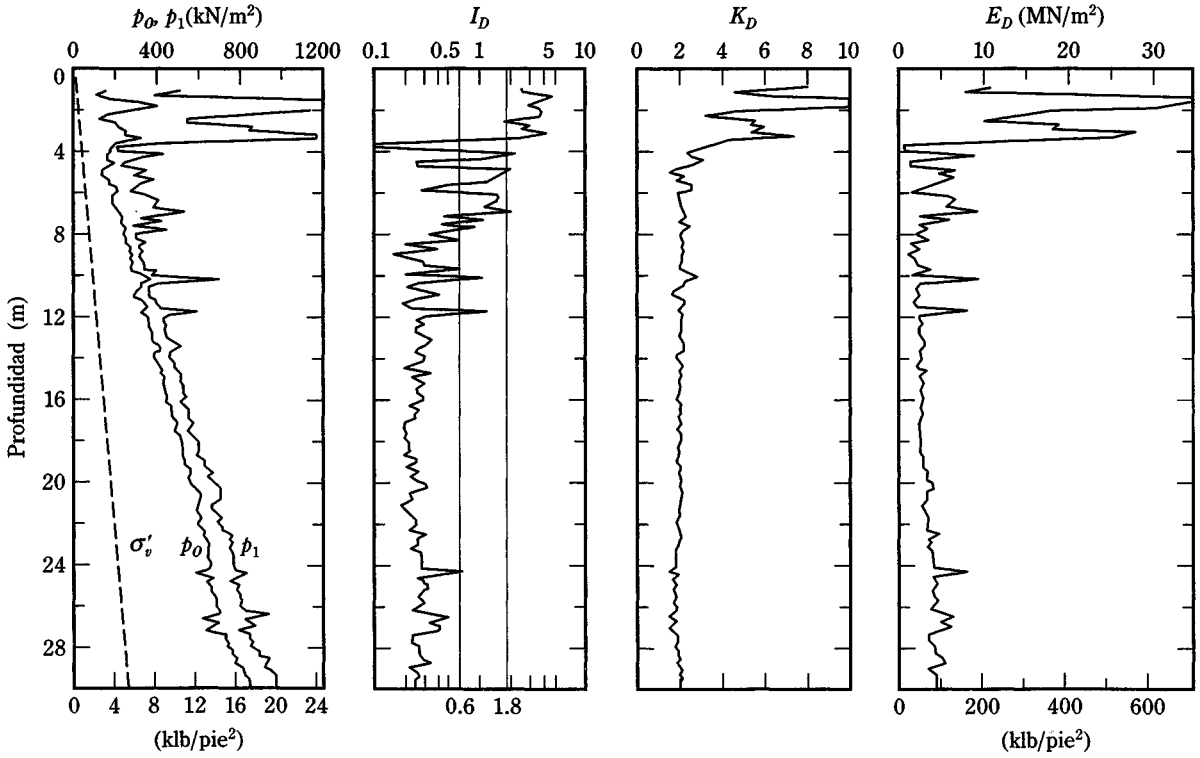
donde ΔA = presión respecto al vacío requerida para mantener la membrana en contacto con su asiento
ΔB = presión del aire requerida dentro de la membrana para desviarla hacia afuera a una expansión central de 1.1 mm
Z_m = desviación de la presión manométrica desde cero, cuando está ventilada, a la presión atmosférica

La prueba se conduce normalmente a profundidades separadas entre sí 200 a 300 mm. El resultado de una prueba dada se usa para determinar tres parámetros:

1. Índice del material, $I_D = \dfrac{p_1 - p_o}{p_o - u_o}$
2. Índice de esfuerzo horizontal, $K_D = \dfrac{p_o - u_o}{\sigma'_v}$
3. Módulo del dilatómetro, $E_D(\text{kN/m}^2) = 34.7(p_1\text{kN/m}^2 - p_o\text{kN/m}^2)$

donde u_o = presión de poro del agua
σ'_v = esfuerzo efectivo vertical *in situ*

La figura 2.38 muestra los resultados de una prueba de un dilatómetro conducida en Porto Tolle, Italia (Marchetti, 1980). El subsuelo consistía en depósitos del delta del



▼ **FIGURA 2.38** Resultado de prueba con dilatómetro realizada en Porto Tolle, Italia (según Marchetti, 1980)

río Po normalmente consolidados. Se encontró un estrato grueso de arcilla limosa a una profundidad de 10 pies ($c = 0$; $\phi \approx 28°$). Los resultados obtenidos en las pruebas con dilatómetro han sido correlacionados con varias propiedades del suelo (Marchetti, 1980), de las cuales algunas se dan a continuación.

a. $$K_o = \left(\frac{K_D}{1.5}\right)^{0.47} - 0.6 \tag{2.37}$$

b. $$OCR = (0.5K_D)^{1.6} \tag{2.38}$$

c. $$\frac{c_u}{\sigma_v'} = 0.22 \quad \text{(para arcilla normalmente consolidada)} \tag{2.39}$$

d. $$\left(\frac{c_u}{\sigma_v'}\right)_{OC} = \left(\frac{c_u}{\sigma_v'}\right)_{NC} (0.5K_D)^{1.25} \tag{2.40}$$

e. $$E = (1 - \mu^2)E_D \tag{2.41}$$

donde K_o = coeficiente de presión de la tierra en reposo (capítulo 5)
OCR = tasa de sobreconsolidación
OC = suelo sobreconsolidado
NC = suelo normalmente consolidado
E = módulo de elasticidad

Schmertmann (1986) también propuso una correlación entre el índice (I_D) del material y el módulo del dilatómetro (E_D) para la determinación de la descripción del suelo y del peso específico (γ), como muestra la figura 2.39.

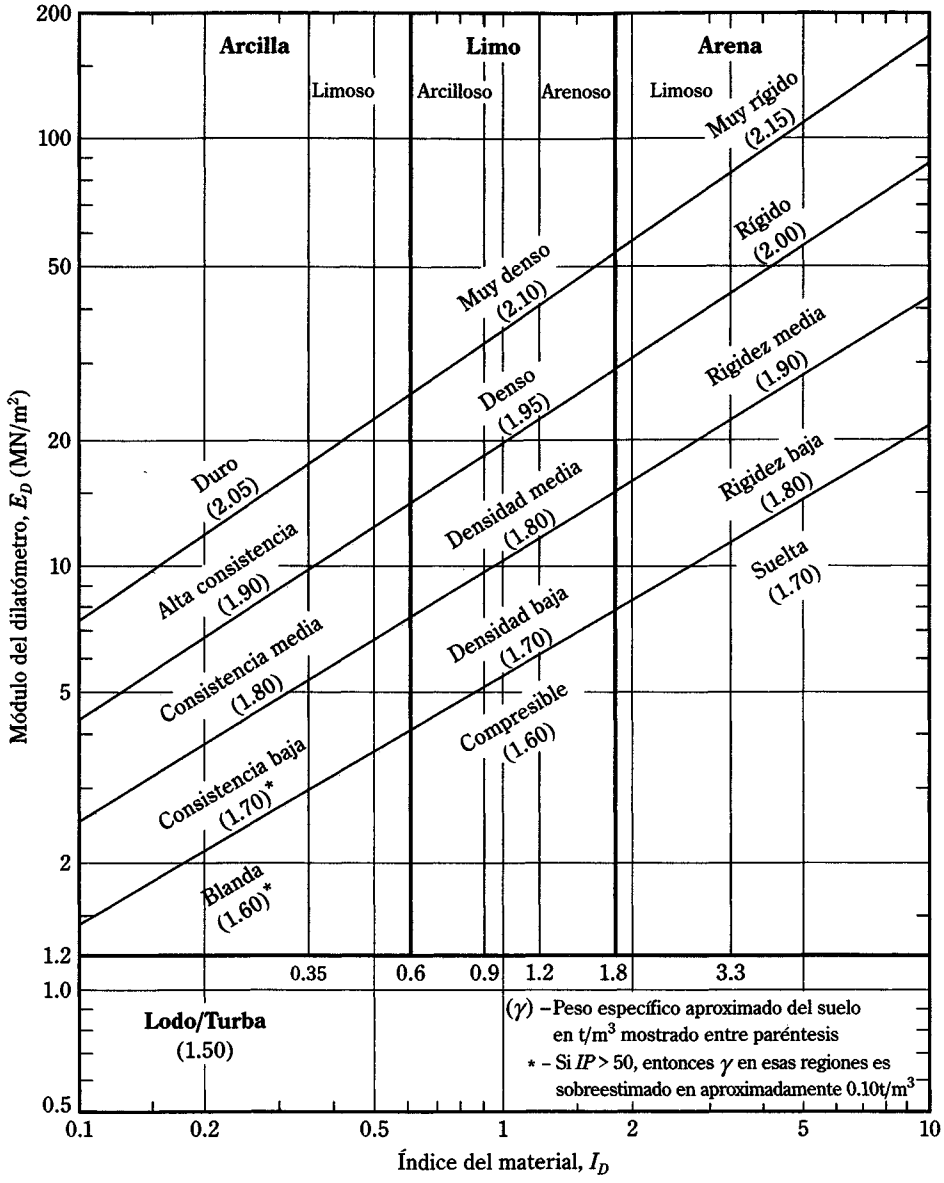
2.18 EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS DE ROCA

Cuando se halla un estrato de roca durante una perforación, es necesario efectuar una extracción de núcleos de la misma, para lo cual, un *barril de extracción* de núcleos se une a la barra perforadora. Un trépano sacamuestras se conecta al fondo del barril (figura 2.40). Los elementos de corte usados son diamante, tungsteno, carburo, etc. La tabla 2.8 resume los varios tipos de barril y sus tamaños, así como las barras perforadoras compatibles comúnmente usadas para la exploración de las cimentaciones. El trépano avanza por perforación rotatoria, se hace circular agua a través de la barra de perforación durante la extracción y los recortes son lavados hacia afuera.

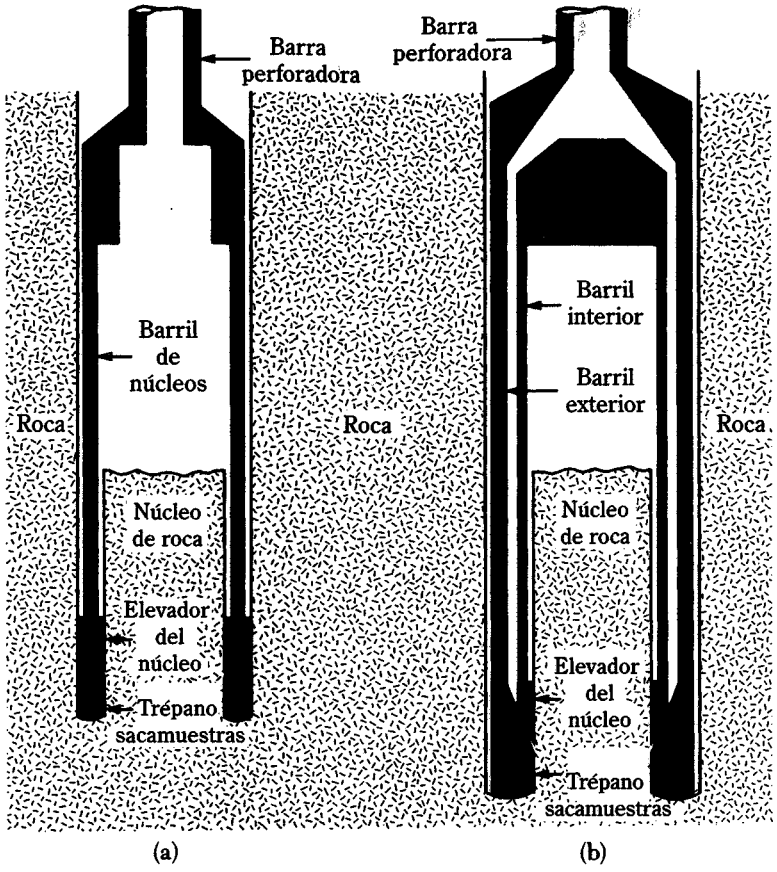
Se dispone de dos tipos de barriles: *el barril para núcleo de tubo simple* (figura 2.40a) y el *barril para núcleo de tubo doble* (figura 2.40b). Los núcleos de roca obtenidos con barriles de tubo simple podrían estar sumamente alterados y fracturados debido a la torsión. Los núcleos de roca menores que el tamaño BX tienden a fracturarse durante el proceso de extracción.

Cuando las muestras se recuperan, la profundidad de recuperación debe ser apropiadamente registrada para su posterior evaluación en el laboratorio. Con base en la longitud del núcleo de roca recuperado en cada corrida, las siguientes cantidades se calculan para una evaluación general de la calidad de roca encontrada.

$$\text{Relación de recuperación} = \frac{\text{longitud de núcleo recuperado}}{\text{longitud teórica de núcleo recortado}} \tag{2.42}$$



▼ **FIGURA 2.39** Carta para la determinación de la descripción del suelo y del peso unitario (según Schmertmann, 1986); *Nota*: 1 t/m³ = 9.81 kN/m³



▼ **FIGURA 2.40** Extractor de rocas; (a) barril extractor de tubo simple; (b) barril extractor de tubo doble

▼ **TABLA 2.8** Tamaño estándar y designación del ademe, barril de núcleos y barras compatibles de perforación

Designación del revestimiento y barril de núcleos	Diámetro exterior del trépano del barril de núcleos		Designación de la barra perforadora	Diámetro exterior de la barra perforadora		Diámetro del barreno		Diámetro del núcleo muestra	
	(mm)	(pulg)		(mm)	(pulg)	(mm)	(pulg)	(mm)	(pulg)
EX	36.51	$1\frac{7}{16}$	E	33.34	$1\frac{5}{16}$	38.1	$1\frac{1}{2}$	22.23	$\frac{7}{8}$
AX	47.63	$1\frac{7}{8}$	A	41.28	$1\frac{5}{8}$	50.8	2	28.58	$1\frac{1}{8}$
BX	58.74	$2\frac{5}{16}$	B	47.63	$1\frac{7}{8}$	63.5	$2\frac{1}{2}$	41.28	$1\frac{5}{8}$
NX	74.61	$2\frac{15}{16}$	N	60.33	$2\frac{3}{8}$	76.2	3	53.98	$2\frac{1}{8}$

▼ **TABLA 2.9** Relación entre calidad de roca *in situ* y *RQD*

RQD (Designación de la calidad de la roca)	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

$$\text{Índice de calidad de roca } (RQD) = \frac{\Sigma \text{ longitud de piezas recuperadas iguales o mayores que 101.6 mm (4 pulg)}}{\text{longitud teórica del núcleo de roca recortada}} \quad (2.43)$$

Una relación de recuperación de 1 indicará la presencia de roca intacta; para rocas altamente fracturadas, la relación de recuperación es de 0.5 o menor. La tabla 2.9 presenta la relación general (Deere, 1963) entre el *RQD* y la calidad de la roca *in situ*.

2.19 PREPARACIÓN DE REGISTROS DE PERFORACIÓN

La información detallada obtenida de cada barreno se presenta en forma gráfica llamada *registro de la perforación*. Conforme se avanza hacia abajo con un barreno, el perforista debe generalmente indicar la siguiente información en un registro estándar:

1. Nombre y dirección de la compañía perforadora.
2. Nombre del perforista.
3. Descripción y número de la tarea.
4. Número y tipo de barreno y localización del mismo.
5. Fecha de la perforación.
6. Estratificación del subsuelo, que puede ser obtenida por observación visual del suelo sacado por barrena, penetrómetro estándar o tubo Shelby de pared delgada.
7. Elevación y fecha del nivel freático observado, uso de ademe y pérdidas de lodo, etcétera.
8. Resistencia a la penetración estándar y la profundidad de la prueba por penetración estándar *SPT*.
9. Número, tipo y profundidad de la muestra de suelo recolectada.
10. En el caso de extracción de núcleos, el tipo de barril usado y para cada corrida, la longitud real del núcleo, la longitud del núcleo recuperado y la *RQD*.

Esta información nunca debe dejarse a la memoria porque frecuentemente conduce a registros erróneos.

Registro de perforación

Nombre del proyecto Edificio de departamentos de dos pisos

Localización Johnson & Olive Street Fecha de la perforación Marzo 2 de 1982

Barreno No. 3 Tipo de barreno Barrena de barra hueca Elevación del terreno 60.8 m

Descripción del suelo	Profundidad (m)	Tipo y número de la muestra del suelo	N	w_n (%)	Comentarios
Arcilla ligera café (relleno)					
Arena limosa (SM)	1				
	2	SS-1	9	8.2	
° Nivel freático 3.5 m	3	SS-2	12	17.6	LL = 38 IP = 11
Limo arcilloso ligero gris (ML)	4				
	5	ST-1		20.4	LL = 36 q_u = 112 kN/m²
	6	SS-3	11	20.6	
Arena con algo de grava (SP)	7				
Extremo del barreno @ 8 m	8	SS-4	27	9	

N = número de penetración estándar (debajo / 304.8 mm)
w_n = contenido natural de agua
LL = límite líquido; IP = índice de plasticidad
q_u = resistencia a compresión no confinada
SS = muestra de media caña; ST = muestra de tubo Shelby

° Nivel freático observado después de una semana de barrenado

▼ **FIGURA 2.41** Registro típico de perforación

Después de terminar las pruebas necesarias de laboratorio, el ingeniero geotécnista prepara un registro final que incluye notas del registro de campo del perforador y los resultados de las pruebas realizadas en el laboratorio. La figura 2.41 muestra un registro típico de perforación, los cuales tienen que anexarse al reporte final de exploración del suelo entregado al cliente. Note que la figura 2.41 también muestra las clasificaciones de los suelos en la columna izquierda, junto con la descripción de cada suelo (basado en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

2.20 DETERMINACIÓN DE LA PERMEABILIDAD HIDRÁULICA EN EL CAMPO

Ahora se dispone de varios tipos de pruebas de campo para determinar la permeabilidad hidráulica del suelo. Dos procedimientos fáciles de pruebas descritas por el U.S. Bureau of Reclamation (1974) son la *prueba del extremo abierto* y la *prueba con obturador*.

Prueba del extremo abierto

El primer paso en la prueba del extremo abierto (figura 2.42) es efectuar un barreno hasta la profundidad deseada. Se hinca luego una funda o ademe hasta el fondo del barreno. Se suministra agua a razón constante desde la parte superior de la funda y el agua escapa por el fondo. El nivel del agua en la funda debe permanecer constante. Una vez que se establece un gasto permanente de agua, la permeabilidad hidráulica puede determinarse como

$$k = \frac{Q}{5.5rH} \tag{2.44}$$

donde k = permeabilidad hidráulica
Q = gasto constante de agua suministrada al barreno
r = radio interior de la funda
H = carga diferencial de agua

Cualquier sistema de unidades consistentes puede usarse en la ecuación (2.44).

La carga, H, se define en la figura 2.42. Note que para pruebas de presión (figura 2.42c y 2.42d) el valor de H está dado por

$$H = H_{(\text{gravedad})} + H_{(\text{presión})} \tag{2.45}$$

La carga de presión $H_{(\text{presión})}$, dada en la ecuación (2.45), se expresa en metros (o pies) de agua (1 kN/m^2 = 0.102 m; 1 lb/pulg^2 = 2.308 pies).

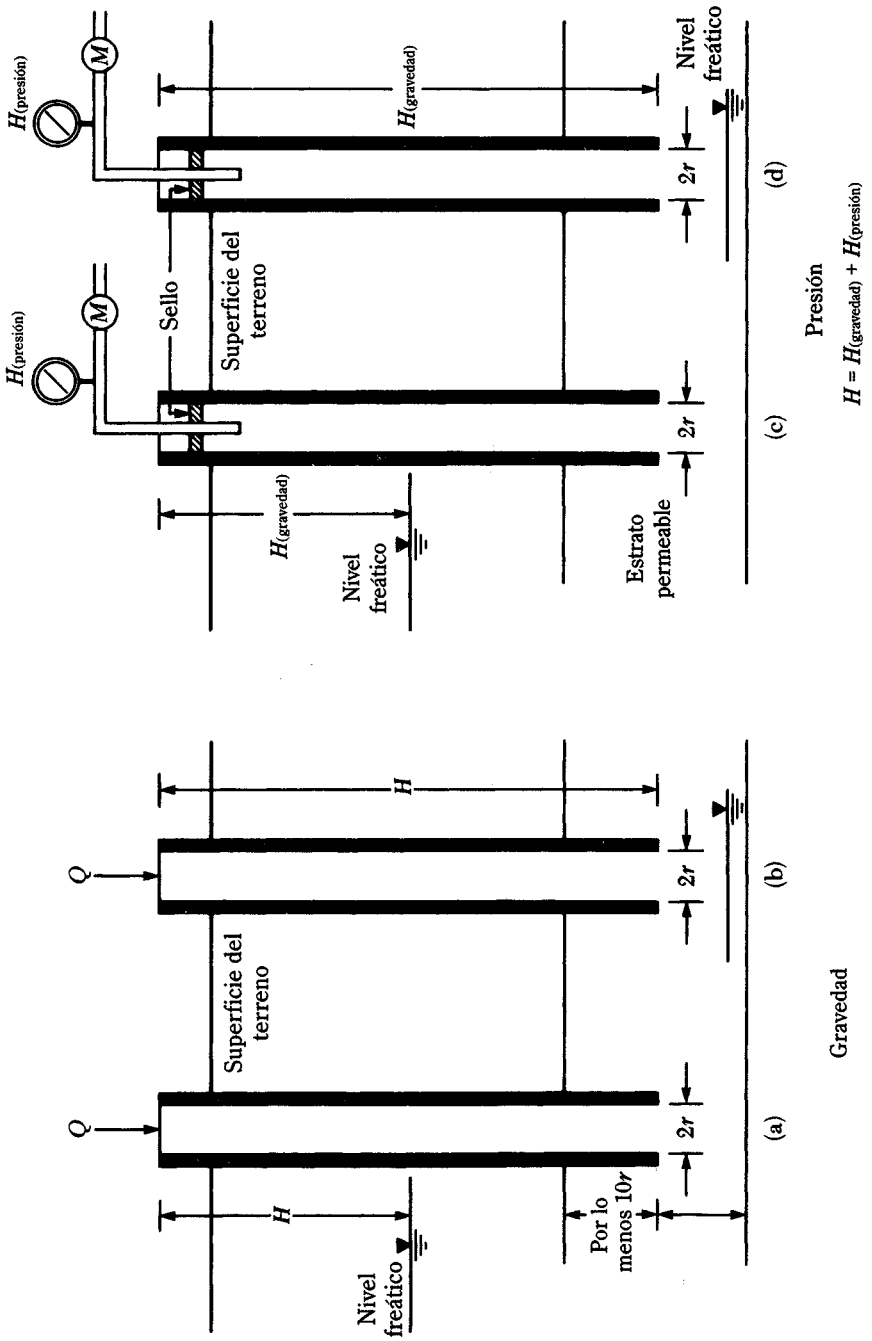
Prueba con obturador

La prueba con obturador (figura 2.43) puede llevarse a cabo en una porción del barreno durante o al término de la perforación. Se suministra agua a la porción del barreno de la prueba bajo presión constante. La permeabilidad hidráulica se determina

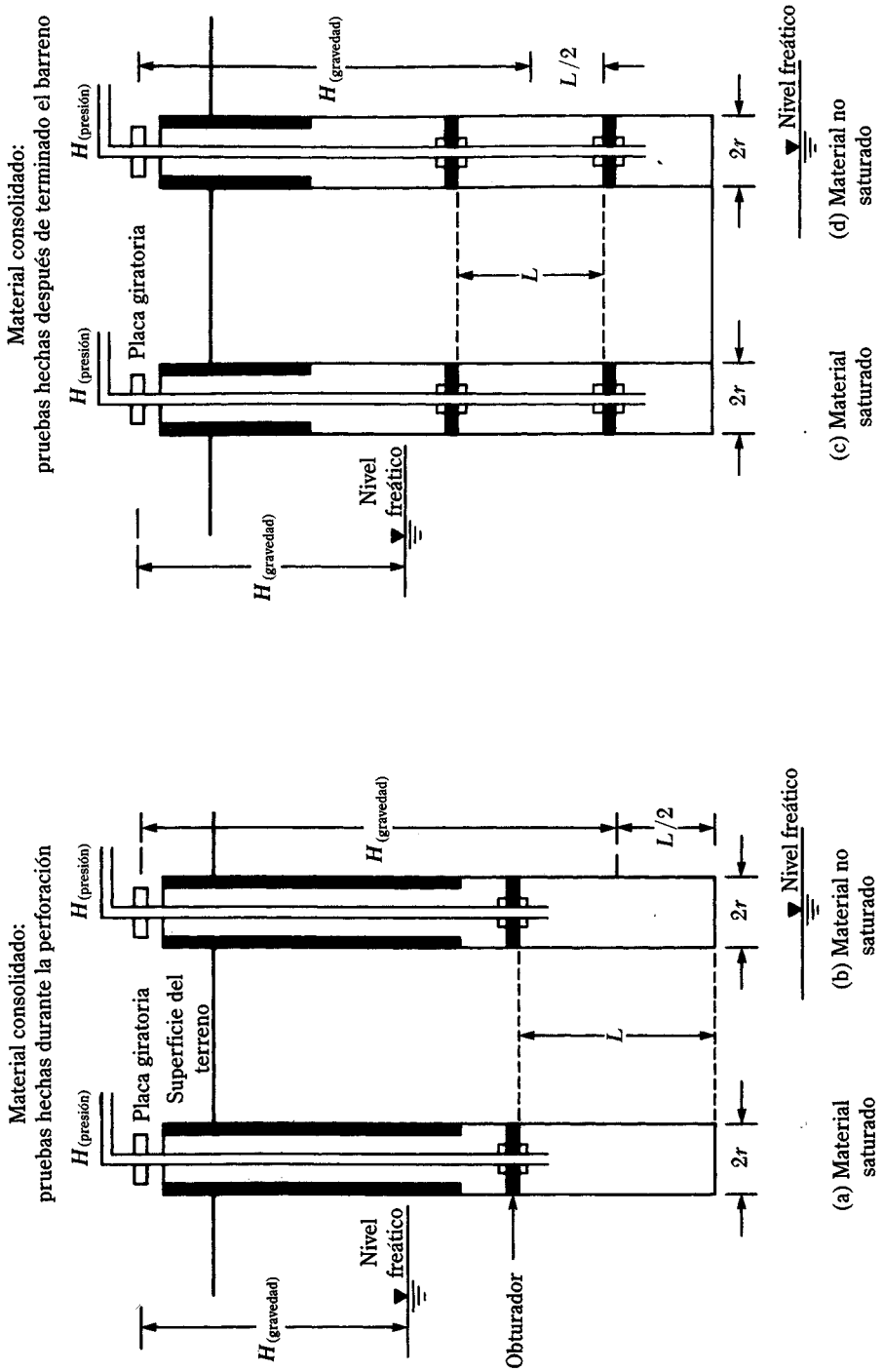
$$k = \frac{Q}{2\pi LH} \log_e\left(\frac{L}{r}\right) \quad (\text{para } L \geq 10r) \tag{2.46}$$

$$k = \frac{Q}{2\pi LH} \text{senh}^{-1}\frac{L}{2r} \quad (\text{para } 10r > L \geq r) \tag{2.47}$$

donde k = permeabilidad hidráulica
Q = gasto constante de agua hacia el agujero
L = longitud de la porción del agujero bajo prueba



▼ **FIGURA 2.42** Permeabilidad hidráulica; prueba de extremo abierto (dibujo del U.S. Bureau of Reclamation, 1974)



▼ **FIGURA 2.43** Determinación de la permeabilidad hidráulica; prueba con obturador (dibujo del U.S. Bureau of Reclamation, 1974)

r = radio del agujero
H = carga diferencial de presión

Note que la carga diferencial de presión es la suma de la carga de gravedad [$H_{(\text{gravedad})}$] y la carga de presión [$H_{(\text{presión})}$]. La prueba con obturador se usa principalmente para determinar la permeablidad hidráulica de rocas y suelos.

2.21 EXPLORACIÓN GEOFÍSICA

Varios tipos de procedimientos de exploración geofísica permiten una rápida evaluación de las características del subsuelo. Éstos permiten una rápida cobertura de grandes áreas y son menos caros que la exploración convencional por medio de barrenos. Sin embargo, en muchos casos, una interpretación definitiva de los resultados es difícil. Por esa razón, esos procedimientos deben usarse sólo para trabajos preliminares. Aquí se presentan tres tipos de procedimientos de exploración geofísica: método por refracción sísmica, método sísmico cross-hole y método por resistividad eléctrica.

Sondeo por refracción sísmica

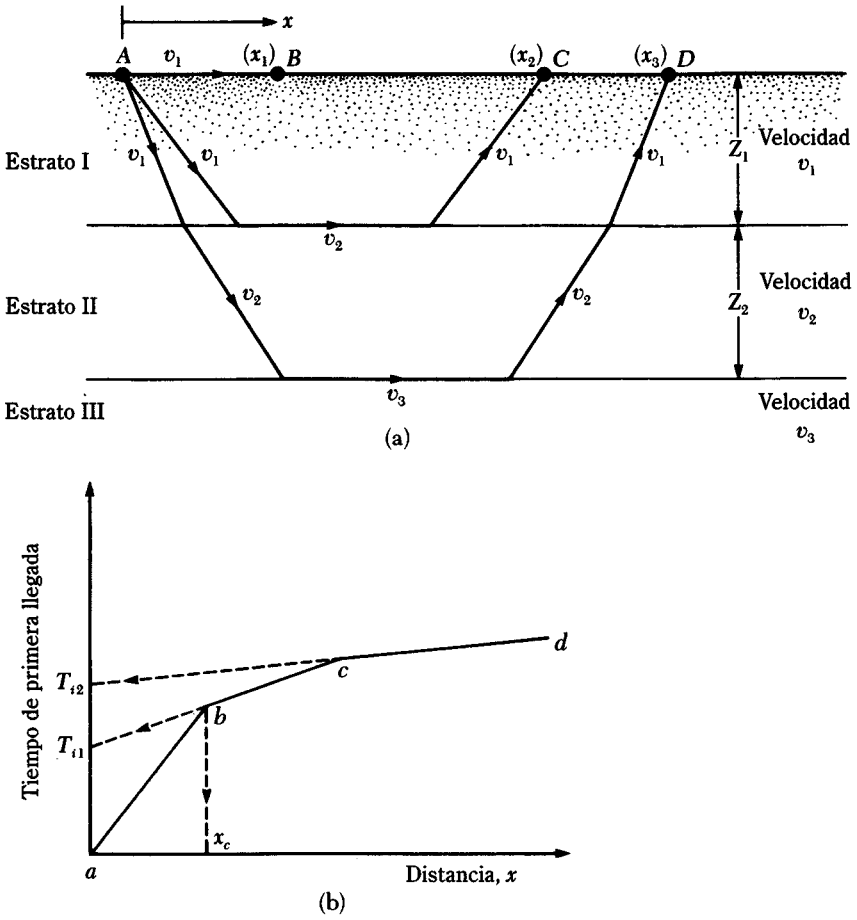
Los sondeos por refracción sísmica son útiles para obtener información preliminar acerca del espesor de los estratos de suelo y de la profundidad de la roca o suelo firme en un sitio. Los métodos por refracción se conducen por impactos sobre la superficie, como en el punto A en la figura 2.44a, y observando la primera llegada de la perturbación (ondas de esfuerzo) en varios otros puntos (por ejemplo, B, C, D,...). El impacto se crea por un golpe de martillo o por pequeñas cargas explosivas. La primera llegada de ondas perturbadoras en varios puntos es registrado por geófonos.

El impacto sobre la superficie del terreno crea dos tipos de *onda de esfuerzos*: *ondas P* (u *ondas planas*) y *ondas S* (u *ondas de corte*). Las ondas P viajan más rápido que las ondas S; por consiguiente, la primera llegada de ondas perturbadoras estará relacionado con las velocidades de las ondas P en varios estratos. La velocidad de las ondas P en un medio es

$$v = \sqrt{\frac{E}{\left(\frac{\gamma}{g}\right)} \frac{(1-\mu)}{(1-2\mu)(1+\mu)}} \tag{2.48}$$

donde E = módulo de elasticidad del medio
γ = peso específico del medio
g = aceleración debido a la gravedad
μ = relación de Poisson

Para determinar la velocidad, v, de las ondas P en varios estratos y el espesor de los mismos, se usa el siguiente procedimiento.



▼ **FIGURA 2.44** Sondeo por refracción sísmica

1. Obtenga los tiempos del primer arribo, t_1, t_2, t_3,..., en varias distancias x_1, x_2, x_3,..., desde el punto de impacto.
2. Trace una gráfica del tiempo t contra la distancia x. La gráfica se verá como la mostrada en la figura 2.44b.
3. Determine las pendientes de las líneas ab, bc, cd,...

$$\text{Pendiente de } ab = \frac{1}{v_1}$$

$$\text{Pendiente de } bc = \frac{1}{v_2}$$

$$\text{Pendiente de } cd = \frac{1}{v_3}$$

donde v_1, v_2, v_3,... son las velocidades de las ondas P en los estratos I, II, III,..., respectivamente (figura 2.44a).

4. Determine el espesor del estrato superior con la expresión

$$Z_1 = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}}\, x_c \tag{2.49}$$

El valor de x_c se obtiene de la gráfica, como muestra la figura 2.44b.

5. Determine el espesor del segundo estrato Z_2, mostrado en la figura 2.44a, con la expresión

$$Z_2 = \frac{1}{2}\left[T_{i2} - 2Z_1 \frac{\sqrt{v_3^2 - v_1^2}}{v_3 v_1}\right] \frac{v_3 v_2}{\sqrt{v_3^2 - v_2^2}} \tag{2.50}$$

donde T_{i2} es el cruce de tiempo de la línea *cd* en la figura 2.44b prolongada hacia atrás.

Véase Dobrin (1960) y Das (1992) para la obtención detallada de estas ecuaciones y más información al respecto.

Las velocidades de las ondas P en varios estratos indican los tipos de suelo o roca que se encuentran debajo de la superficie del terreno. El rango de velocidades de las ondas P que se encuentran generalmente en varios tipos de suelo y roca a pequeñas profundidades se da en la tabla 2.10.

Al analizar los resultados de un sondeo por refracción, dos limitaciones deben tenerse en mente:

1. Las ecuaciones básicas del sondeo por refracción, es decir, las ecuaciones (2.49) y (2.50), se basan en la suposición de que la velocidad de la onda P es tal que $v_1 < v_2 < v_3 < \cdots$.
2. Cuando un suelo está saturado debajo del nivel freático, la velocidad de la onda P puede ser engañosa. Las ondas P viajan a una velocidad aproximada de 1500 m/s (5000 pies/s) a través del agua y para suelos secos y sueltos, la velocidad es menor a 1500 m/s. Sin embargo, en una condición saturada, las ondas

▼ **TABLA 2.10** Rango de la velocidad de las *ondas P* en varios suelos y rocas

Tipo de suelo o roca	Velocidad de las ondas P	
	m/s	pies/s
Suelo		
Arena, limo seco y suelo superior de grano fino	200–1,000	650–3,300
Aluvial	500–2,000	1,650–6,600
Arcillas compactas, grava arcillosa y arena arcillosa densa	1,000–2,500	3,300–8,200
Loess	250–750	800–2,450
Roca		
Pizarra y esquisto	2,500–5,000	8,200–16,400
Arenisca	1,500–5,000	4,900–16,400
Granito	4,000–6,000	13,100–19,700
Caliza sana	5,000–10,000	16,400–32,800

viajarán a través del agua presente en los espacios de vacío con una velocidad aproximada de 1500 m/s (5000 pies/s). Si la presencia de agua freática no ha sido detectada, la velocidad de la onda *P* puede ser erróneamente interpretada e indicar un material más resistente (por ejemplo, una arenisca) que la real *in situ*. En general, las interpretaciones geofísicas deben siempre ser verificadas mediante resultados obtenidos de perforaciones.

▼ EJEMPLO 2.2

Los resultados de un sondeo por refracción en un sitio se dan en la siguiente tabla. Determine las velocidades de las ondas *P* y el espesor del material encontrado.

Distancia desde la fuente de perturbación (m)	Tiempo de 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

Solución:

Velocidad En la figura 2.45, los tiempos de primera llegada están graficados contra la distancia desde la fuente de perturbación. La gráfica tiene tres segmentos rectos. La velocidad en los tres estratos superiores puede calcularse como sigue:

$$\text{Pendiente del segmento } 0a = \frac{1}{v_1} = \frac{\text{tiempo}}{\text{distancia}} = \frac{23 \times 10^{-3}}{5.25}$$

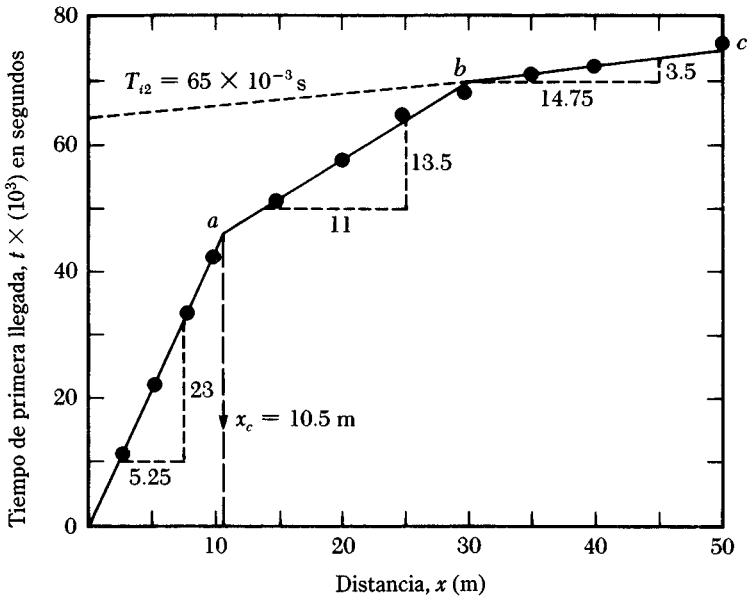
o

$$v_1 = \frac{5.25 \times 10^3}{23} = \mathbf{228\ m/s\ (estrato\ superior)}$$

$$\text{Pendiente del segmento } ab = \frac{1}{v_2} = \frac{13.5 \times 10^{-3}}{11}$$

o

$$v_2 = \frac{11 \times 10^3}{13.5} = \mathbf{814.8\ m/s\ (estrato\ intermedio)}$$



▼ **FIGURA 2.45**

$$\text{Pendiente del segmento } bc = \frac{1}{v_3} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{14.75}$$

o

$$v_3 = \mathbf{4214\ m/s\ (tercer\ estrato)}$$

Comparando las velocidades obtenidas aquí con las dadas en la tabla 2.10, se observa que el tercer estrato es *roca*.

Espesor de los estratos

De la figura 2.45, $x_c = 10.5$ m, por lo que

$$Z_1 = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}}\ x_c \quad \text{[Ec. (2.49)]}$$

Entonces

$$Z_1 = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{814.8 - 228}{814.8 + 228}} \times 10.5 = \mathbf{3.94\ m}$$

De nuevo, de la ecuación (2.50)

$$Z_2 = \frac{1}{2}\left[T_{i2} - \frac{2Z_1\sqrt{v_3^2 - v_1^2}}{(v_3 v_1)} \right] \frac{(v_3)(v_2)}{\sqrt{v_3^2 - v_2^2}}$$

El valor de T_{i2} (de la figura 2.45) es 65×10^{-3} segundos. Por consiguiente,

$$Z_2 = \frac{1}{2}\left[65 \times 10^{-3} - \frac{2(3.94)\sqrt{(4214)^2 - (228)^2}}{(4214)(228)}\right] \frac{(4214)(814.8)}{\sqrt{(4214)^2 - (814.8)^2}}$$

$$= \frac{1}{2}(0.065 - 0.0345)\, 830.47 = \mathbf{12.66\ m}$$

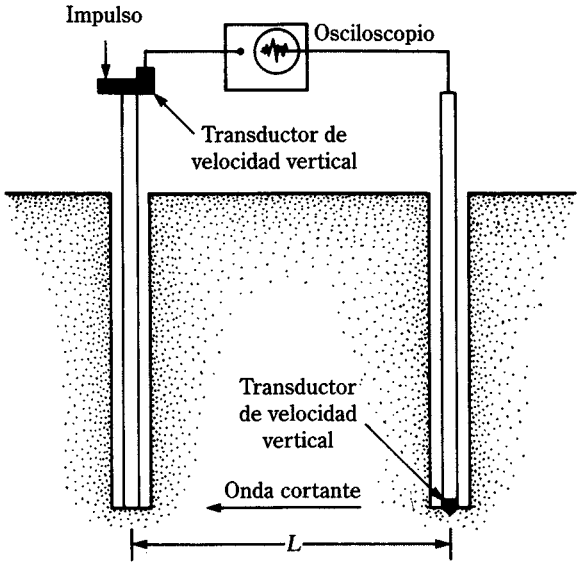
El estrato de roca se encuentra a una profundidad $Z_1 + Z_2 = 3.94 + 12.66 = \mathbf{16.60\ m}$ **medida desde la superficie del terreno.** ▲

Sondeo sísmico cross-hole

La velocidad de las ondas cortantes creadas como resultado de un impacto a un estrato de suelo se determina por *un sondeo sísmico* (Stokoe y Woods, 1972). El principio de este procedimiento lo ilustra la figura 2.46 que muestra dos agujeros perforados en el terreno a una distancia L entre sí. Se genera un impulso vertical en el fondo de un barreno por medio de una barra de impulso. Las ondas cortantes así generadas, son registradas por medio de un transductor verticalmente sensible. La velocidad de las ondas cortantes, v_s, se calculan con la expresión

$$v_s = \frac{L}{t} \tag{2.51}$$

donde t = tiempo de viaje de las ondas cortantes



▼ **FIGURA 2.46** Método de sondeo sísmico *cross-hole*

El módulo de cortante del suelo a la profundidad de la prueba se determina a partir de la v_s como

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\gamma/g}}$$

$$G = \frac{v_s^2 \gamma}{g} \tag{2.52}$$

donde G = módulo de cortante del suelo
γ = peso específico del suelo
g = aceleración de la gravedad

Los valores del módulo de cortante son útiles en el diseño de cimentaciones que soportan maquinaria vibratoria.

Sondeo por resistividad

Otro método geofísico para la exploración del subsuelo es el *sondeo por resistividad eléctrica*. Esta característica, ρ, de cualquier material que tenga una longitud L y un área A de sección transversal se define como

$$\rho = \frac{RA}{L} \tag{2.53}$$

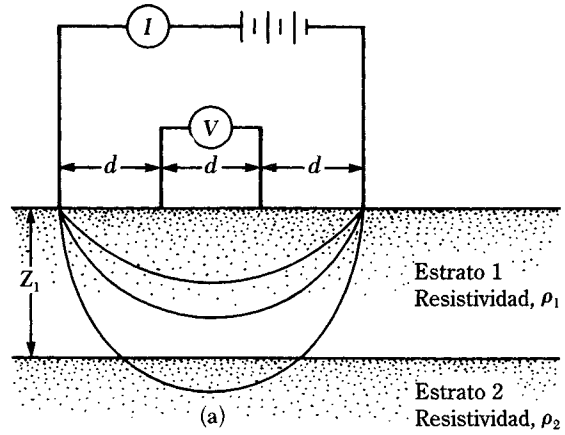
donde R = resistencia eléctrica

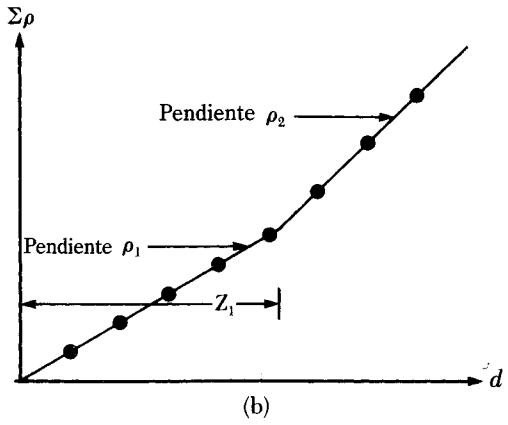
La unidad de resistividad se expresa generalmente como *ohm · centímetro* u *ohm · metro*. La resistividad de varios suelos depende principalmente del contenido de agua y de la concentración de iones disueltos. Las arcillas saturadas tienen una resistividad muy baja; en contraste, los suelos y rocas secos la tienen alta. El rango de resistividad generalmente encontrada en varios suelos y rocas se da en la tabla 2.11.

▼ **TABLA 2.11** Valores representativos de la resistividad

Material	Resistividad (ohm · m)
Arena	500–1500
Arcillas, limo saturado	0–100
Arena arcillosa	200–500
Grava	1500–4000
Roca intemperizada	1500–2500
Roca sana	>5000

El procedimiento más común para medir el perfil de un suelo es el *método Wenner* (figura 2.47a) que usa cuatro electrodos hincados en el suelo igualmente espaciados a lo largo de una línea recta. Los dos electrodos exteriores se usan para enviar una corriente eléctrica I (generalmente una corriente directa con electrodos de potencial no polarizante) al terreno. La corriente eléctrica varía entre 50 y 100 miliamperios. La





▼ **FIGURA 2.47** Sondeo por resistividad eléctrica: (a) Método de Wenner; (b) Método empírico para la determinación de la resistividad y espesor de cada estrato

caída de voltaje, V, se mide entre los dos electrodos interiores. Si el perfil del suelo es homogéneo, su resistividad eléctrica es

$$\rho = \frac{2\pi dV}{I} \tag{2.54}$$

En la mayoría de los casos, el perfil del suelo consiste en varios estratos con resistividades diferentes y la ecuación (2.54) dará entonces la *resistividad aparente*. Para obtener la resistividad real de varias capas y sus espesores se usa un método empírico que implica realizar las pruebas con varios espaciamientos de los electrodos (es decir, se cambia d). La suma de las resistividades aparentes, $\Sigma\rho$, se grafica contra el espaciamiento d, como muestra la figura 2.47b. La gráfica así obtenida tiene segmentos relativamente rectos. Las pendientes de esos segmentos dan la resistividad de los estratos individuales. Los espesores de los diversos estratos se estiman como muestra la figura 2.47b.

El sondeo por resistividad es particularmente útil en la localización de depósitos de grava dentro de un suelo de grano fino.

2.22 REPORTE DE LA EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Al final de todos los programas de exploración de suelos, las muestras de suelo y/o roca obtenidas en campo son sometidas a observación visual y pruebas de laboratorio apropiadas (los ensayos básicos de suelos fueron descritos en el capítulo 1). Después de que toda la información requerida se compila, un reporte de la exploración del suelo es preparado para uso del área de diseño y para referencia durante el trabajo de construcción futuro. Aunque los detalles y secuencia de la información en el reporte llegan a variar en cierto grado, dependiendo de la estructura bajo consideración y de la persona que compila el reporte, cada informe debe incluir los siguientes aspectos:

1. El alcance de la investigación
2. Una descripción de la estructura propuesta para la cual se efectuó la exploración del subsuelo
3. Una descripción de la localización del sitio, incluyendo estructuras cercanas, condiciones de drenaje del sitio, naturaleza de la vegetación del sitio y alrededores y cualquier otra característica propia del sitio
4. Aspectos geológicos del sitio
5. Detalles de la exploración en campo, como número de barrenos, profundidad y tipo de éstos, etcétera.
6. Descripción general de las condiciones del subsuelo determinadas por muestras del suelo y por pruebas de laboratorio, como la resistencia por penetración estándar, la resistencia por penetración de cono, etcétera.
7. Condiciones del nivel freático
8. Recomendaciones sobre la cimentación, incluido el tipo de ésta, presión de carga admisible y cualquier procedimiento especial de construcción que se requiera; procedimientos alternativos de diseño de la cimentación deben también ser analizados en esta parte del reporte
9. Conclusiones y limitaciones de las investigaciones

Las siguientes presentaciones gráficas deben anexarse al reporte:

1. Mapa de localización del sitio
2. Vista en planta de la localización de los barrenos respecto a las estructuras propuestas y aquellas existentes cercanas
3. Registros de las perforaciones
4. Resultados de las pruebas de laboratorio
5. Otras presentaciones gráficas especiales

Los reportes de exploración deben estar bien planeados y documentados. Éstos ayudarán a responder preguntas y a resolver problemas de la cimentación que puedan surgir después, durante el diseño y la construcción.

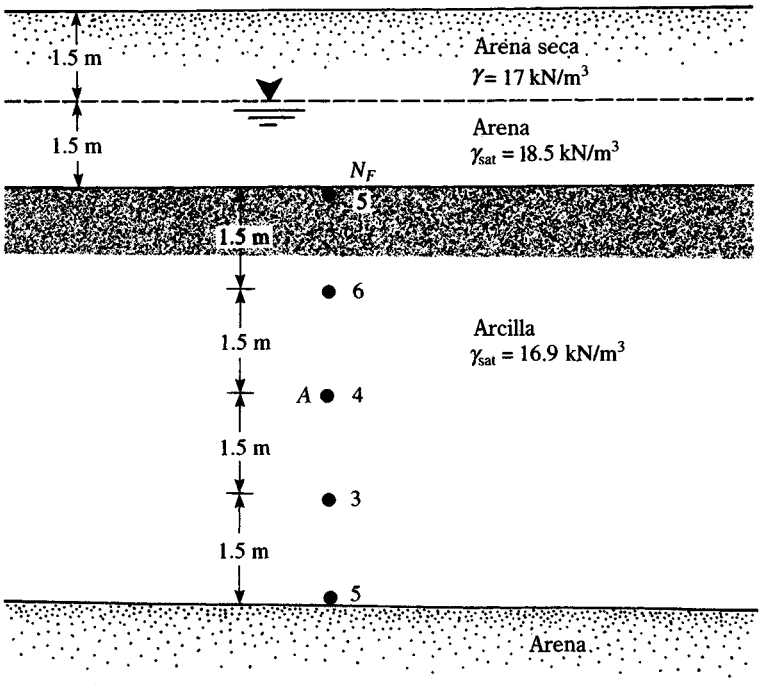
PROBLEMAS

2.1 Para un tubo Shelby se dan: diámetro exterior = 2 pulg; diámetro interior = $1\frac{7}{8}$ pulg.

a. ¿Cuál es la razón de área del tubo?

b. Si el diámetro exterior permanece igual, ¿cuál debe ser el diámetro interior del tubo para tener una razón de área de 10%?

2.2 En la figuran P2.2 se muestra un perfil de suelo junto con los números de penetración



▼ FIGURA P2.2

estándar en los estratos de arcilla. Use las ecuaciones (2.5) y (2.6) para determinar y graficar la variación de c_u y *OCR* con la profundidad.

2.3 El valor promedio del número de penetración estándar en campo en un estrato de arcilla saturada es 6. Estime la resistencia a la compresión no confinada de la arcilla. Use la ecuación (2.4) ($K \approx 4.2$ kN/m^2).

2.4 La siguiente tabla da la variación del número de penetración estándar en campo (N_F) en un depósito de arena:

Profundidad (m)	N_F
1.5	5
3	7
4.5	9
6	8
7.5	13
9	12

El nivel freático se localiza a una profundidad de 5.5 m. Se da: peso específico seco de la arena entre 0 y 5.5 m de profundidad = 18.08 kN/m^3, peso específico de la arena saturada entre 5.5 m y 10.5 m = 19.34 kN/m^3. Use la relación de Liao y Whitman proporcionada en la tabla 2.4 para calcular los números de penetración corregidos.

2.5 Para el perfil de suelo descrito en el problema 2.4, estime un ángulo de fricción máximo promedio del suelo. Use la ecuación (2.9).

2.6 La siguiente tabla da los números de penetración estándar determinados en un depósito de suelo arenoso en el campo:

Profundidad (pies)	Peso específico del suelo (lb/pie^3)	N_F
10	106	7
15	106	9
20	106	11
25	118	16
30	118	18
35	118	20
40	118	22

Usando la ecuación (2.10), determine la variación del ángulo de fricción máximo, ϕ, del suelo. Estime un valor promedio de ϕ para el diseño de una cimentación superficial. *Nota*: para profundidades mayores de 20 pies, el peso específico del suelo es de 118 lb/pies^3.

2.7 Resuelva el problema 2.6 usando la relación de Skempton de la tabla 2.4 y la ecuación (2.11).

2.8 A continuación se dan los detalles de un depósito de suelo en arena:

Profundidad (pies)	Presión efectiva de sobrecarga (lb/pie^2)	Número de penetración estándar de campo, N_F
10	1150	9
15	1725	11
20	2030	12

Suponga que el coeficiente de uniformidad (C_u) de la arena es de 3.2. Estime la compacidad relativa promedio de la arena entre las profundidades de 10 y 20 pies. Use la ecuacion (2.8).

2.9 Refiérase a la figura 2.22. Para un barreno en un suelo de arcilla limosa se dan los siguientes valores:

$h_w + h_o = 25$ pies

$t_1 = 24$ horas $\quad \Delta h_1 = 2.4$ pies

$t_2 = 48$ horas $\quad \Delta h_2 = 1.7$ pies

$t_3 = 72$ horas $\quad \Delta h_3 = 1.2$ pies

Determine la profundidad del nivel del agua medida desde la superficie del terreno.

2.10 Resuelva el problema 2.9 para los siguientes datos:

$h_w + h_o = 42$ pies

$t_1 = 24$ horas $\quad \Delta h_1 = 6$ pies

$t_2 = 48$ horas $\quad \Delta h_2 = 4.8$ pies

$t_3 = 72$ horas $\quad \Delta h_3 = 3.8$ pies

2.11 Refiérase a la figura P2.2. Se efectuaron pruebas de corte con veleta en un estrato de arcilla. Las dimensiones de las paletas eran de 63.5 mm (D) × 127 mm (H). Para la prueba en A, el par de torsión requerido para causar la falla fue de 0.051 N·m. Para la arcilla se tenía: límite líquido = 46 y límite plástico = 21. Estime la cohesión no drenada de la arcilla para usarse en el diseño utilizando

a. La relación λ de Bjerrum (tabla 2.7)
b. La relación λ e IP (Índice Plástico) de Morris y Williams (tabla 2.7)
c. La relación λ y LL (Límite Líquido) de Morris y Williams (tabla 2.7)

2.12 **a.** Se efectuó una prueba de corte con veleta en arcilla saturada. La altura y diámetro de la paleta fueron de 4 y 2 pulg, respectivamente. Durante la prueba el máximo par de torsión aplicado fue de 12.4 lb-pies. Determine la resistencia cortante no drenada de la arcilla.

b. La arcilla descrita en la parte (a) tiene un límite líquido de 64 y un límite plástico de 29. ¿Cuál es la resistencia cortante no drenada corregida de la arcilla para fines de diseño? Use la relación de Bjerrum para λ.

2.13 Refiérase al problema 2.11. Determine la tasa de sobreconsolidación para la arcilla. Use las ecuaciones (2.21a) y (2.21b).

2.14 En un depósito de arena seca normalmente consolidada se efectuó una prueba de penetración de cono. Los resultados fueron los siguientes:

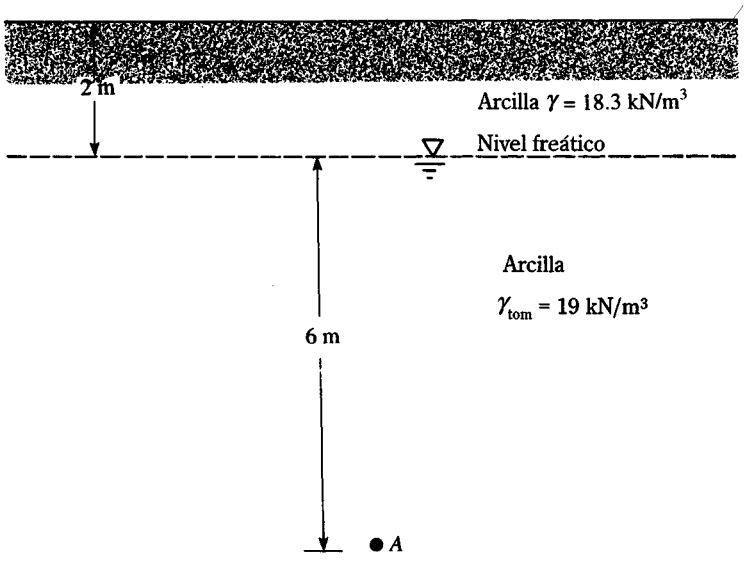
Profundidad (m)	Resistencia de punta de cono, q_c (MN/m^2)
1.5	2.05
3.0	4.23
4.5	6.01
6.0	8.18
7.5	9.97
9.0	12.42

Suponiendo que el peso específico seco de la arena es de 15.5 kN/m^3:

a. Estime el ángulo de fricción máximo promedio, ϕ, de la arena. Use la ecuación (2.26).
b. Estime la compacidad relativa promedio de la arena. Use la figura 2.32.

2.15 Refiérase al perfil del suelo mostrado en la figura P2.15. Si la resistencia de penetración de cono (q_c) en A, determinada por un penetrómetro de cono de fricción eléctrico, es de 0.6 MN/m^2, determine:

a. La cohesión no drenada, c_u
b. La tasa de sobreconsolidación, *OCR*



▼ **FIGURA P2.15**

2.16 Considere una prueba con presurímetro en una arcilla saturada blanda. Se dan:

Volumen de la celda de medición, $V_o = 535\ \text{cm}^3$

$p_o = 42.4\ \text{kN/m}^2$ $\quad v_o = 46\ \text{cm}^3$

$p_f = 326.5\ \text{kN/m}^2$ $\quad v_f = 180\ \text{cm}^3$

Considerando una relación de Poisson (μ) de 0.5 y con referencia a la figura 2.36, calcule el módulo, E_p, del presurímetro.

2.17 Se efectuó una prueba de dilatómetro en un depósito de arcilla. El nivel freático se localizó a una profundidad de 3 m bajo la superficie del terreno. A una profundidad de 8 m bajo la superficie del terreno, la presión de contacto (p_o) fue de 280 kN/m² y el esfuerzo de expansión (p_1) fue de 350 kN/m². Determine lo siguiente:

a. Coeficiente K_o de presión en reposo de la tierra
b. Tasa de sobreconsolidación, *OCR*
c. Módulo de elasticidad, E

Suponga que σ'_v a una profundidad de 8 m es de 95 kN/m² y $\mu = 0.35$.

2.18 Durante una exploración de campo se requirió efectuar extracción de roca. El barril de extracción se hincó 5 pies durante la operación de extracción. La longitud del núcleo recuperado fue de 3.2 pies. ¿Cuál fue la tasa de recuperación?

2.19 Una prueba de permeabilidad de extremo abierto fue conducida en un barreno (refiérase a la figura 2.42a). El diámetro interior del ademe fue de 2 pulg y la carga diferencial del agua fue de 23.4 pies. Para mantener una carga constante de 23.4 pies, se requirió un suministro constante de agua de 4.8×10^{-2} pies³/min. Calcule la permeabilidad hidráulica del suelo.

2.20 La velocidad de las ondas P en un suelo es de 1900 m/s. Suponiendo que la relación de Poisson es de 0.32, calcule el módulo de elasticidad del suelo. Suponga que el peso específico del suelo es de 18 kN/m³.

2.21 Los resultados de un sondeo por refracción (figura 2.44a) en un sitio están dados en la siguiente tabla. Determine el espesor y la velocidad de las ondas P en los materiales encontrados.

Distancia desde la fuente de perturbación (m)	Tiempo de 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
15.5	20.02
20.0	24.2
25.0	27.1
30.0	28.0
40.0	31.1
50.0	33.9

2.22 Resuelva el problema 2.21 para los siguientes datos.

Distancia desde la fuente de perturbación (pies)	Tiempo de primera llegada de las ondas P ($s \times 10^3$)
25	49.06
50	81.96
75	122.8
100	148.2
150	174.2
200	202.8
250	228.6
300	256.7

REFERENCIAS

Aas, G., Lacasse, S., Lunne, I., and Høeg, K, (1986). "Use of In Situ Tests for Foundation Design in Clay", *Proceedings, In Situ '86,* American Society of Civil Engineers, pp. 1-30.

American Society for Testing and Materials (1992). *Annual Book of ASTM Standards, vol.* 04.08, Philadelphia.

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, pp. 481-490.

Baguelin, F., Jézéquel, J. F., and Shields, D. H. (1978). *The Pressuremeter and Foundation Engineering,* Trans Tech Publications, Clausthal.

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., and Jamiolkowski, M. (1982). "Design Parameters for Sands from CPT", *Proceedings,* Second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, vol. 2, pp. 425-438.

Bjerrum, L. (1972). "Embankments on Soft Ground", *Proceedings of the Specialty Conference,* American Society of Civil Engineers, vol. 2, pp. 1-54.

Das, B. M. (1992). *Principles of Soil Dynamics,* PWS Publishing Company, Boston.

Deere, D. U. (1963). "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes", *Felsmechanik und Ingenieurgeologie,* vol. 1, no. 1, pp. 16-22.

Dobrin, M. B. (1960). *Introduction to Geophysical Prospecting,* McGraw-Hill, New York.

Hansbo, S. (1957). A *New Approach to the Determination of the Shear Strength of Clay by the Fall Cone Test,* Swedish Geotechnical Institute, Report no. 114.

Hara, A., Ohata, T., and Niwa, M. (1971). "Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils", *Soils and Foundations,* vol. 14, no. 3, pp. 1-12.

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, pp. 1-10.

Hvorslev, M. J. (1949). *Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes,* Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., and Lancellotta, R. (1985). "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils", *Proceedings,* núm. 11 International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 57-153.

Kolb, C. R., and Shockley, W. B. (1959). "Mississippi Valley Geology: Its Engineering Significance". *Proceedings,* American Society of Civil Engineers, vol. 124, pp. 633-656.

Kulhawy, F. H., and Mayne, P. W. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design,* Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.

Lancellotta, R. (1983). *Analisi di Affidabilità in Ingegneria Geotecnia,* Atti Istituto Sciencza Costruzioni, no. 625, Politecnico di Torino.

Larsson, R. (1980). "Undrained Shear Strength in Stability Calculation of Embankments and Foundations on Clay", *Canadian Geotechnical Journal,* vol. 17, pp. 591-602.

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, pp. 373-377.

Marchetti, S. (1980). *"In Situ* Test by Flat Dilatometer", *Journal of Geotechnical Engineering Division,* ASCE, vol. 106, GT3, pp. 299-321.

Marcuson, W. F. III, and Bieganousky, W. A. (1977). "SPT and Relative Density in Coarse Sands", *Journal of Geotechnical Engineering Division,* American Society of Civil Engineers, vol. 103, no. 11, pp. 1295-1309.

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, pp. 139-147.

Mayne, P. W., and Mitchell, J. K (1988). "Profiling of Overconsolidation Ratio in Clays by Field Vane", *Canadian Geotechnical Journal,* vol. 25, no. 1, pp. 150-158.

Menard, L. (1956). *An Apparatus for Measuring the Strength of Soils in Place,* M.S. Thesis, University of Illinois, Urbana, Illinois.

Morris, P. M., and Williams, D. T. (1994). "Effective Stress Vane Shear Strength Correction Factor Correlations", *Canadian Geotechnical Journal,* vol. 31, no. 3, pp. 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, vol. 1, Amsterdam, pp. 125-130.

Osterberg, J. O. (1952). "New Piston-Type Soil Sampler", *Engineering News-Record,* April 24.

Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H. (1974). *Foundation Engineering,* 2nd ed., Wiley, New York.

Robertson, P. K., and Campanella, R. G. (1983). "Interpretation of Cone Penetration Tests. Part I: Sand", *Canadian Geotechnical Journal,* vol. 20, no. 4, pp. 718-733.

Ruiter, J. (1971). "Eletric Penetrometer for Site Investigations", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* American Society of Civil Engineers, vol. 97, no. 2, pp. 457-472.

Salgado, R., Mitchell, J. K., and Jamiolkowski, M. (1997). "Cavity Expansion and Penetration Resistance in Sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* American Society of Civil Engineers, vol. 123, no, 4, pp. 344-354.

Schmertmann, J. H. (1975). "Measurement of *In Situ* Shear Strength", *Proceedings,* Specialty Conference on *In Situ* Measurement of Soil Properties, ASCE, vol. 2, pp. 57-138.

Schmertmann, J. H. (1986). "Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer Test", *Geotechnical Testing Journal,* ASTM, vol. 9, no. 2, pp. 93-101.

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.

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, pp. 425-447.

Sowers, G. B., and Sowers, G. F. (1970). *Introductory Soil Mechanics and Foundations,* 3rd ed., Macmillan, New York.

Stokoe, K. H., and Woods, R. D. (1972). *"In Situ* Shear Wave Velocity by Cross-Hole Method", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division,* American Society of Civil Engineers, vol. 98, no. SM5, pp. 443-460.

Stroud, M. (1974). "SPT in Insensitive Clays", *Proceedings*, European Symposium on Penetration Testing, vol. 2.2, pp. 367-375.

U.S. Bureau of Reclamation (1974). *Design of Small Dams*, 2nd. ed., U.S. Goverment Printing Office, Washington, D.C.

Wolff, T.F. (1989). "Pile Capacity Prediction Using Parameter Funtions", in *Predicted and Observed Axial Behavior of Piles, Results of a Pile Prediction Symposium*, sponsored by the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Evanston, II, June, 1989, ASCE Geotechnical Special Publication no. 23, pp. 96-106.

CAPÍTULO TRES

CIMENTACIONES SUPERFICIALES: CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA

3.1 INTRODUCCIÓN

Para comportarse satisfactoriamente, las cimentaciones superficiales deben tener dos características principales:

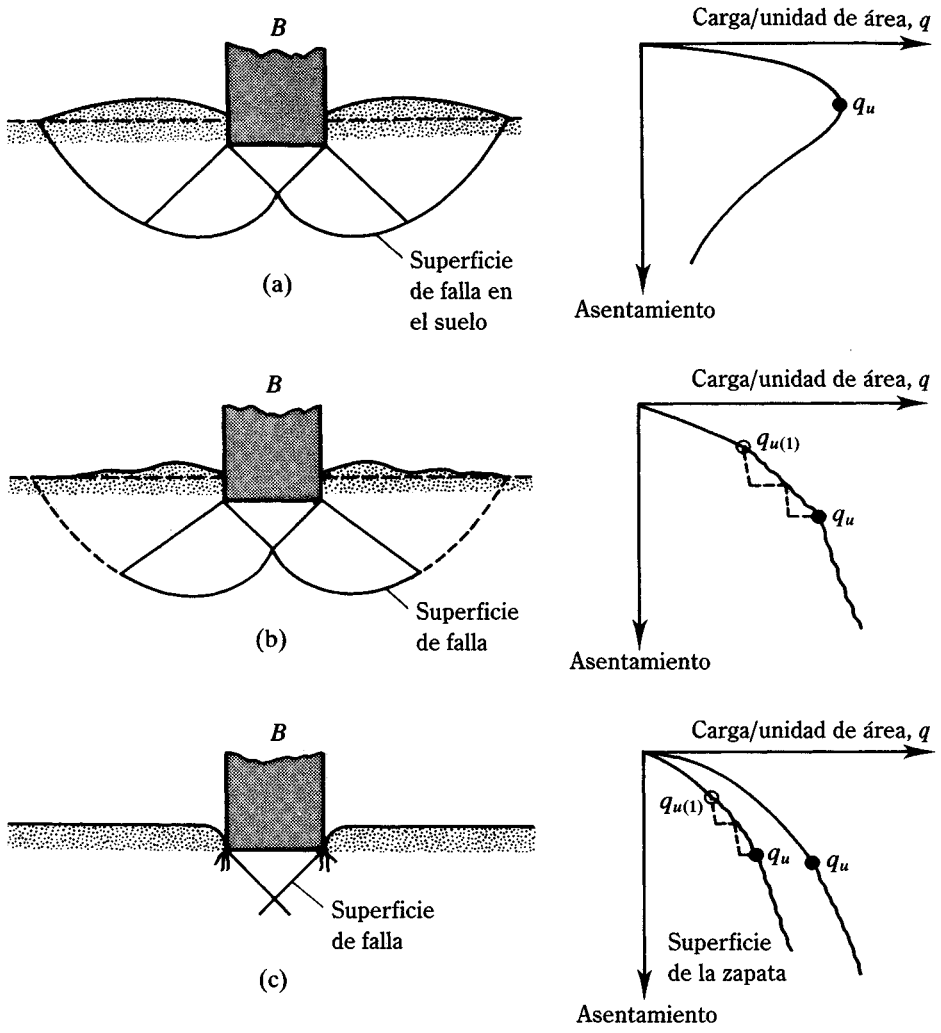
1. La cimentación debe ser segura contra una falla por corte general del suelo que la soporta.
2. La cimentación no debe experimentar un desplazamiento excesivo, es decir, un asentamiento excesivo. (El término *excesivo* es relativo, porque el grado de asentamiento permisible en una estructura depende de varias consideraciones.)

La carga por área unitaria de la cimentación bajo la cual ocurre la falla por corte en el suelo se llama *capacidad de carga última*, tema principal de este capítulo.

3.2 CONCEPTO GENERAL

Considere una cimentación corrida que descansa sobre la superficie de arena densa o suelo cohesivo firme, como muestra la figura 3.1a, con un ancho igual a B. Ahora, si la carga se aplica gradualmente a la cimentación, el asentamiento se incrementará. La variación de la carga por unidad de área, q, sobre la cimentación se muestra también en la figura 3.1a, junto con el asentamiento. En cierto punto, cuando la carga por unidad de área es igual a q_u, tendrá lugar una falla repentina en el suelo que soporta a la cimentación y la zona de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. Esta carga por área unitaria, q_u, se denomina generalmente *capacidad de carga última de la cimentación*. Cuando este tipo de falla repentina tiene lugar en el suelo, se denomina *falla general por corte*.

Si la cimentación considerada descansa sobre suelo arenoso o arcilloso medianamente compactado (figura 3.1b), un incremento de carga sobre la cimentación también será acompañado por un aumento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia afuera desde la cimentación, como muestran las líneas continuas en la figura 3.1b.

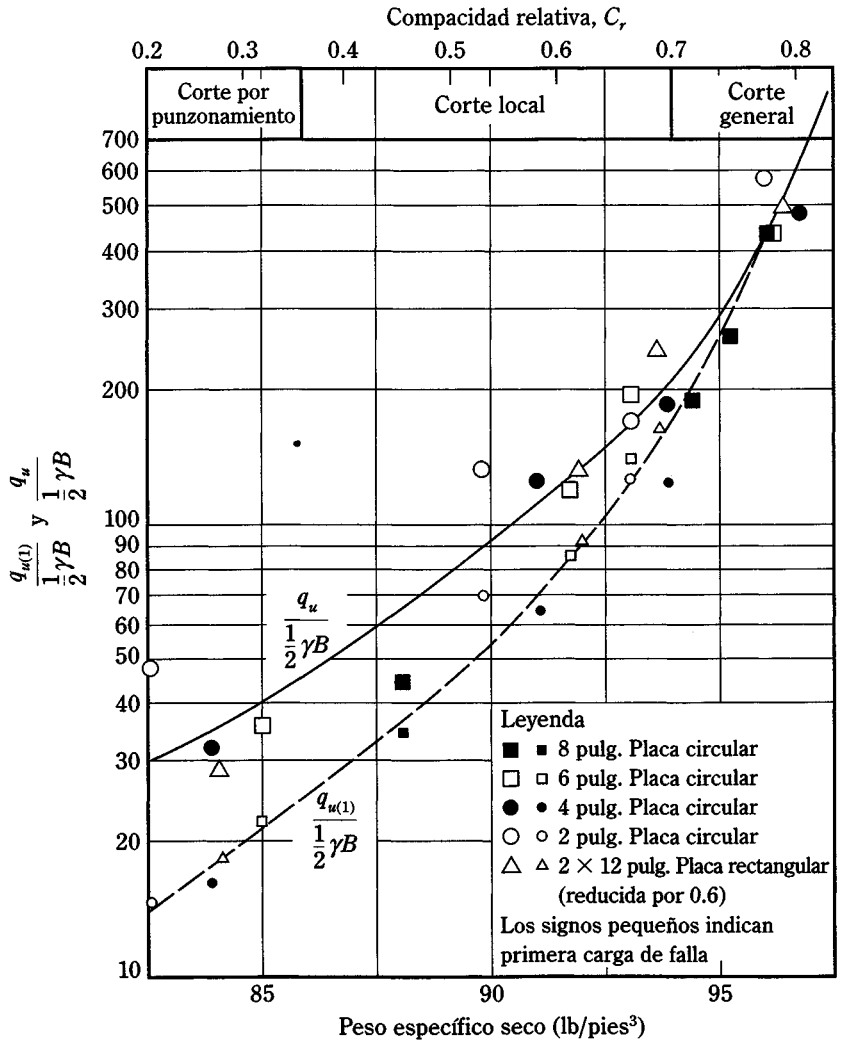


▼ **FIGURA 3.1** Naturaleza de la falla en suelo por capacidad de carga: (a) falla general por corte; (b) falla local de corte; (c) falla de corte por punzonamiento (dibujo de Vesic, 1973)

Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a $q_{u(1)}$, el movimiento estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere entonces un movimiento considerable de la cimentación para que la zona de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno (como muestra la línea discontinua la figura 3.1b). La carga por unidad de área bajo la cual sucede es la *capacidad de carga última*, q_u. Más allá de este punto, una mayor carga estará acompañada por un gran incremento del asentamiento de la cimentación. La carga por unidad de área de la cimentación $q_{u(1)}$, se denomina *carga primera de falla* (Vesic, 1963). Note que un valor máximo de q no se presenta en este tipo de falla, llamada *falla local por corte* del suelo.

Si la cimentación es soportada por un suelo bastante suelto, la gráfica carga-asentamiento será como lo muestra la figura 3.1c. En este caso, la zona de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Más allá de la carga última de falla q_u, la gráfica carga-asentamiento se inclinará y será prácticamente lineal. Este tipo de falla en suelos se denomina *falla de corte por punzonamiento*.

Vesic (1963) realizó varias pruebas de laboratorio de capacidad de carga sobre placas circulares y rectangulares soportadas por una arena con diversas compacidades relativas de compactación, C_r. Las variaciones de $q_{u(1)}/\frac{1}{2}\gamma B$ y $q_u/\frac{1}{2}\gamma B$ obtenidas se muestran en la figura 3.2 (B = diámetro de la placa circular o ancho de la placa rectan-



▼ **FIGURA 3.2** Variación de $q_{u(1)}/0.5\gamma B$ y $q_u/0.5\gamma B$ en placas circulares y rectangulares sobre la superficie de una arena (según Vesic, 1963)

gular y γ = peso específico seco de la arena). Es importante notar de esta figura que para $C_r \geq$ aproximadamente del 70%, ocurre en el suelo la falla general por corte.

Con base en resultados experimentales, Vesic (1973) propuso una relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones que descansan en arenas. La figura 3.3 muestra la relación, que contiene la nota

C_r = compacidad relativa de la arena
D_f = profundidad de desplante de la cimentación medida desde la superficie del terreno

$$B^* = \frac{2BL}{B+L} \tag{3.1}$$

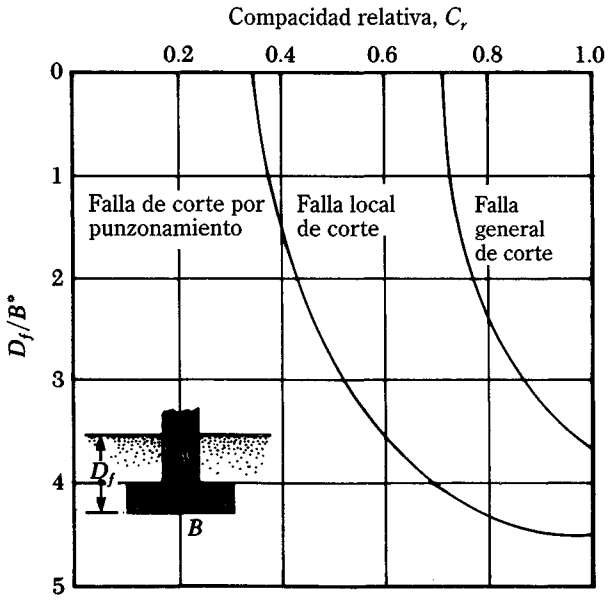
donde B = ancho de la cimentación
L = longitud de la cimentación

(*Nota*: L es siempre mayor que B.)

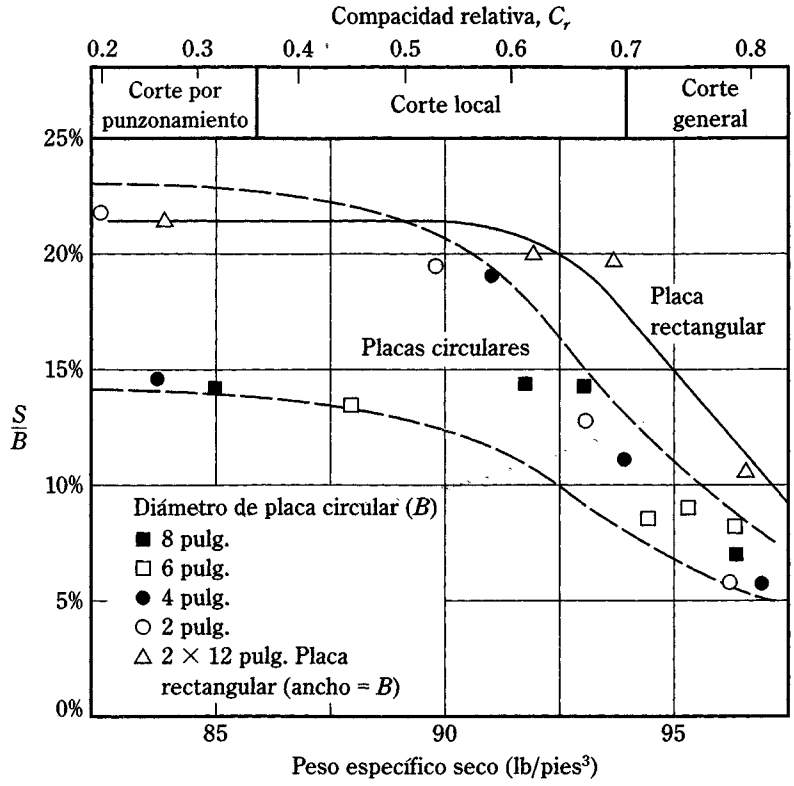
Para cimentaciones cuadradas, $B = L$; para cimentaciones circulares, $B = L$ = diámetro, por lo que

$$B^* = B \tag{3.2}$$

La figura 3.4 muestra el asentamiento, S, de placas circulares y rectangulares sobre la superficie de una arena bajo *carga última* como se describe en la figura 3.2. Ahí se muestra un rango general de S/B con la compacidad relativa de compactación de la arena. Entonces podemos decir que las cimentaciones a poca profundidad (es decir, para una D_f/B^* pequeña), la carga última puede ocurrir para un asentamiento de la cimentación de 4 a 10% de B. Esta condición ocurre al presentarse en los suelos la falla ge-



▼ **FIGURA 3.3** Modos de falla en cimentaciones sobre arena (según Vesic, 1973)



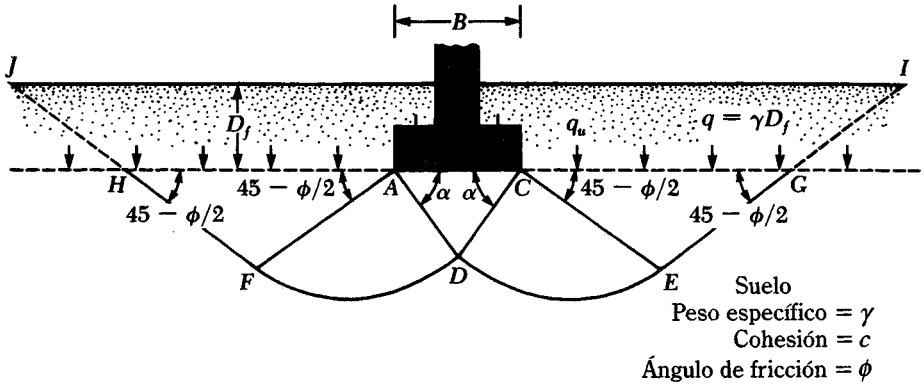
▼ **FIGURA 3.4** Rango de asentamientos de placas circulares y rectangulares bajo carga última ($D_f/B = 0$) en arena (según Vesic, 1963)

neral de corte; sin embargo, en el caso de falla local o de corte por punzonamiento, la carga última puede presentarse para asentamientos de 15 al 25% del ancho de la cimentación (B).

3.3 TEORÍA DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE TERZAGHI

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. De acuerdo con ésta, una cimentación es *superficial* si la profundidad, D_f (figura 3.5), de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores sugieren que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación pueden ser definidas como *cimentaciones superficiales*.

Terzaghi sugirió que para una *cimentación corrida* (es decir, cuando la relación ancho entre longitud de la cimentación tiende a cero), la superficie de falla en el suelo bajo carga última puede suponerse similar a la mostrada en la figura 3.5. (Note que éste es el caso para la falla general por corte como define la figura 3.1a.) El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una



▼ **FIGURA 3.5** Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida corrida

sobrecarga equivalente efectiva $q = \gamma D_f$ (donde γ = peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en tres partes (véase la figura 3.5):

1. La *zona triangular ACD* inmediatamente abajo de la cimentación
2. Las *zonas de corte radiales ADF* y *CDE*, con las curvas *DE* y *DF* como arcos de una espiral logarítmica
3. Dos zonas pasivas de *Rankine triangulares AFH* y *CEG*

Se supone que los ángulos *CAD* y *ACD* son iguales al ángulo de fricción del suelo, ϕ. Note que, con el reemplazo del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente q, la resistencia de corte del suelo a lo largo de las superficies de falla *GI* y *HJ* fue despreciada.

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la forma

$$q_u = cN_c + qN_q + \tfrac{1}{2}\gamma BN_\gamma \qquad \text{(cimentación corrida)} \tag{3.3}$$

donde c = cohesión del suelo
γ = peso específico del suelo
$q = \gamma D_f$
N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo ϕ de fricción del suelo

Los factores de capacidad de carga, N_c, N_q y N_γ se definen mediante las expresiones

$$N_c = \cot\phi \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan\phi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] = \cot\phi\,(N_q - 1) \tag{3.4}$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \tag{3.5}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1\right)\tan\phi \tag{3.6}$$

donde $K_{p\gamma}$ = coeficiente de empuje pasivo

Las variaciones de los factores de capacidad de carga definidos por las ecuaciones (3.4), (3.5) y (3.6) se dan en la tabla 3.1.

▼ **TABLA 3.1** Factores de capacidad de carga de Terzaghi; ecuaciones (3.4), (3.5) y (3.6)

ϕ	N_c	N_q	N_γ[a]	ϕ	N_c	N_q	N_γ[a]
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	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				

[a]Según Kumbhojkar (1993)

Para estimar la capacidad de carga última de *cimentaciones cuadradas* o *circulares*, la ecuación (3.1) puede modificarse a

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad \text{(cimentación cuadrada)} \tag{3.7}$$

y

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad \text{(cimentación circular)} \tag{3.8}$$

En la ecuación (3.7), B es igual a la dimensión de cada lado de la cimentación; en la ecuación (3.8), B es igual al diámetro de la cimentación.

Para cimentaciones que exhiben falla local por corte en suelos, Terzaghi sugirió modificaciones a las ecuaciones (3.3), (3.7) y (3.8) como sigue:

$$q_u = \frac{2}{3}cN'_c + qN'_q + \tfrac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad \text{(cimentación corrida)} \tag{3.9}$$

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \quad \text{(cimentación cuadrada)} \tag{3.10}$$

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma \quad \text{(cimentación circular)} \tag{3.11}$$

N'_c, N'_q y N'_γ son los *factores de capacidad de carga modificada*. Estos se calculan usando las ecuaciones para el factor de capacidad de carga (para N_c, N_q y N_γ) reemplazando ϕ por $\phi' = \tan^{-1}(\frac{2}{3}\tan\phi)$. La variación de N'_c, N'_q y N'_γ con el ángulo ϕ de fricción del suelo, se da en la tabla 3.2.

Las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi se modificaron para tomar en cuenta los efectos de la forma de la cimentación (B/L), profundidad de empotramiento (D_f), e inclinación de la carga. Éstas se dan en la sección 3.7. Sin embargo, muchos ingenieros usan todavía la ecuación de Terzaghi que proporciona resultados bastante buenos considerando la incertidumbre de las condiciones del suelo.

3.4 MODIFICACIÓN DE LAS ECUACIONES DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR NIVEL DE AGUA FREÁTICO

Las ecuaciones (3.3) y (3.7) a la (3.11) se desarrollaron para determinar la capacidad de carga última con base en la hipótesis de que el nivel freático esté localizado muy abajo de la cimentación. Sin embargo, si el nivel freático está cerca de la cimentación, será necesario modificar las ecuaciones de capacidad de carga, dependiendo de la localización del nivel freático (véase la figura 3.6).

Caso I

Si el nivel freático se localiza de manera que $0 \leq D_1 \leq D_f$, el factor q en las ecuaciones de la capacidad de carga toma la forma

▼ **TABLA 3.2** Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi, N_c', N_q' y N_γ'.

ϕ	N_c'	N_q'	N_γ'	ϕ	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1\gamma + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) \tag{3.12}$$

donde γ_{sat} = peso específico saturado del suelo
γ_w = peso específico del agua

Además, el valor de γ en el último término de las ecuaciones tiene que ser reemplazado por $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$.

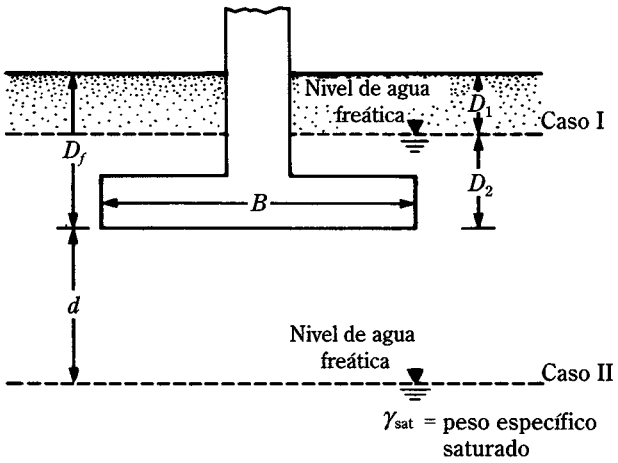
Caso II

Para un nivel freático localizado de manera que $0 \leq d \leq B$,

$$q = \gamma D_f \tag{3.13}$$

El factor γ en el último término de las ecuaciones de la capacidad de apoyo debe reemplazarse por el factor

$$\overline{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma') \tag{3.14}$$



▼ **FIGURA 3.6** Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel de aguas freáticas

Las anteriores modificaciones se basan en la hipótesis de que no existe fuerza de filtración en el suelo.

Caso III

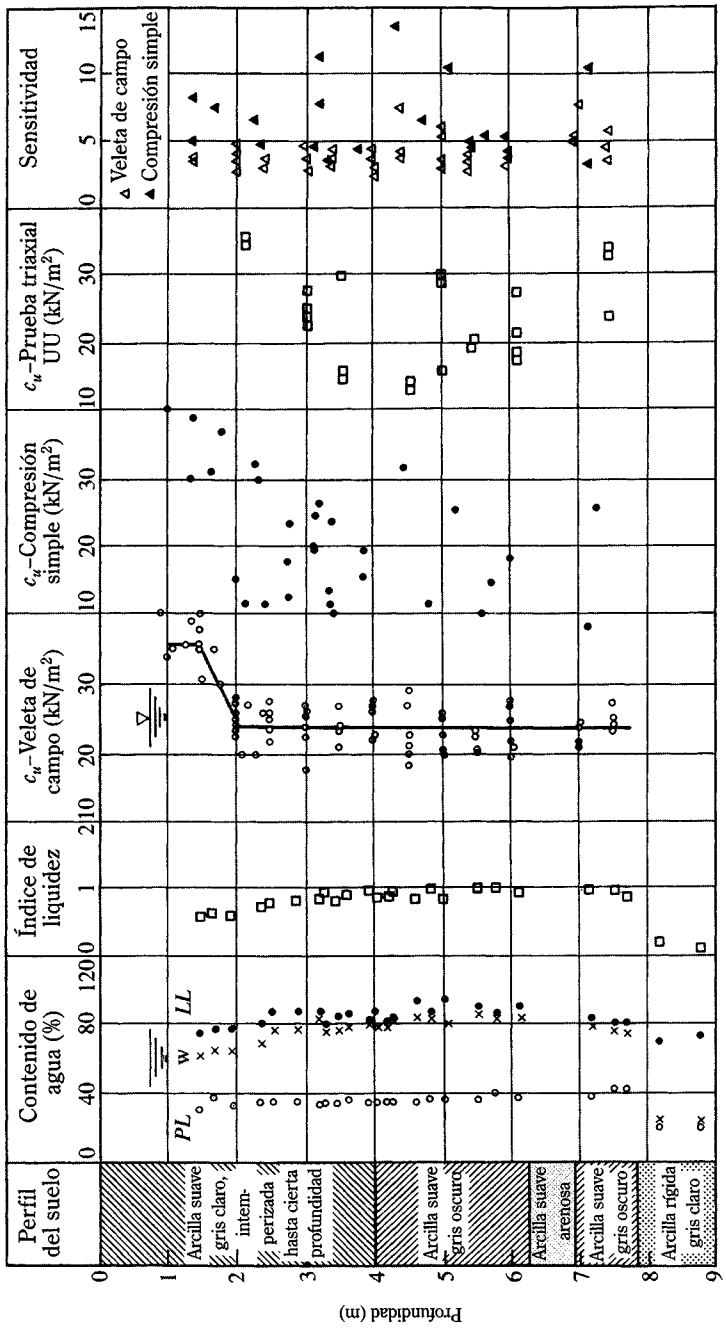
Cuando el nivel freático se localiza de manera que $d \geq B$, el agua no afectará la capacidad de carga última.

3.5 CASO HISTÓRICO: CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA EN ARCILLA SATURADA

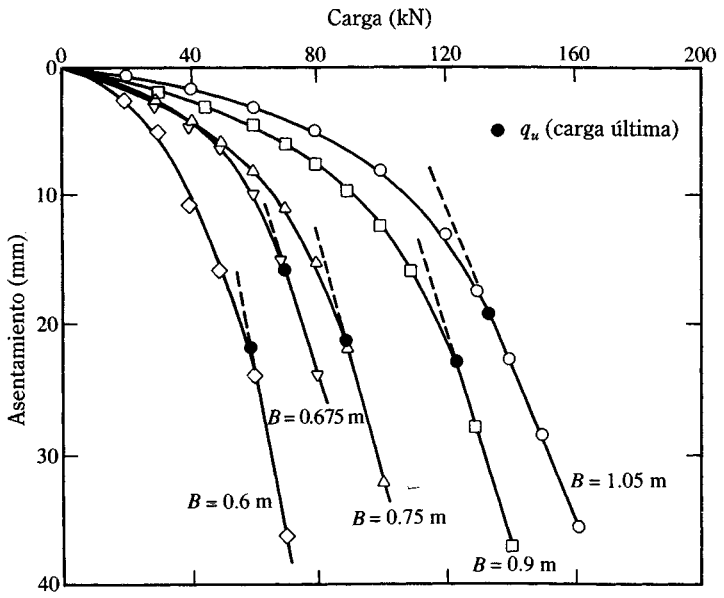
Brand y otros (1972) reportaron resultados de pruebas de campo en pequeñas cimentaciones sobre arcilla Bangkok suave (un depósito de arcilla marina) en Rangsit, Tailandia. Los resultados se muestran en la figura 3.7. Debido a la sensitividad de la arcilla, los resultados de pruebas en laboratorio para c_u (compresión no confinada y triaxial no consolidada no drenada) fueron muy dispersos; sin embargo, ellos obtuvieron mejores resultados para la variación de c_u con la profundidad a base de pruebas en campo con veletas de corte. Los resultados de estas últimas pruebas mostraron que las variaciones promedio de la cohesión no drenada fueron

Profundidad (m)	c_u (kN/m²)
0–1.5	≈35
1.5–2	Decreciendo linealmente de 35 a 24
2–8	≈24

Cinco cimentaciones pequeñas cuadradas fueron probadas por capacidad de carga última. Los tamaños de las cimentaciones fueron de 0.6 m × 0.6 m, 0.675 m ×



▼ **FIGURA 3.7** Resultados de exploración de suelos en una arcilla Bangkok suave en Rangsit, Tailandia (dibujo por Brand y otros, 1972)



▼ **FIGURA 3.8** Diagramas carga-asentamiento obtenidos de pruebas sobre capacidad de carga

0.675 m, 0.75 m × 0.75 m, 0.9 m × 0.9 m y 1.05 m × 1.05 m. La profundidad del fondo de las cimentaciones fue de 1.5 m., medida desde la superficie del terreno. Las gráficas carga-asentamiento obtenidas de las pruebas de capacidad de carga se muestran en la figura 3.8.

Análisis de los resultados de prueba de campo

Las cargas últimas, Q_u, obtenidas de cada prueba también se muestran en la figura 3.8. La carga última se define como el punto en que el desplazamiento de la carga se vuelve prácticamente lineal. La falla en el suelo debajo de la cimentación es del tipo de falla de corte local. Por consiguiente, de la ecuación (3.10)

$$q_u = 0.867c_uN_c' + qN_q' + 0.4\gamma BN_\gamma'$$

Para $\phi = 0$, $c = c_u$ y, de la tabla 3.2, $N_c' = 5.7$, $N_q' = 1$ y $N_\gamma' = 0$. Entonces, para $\phi = 0$

$$q_u = 4.94c_u + q \tag{3.15}$$

Si suponemos que el peso específico del suelo es aproximadamente de 18.5 kN/m^3, $q \approx D_f\gamma = (1.5)(18.5) = 27.75$ kN/m^2. Podemos entonces suponer valores promedio de c_u: para profundidades de 1.5 m a 2.0 m, $c_u \approx (35 + 24)/2 = 29.5$ kN/m^2; para profundidades mayores que 2.0 m, $c_u \approx 24$ kN/m^2. Si suponemos que la cohesión no drenada de la arcilla a una profundidad $\geq B$ debajo de la cimentación controla la capacidad de carga última,

▼ **TABLA 3.3** Comparación de capacidades de carga últimas teóricas y de campo

B (m)	$c_{u(\text{promedio})}$[a] (kN/m²)	Índice de plasticidad[b]	Factor de corrección, λ[c]	$c_{u(\text{corregido})}$[d] (kN/m²)	$q_{u(\text{teórico})}$[e] (kN/m²)	$Q_{u(\text{campo})}$[f] (kN)	$q_{u(\text{campo})}$[g] (kN/m²)
0.6	28.58	40	0.84	24.01	146.4	60	166.6
0.675	28.07	40	0.84	23.58	144.2	71	155.8
0.75	27.67	40	0.84	23.24	142.6	90	160
0.9	27.06	40	0.84	22.73	140.0	124	153
1.05	26.62	40	0.84	22.36	138.2	140	127

[a] Ec. (3.16)
[b] De la figura 3.7
[c] De la tabla 2.7 [$\lambda = 1.7 - 0.54 \log (PI)$; Bjerrum (1972)]
[d] Ec. (2.19)
[e] Ec. (3.15)
[f] Figura 3.8
[g] $Q_{u(\text{campo})}/B^2$

$$c_{u\,(\text{promedio})} \approx \frac{(29.5)\,(2.0 - 1.5) + (24)\,[B - (2.0 - 1.5)]}{B} \tag{3.16}$$

El valor $c_{u(\text{promedio})}$ obtenido para cada cimentación tiene que ser corregido tomando en cuenta la ecuación (2.19). La tabla 3.3 presenta detalles de otros cálculos y una comparación de las capacidades de carga últimas, teóricas y de campo.

Note que las capacidades de carga últimas obtenidas en campo son aproximadamente 10% mayores que las obtenidas teóricamente; la razón para tal diferencia es que la relación D_f/B para las pruebas de campo varía entre 1.5 y 2.5. El incremento de la capacidad de carga debida a la profundidad de empotramiento no se tomó en cuenta en la ecuación (3.16).

3.6 FACTOR DE SEGURIDAD

El cálculo de la *capacidad de carga bruta admisible* de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (*FS*) a la capacidad de carga última bruta, o

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_u}{FS} \tag{3.17}$$

Sin embargo, algunos ingenieros prefieren usar un factor de seguridad de

$$\text{Incremento neto del esfuerzo en el suelo} = \frac{\text{capacidad de carga última neta}}{FS} \tag{3.18}$$

La capacidad de carga última neta se define como la presión última por unidad de área de la cimentación que es soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo que la rodea en el nivel de la cimentación. Si la diferencia entre el peso específico del concreto usado para la cimentación y el peso específico del suelo que la rodea se supone insignificante,

$$q_{neta(u)} = q_u - q \tag{3.19}$$

donde $q_{neta(u)}$ = capacidad de carga última neta
$q = \gamma D_f$

Entonces

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_u - q}{FS} \tag{3.20}$$

El factor de seguridad, tal como se define por la ecuación (3.20) puede ser por lo menos de 3 en todos los casos.

A menudo se usa otro tipo de factor de seguridad para la capacidad de carga de cimentaciones superficiales. Se trata del factor de seguridad con respecto a la falla por corte (FS_{corte}). En la mayoría de los casos un valor FS_{corte} de 1.4 a 1.6 es deseable junto con un factor *mínimo* de seguridad de 3 a 4 por capacidad de carga última neta o bruta. El siguiente procedimiento debe usarse para calcular la carga neta admisible para un FS_{corte} dado.

1. Sean c y ϕ la cohesión y el ángulo de fricción, respectivamente, del suelo y sea FS_{corte} el factor requerido de seguridad con respecto a la falla por corte. Entonces, la cohesión y el ángulo de fricción desarrollados son

$$c_d = \frac{c}{FS_{corte}} \tag{3.21}$$

$$\phi_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\phi}{FS_{corte}}\right) \tag{3.22}$$

2. La capacidad de carga admisible bruta se calcula de acuerdo con las ecuaciones (3.3), (3.7), (3.8), con c_d y ϕ_d como los parámetros de resistencia cortante del suelo. Por ejemplo, la capacidad de carga admisible bruta de una cimentación corrida según la ecuación de Terzaghi es

$$q_{adm} = c_d N_c + qN_q + \tfrac{1}{2}\gamma B N_\gamma \tag{3.23}$$

donde N_c, N_q y N_γ = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción, ϕ_d.

3. La capacidad admisible neta de carga es entonces

$$q_{adm(neta)} = q_{(adm)} - q = c_d N_c + q(N_q - 1) + \tfrac{1}{2}\gamma B N_\gamma \tag{3.24}$$

Independientemente del procedimiento por el cual se aplique el factor de seguridad, la magnitud de FS debe depender de las incertidumbres y riesgos implicados en las condiciones encontradas.

▼ EJEMPLO 3.1

Una cimentación cuadrada tiene 5 pies × 5 pies en planta. El suelo que soporta la cimentación tiene un ángulo de fricción de $\phi = 20°$ y $c = 320$ lb/pies^2. El peso unitario γ del suelo es de 115 lb/pies^3. Determine la carga admisible bruta sobre la cimentación

con un factor de seguridad (*FS*) de 4. Suponga que la profundidad de la cimentación (D_f) es de 3 pies y se presenta una falla general por corte en el suelo.

Solución: De la ecuación (3.7)

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

De la tabla 3.1, para $\phi = 20°$,

$$N_c = 17.69$$

$$N_q = 7.44$$

$$N_\gamma = 3.64$$

Entonces

$$q_u = (1.3)\,(320)\,(17.69) + (3 \times 115)\,(7.44) + (0.4)\,(115)\,(5)\,(3.64)$$

$$= 7359 + 2567 + 837 = 10{,}736 \text{ lb/pies}^2$$

La carga admisible por unidad de área de la cimentación es entonces

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{10{,}736}{4} \approx 2691 \text{ lb/pies}^2$$

La carga admisible bruta es

$$Q = (2691)\,B^2 = (2691)\,(5 \times 5) = 67{,}275 \text{ lb}$$ ▲

3.7 LA ECUACIÓN GENERAL DE LA CAPACIDAD DE CARGA

Las ecuaciones de capacidad de carga última presentadas en las ecuaciones (3.3), (3.7) y (3.8) son únicamente para cimentaciones continuas, cuadradas y circulares. Éstas no se aplican al caso de cimentaciones rectangulares ($0 < B/L < 1$). Además, las ecuaciones no toman en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación (porción de la superficie de falla marcada como *GI* y *HJ* en la figura 3.5). Además, la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos los factores, Meyerhof (1963) sugirió la siguiente forma de ecuación general de capacidad de apoyo:

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \tfrac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \tag{3.25}$$

donde
- c = cohesión
- q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación
- γ = peso específico del suelo
- B = ancho de la cimentación (= diámetro para una cimentación 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 por inclinación de la carga
N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

Las fórmulas para determinar los diversos factores dados en la ecuación (3.25) están descritas en las secciones siguientes. Note que la fórmula original para la capacidad de carga última se derivó únicamente para el caso de deformación unitaria plana (es decir, para cimentaciones continuas). Los factores de forma, profundidad e inclinación de carga son factores empíricos basados en datos experimentales.

Factores de la capacidad de carga

Con base en estudios de laboratorio y campo sobre capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en suelos sugerida por Terzaghi parece ahora ser correcta (Vesic, 1973). Sin embargo, el ángulo α como se muestra en la figura 3.5 es más cercano a $45 + \phi/2$ que a ϕ. Si se acepta el cambio, los valores de N_c, N_q y N_γ para un ángulo de fricción del suelo cambiará también respecto a los proporcionados en la tabla 3.1. Con $\alpha = 45 + \phi/2$, las relaciones para N_c y N_q pueden obtenerse como

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \tan \phi} \tag{3.26}$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot \phi \tag{3.27}$$

La ecuación para N_c dada por la ecuación (3.27) fue originalmente obtenida por Prandtl (1921), y la relación para N_q [ec. (3.26)] fue presentada por Reissner (1924). Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) dieron la relación para N_γ como

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \phi \tag{3.28}$$

La tabla 3.4 muestra la variación de los factores de capacidad de carga anteriores con los ángulos de fricción del suelo.

En muchos textos y libros de referencia, la relación para N_γ puede ser diferente de la dada en la ecuación (3.28). La razón es que existe todavía controversia acerca de la variación de N_γ con el ángulo de fricción del suelo ϕ. *En este texto se usa la ecuación (3.28).*

Otras relaciones para N_γ generalmente citadas, son las dadas por Meyerhof (1963), Hansen (1970), y Lundgren y Mortensen (1953). Esos valores N_γ para varios ángulos de fricción del suelo están dados en el apéndice B (tablas B-1, B-2 y B-3).

▼ **TABLA 3.4** Factores[a] de capacidad de carga

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	tanϕ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	tanϕ
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

[a] Según Vesic (1973)

Factores de forma, profundidad e inclinación

Las relaciones para los factores de forma, profundidad e inclinación *recomendados para usarse* se muestran en la tabla 3.5. Otras relaciones encontradas generalmente en muchos textos y referencias se muestran en la tabla B-4 (Apéndice B).

Comentarios generales

Cuando el nivel freático esté en o cerca de la cimentación, los factores q y γ, dados en la ecuación general de capacidad de carga, ecuación (3.25), tendrán que modificarse. El procedimiento para cambiarlos es el mismo al descrito en la sección 3.4.

Para condiciones de carga no drenadas (concepto $\phi = 0$) en suelos arcillosos, la ecuación general de capacidad de carga de apoyo [ec. (3.25)], toma la forma (carga vertical)

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd} + q \tag{3.29}$$

▼ **TABLA 3.5** Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados para su uso

Factor	Relación	Fuente
Forma[a]	$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L}\frac{N_q}{N_c}$	De Beer (1970) Hansen (1970)
	$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi$	
	$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\,\frac{B}{L}$	
	donde L = longitud de la cimentación ($L > B$)	
Profundidad[b]	*Condición (a)*: $D_f/B \leq 1$	Hansen (1970)
	$F_{cd} = 1 + 0.4\,\frac{D_f}{B}$	
	$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi\,(1 - \text{sen}\,\phi)^2\,\frac{D_f}{B}$	
	$F_{\gamma d} = 1$	
	Condición (b): $D_f/B > 1$	
	$F_{cd} = 1 + (0.4)\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$	
	$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi\,(1 - \text{sen}\,\phi)^2\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$	
	$F_{\gamma d} = 1$	
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)
	$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2$	
	donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical	

[a] Estos factores de forma son relaciones empíricas basadas en numerosas pruebas de laboratorio.
[b] El factor $\tan^{-1}(D_f/B)$ está en radianes.

Por tanto, la capacidad de carga última (carga vertical) es

$$q_{\text{neta}(u)} = q_u - q = cN_cF_{cs}F_{cd} \tag{3.30}$$

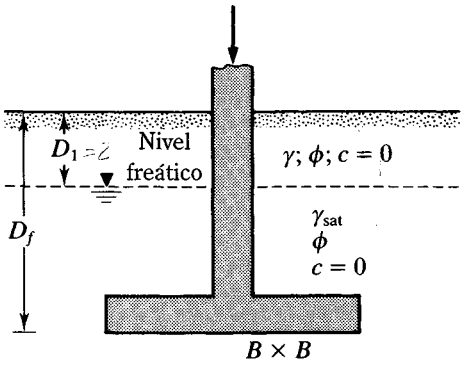
Skempton (1951) propuso una ecuación para la capacidad de carga última neta para suelos arcillosos (condición $\phi = 0$), que es similar a la ecuación (3.30):

$$q_{\text{neta}(u)} = 5c\left(1 + 0.2\,\frac{D_f}{B}\right)\left(1 + 0.2\,\frac{B}{L}\right) \tag{3.31}$$

▼ EJEMPLO 3.2

Una cimentación cuadrada ($B \times B$) va a construirse como se muestra en la figura 3.9. Suponga que $\gamma = 105$ lb/pies^3, $\gamma_{sat} = 118$ lb/pies^3, $D_f = 4$ pies y $D_1 = 2$ pies. La carga admisible bruta Q_{adm}, con $FS = 3$ es de 150,000 lb. Los valores de la resistencia a la penetración estándar de campo N_F son:

Profundidad (pies)	N_F (golpes/pies)
5	4
10	6
15	6
20	10
25	5



▼ FIGURA 3.9

Determine el tamaño de la zapata. Use la ecuación (3.25).

Solución: Usando la ecuación (2.7) y la relación de Liao y Whitman (tabla 2.4), puede determinarse el número correcto de penetración estándar.

Profundidad (pies)	N_F	σ' (ton/pies^2)	$N_{cor} = N_F\sqrt{\frac{1}{\sigma'}}$
5	4	$\frac{1}{2000}[2 \times 105 + 3 \times (118 - 62.4)] = 0.188$	12
10	6	$0.188 + \frac{1}{2000}(5)(118 - 62.4) = 0.327$	11
15	6	$0.327 + \frac{1}{2000}(5)(118 - 62.4) = 0.466$	9
20	10	$0.466 + \frac{1}{2000}(5)(118 - 62.4) = 0.605$	13
25	5	$0.605 + \frac{1}{2000}(5)(118 - 62.4) = 0.744$	6

El N_{cor} promedio puede tomarse aproximadamente igual a 11.

De la ecuación 2.11, $\phi \approx 35°$. Dado

$$q_{adm} = \frac{Q_{adm}}{B^2} = \frac{150{,}000}{B^2} \text{ lb/pies}^2 \tag{a}$$

De la ecuación (3.25) (*nota*: $c = 0$),

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1}{3}\left(qN_qF_{qs}F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma' BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}\right)$$

Para $\phi = 35°$, de la tabla 3.4, $N_q = 33.3$, $N_\gamma = 48.03$. De la tabla 3.5,

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi = 1 + \tan 35 = 1.7$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\frac{B}{L} = 1 - 0.4 = 0.6$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi(1 - \text{sen}\,\phi)^2 = 1 + 2\tan 35(1 - \text{sen}\,35)^2\frac{4}{B} = 1 + \frac{1}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$q = (2)(105) + 2(118 - 62.4) = 321.2 \text{ lb/pies}^2$$

Entonces

$$q_{adm} = \frac{1}{3}\left[(321.2)(33.3)(1.7)\left(1 + \frac{1}{B}\right) + \left(\frac{1}{2}\right)(118 - 62.4)(B)(48.03)(0.6)(1)\right]$$

$$= 6061.04 + \frac{6061.04}{B} + 267.05B \tag{b}$$

Combinando las ecuaciones (a) y (b)

$$\frac{150{,}000}{B^2} = 6061.04 + \frac{6061.04}{B} + 267.05B$$

Por tanteos, $B \approx 4.2$ pies. ▲

▼ EJEMPLO 3.3

Refiérase al ejemplo 3.1. Use la definición del factor de seguridad dado por la ecuación (3.20) y $FS = 5$ para determinar la carga admisible neta para la cimentación.

Solución: Del ejemplo 3.1,

$$q_u = 10{,}736 \text{ lb/pies}^2$$

$$q = (3)(115) = 345 \text{ lb/pies}^2$$

$$q_{adm(neta)} = \frac{10{,}736 - 345}{5} \approx 2078 \text{ lb/pies}^2$$

Por consiguiente,

$$Q_{adm(neta)} = (2078)(5)(5) = 51{,}950 \text{ lb}$$

▲

▼ **EJEMPLO 3.4**

Refiérase al ejemplo 3.1. Use la ecuación (3.7) y $FS_{corte} = 1.5$ para determinar la carga neta admisible para la cimentación.

Solución: Para $c = 320$ lb/pies^2 y $\phi = 20°$,

$$c_d = \frac{c}{FS_{corte}} = \frac{320}{1.5} \approx 213 \text{ lb/pies}^2$$

$$\phi_d = \tan^{-1}\left[\frac{\tan\phi}{FS_{corte}}\right] = \tan^{-1}\left[\frac{\tan 20}{1.5}\right] = 13.64°$$

De la ecuación (3.7),

$$q_{adm(neta)} = 1.3\, c_d N_c + q(N_q - 1) + 0.4\gamma B N_\gamma$$

Para $\phi = 13.64°$, los valores de los factores de capacidad de carga de la tabla 3.1 son

$$N_\gamma \approx 1.2, \quad N_q \approx 3.8 \quad \text{y} \quad N_c \approx 12$$

Por consiguiente,

$$q_{adm(neta)} = 1.3(213)(12) + (345)(3.8 - 1) + (0.4)(115)(5)(1.2) = 4565 \text{ lb/pies}^2$$

y

$$Q_{adm(neta)} = (4565)(5)(5) = 114{,}125 \text{ lb} \approx \mathbf{57ton}$$

Nota: Parece haber una gran discrepancia entre los resultados de los ejemplos 3.3 (o 3.1) y 3.4. El uso de tanteos muestra que, cuando FS_{corte} es cercano a 1.2, los resultados son aproximadamente iguales. ▲

3.8 EFECTO DE LA COMPRESIBILIDAD DEL SUELO

En la sección 3.3, las ecuaciones (3.3), (3.7) y (3.8), que son para el caso de falla general de corte, fueron modificadas en las ecuaciones (3.9), (3.10) y (3.11) para tomar en cuenta el cambio de modo de falla en el suelo (es decir, falla local por corte). El cambio se debe a la compresibilidad del suelo. Para tomar en cuenta la compresibilidad del suelo, Vesic (1973) propuso la siguiente modificación a la ecuación (3.25),

$$\boxed{q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{cc} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qc} + \tfrac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma c}} \tag{3.32}$$

donde F_{cc}, F_{qc} y $F_{\gamma c}$ = factores de compresibilidad del suelo

Factores de compresibilidad del suelo, obtenidos por Vesic (1973) a partir de la analogía de expansión de cavidades. De acuerdo con esa teoría, para calcular F_{cc}, F_{qc} y $F_{\gamma c}$, deben darse los siguientes pasos:

1. Calcule el *índice de rigidez*, I_r, del suelo a una profundidad aproximada $B/2$ por debajo del fondo de la cimentación, o

$$I_r = \frac{G}{c + q' \tan \phi} \tag{3.33}$$

donde G = módulo cortante del suelo
q' = presión efectiva de sobrecarga a una profundidad de $D_f + B/2$

2. El índice de rigidez crítico, $I_{r(cr)}$, se expresa como

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2}\left\{\exp\left[\left(3.30 - 0.45\frac{B}{L}\right)\cot\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)\right]\right\} \tag{3.34}$$

Las variaciones de $I_{r(cr)}$ para $B/L = 0$ y $B/L = 1$ se muestran en la tabla 3.6.

3. Si $I_r \geq I_{r(cr)}$, entonces

$$F_{cc} = F_{qc} = F_{\gamma c} = 1$$

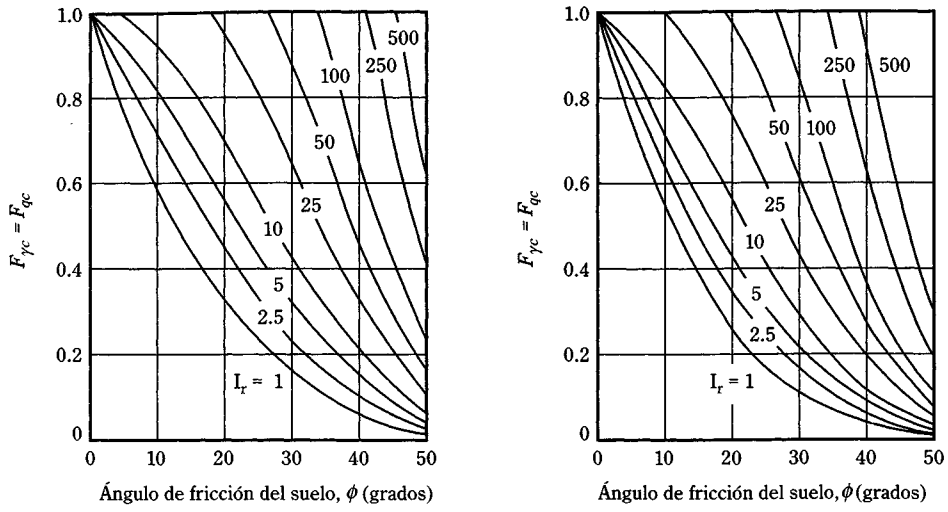
Sin embargo, si $I_r < I_{r(cr)}$

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = \exp\left\{\left(-4.4 + 0.6\frac{B}{L}\right)\tan\phi + \left[\frac{(3.07 \text{ sen } \phi)(\log 2I_r)}{1 + \text{sen } \phi}\right]\right\} \tag{3.35}$$

▼ **TABLA 3.6** Variación de $I_{r(cr)}$ con ϕ y B/L[1]

ϕ (grados)	$I_{r(cr)}$ $\frac{B}{L} = 0$	$I_{r(cr)}$ $\frac{B}{L} = 1$
0	13	8
5	18	11
10	25	15
15	37	20
20	55	30
25	89	44
30	152	70
35	283	120
45	592	225
40	1442	485
50	4330	1258

[1] Según Vesic (1973)



▼ **FIGURA 3.10** Variación de $F_{\gamma c} = F_{qc}$ con I_r y ϕ

La figura 3.10 muestra la variación de $F_{\gamma c} = F_{qc}$ [ec. (3.35)] con ϕ e I_r. Para $\phi = 0$,

$$F_{cc} = 0.32 + 0.12\frac{B}{L} + 0.60 \log I_r \tag{3.36}$$

Para $\phi > 0$,

$$F_{cc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_q \tan \phi} \tag{3.37}$$

▼ EJEMPLO 3.5

Para una cimentación superficial, se dan los siguientes valores: $B = 0.6$ m, $L = 1.2$ m, $D_f = 0.6$ m.

Suelo: $\phi = 25°$
$c = 48$ kN/m^2
$\gamma = 18$ kN/m^3
Módulo de elasticidad, $E = 620$ kN/m^2
Relación de Poisson, $\mu = 0.3$

Calcule la capacidad de carga última.

Solución: De la ecuación (3.33)

$$I_r = \frac{G}{c + q' \tan \phi}$$

Sin embargo,

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

Entonces

$$I_r = \frac{E}{2(1 + \mu)[c + q' \tan \phi]}$$

$$q' = \gamma\left(D_f + \frac{B}{2}\right) = 18\left(0.6 + \frac{0.6}{2}\right) = 162 \text{ kN/m}^2$$

$$I_r = \frac{620}{2(1 + 0.3)[48 + 16.2 \tan 25]} = 4.29$$

De la ecuación (3.34)

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2}\left\{\exp\left[\left(3.3 - 0.45\frac{B}{L}\right)\cot\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)\right]\right\}$$

$$= \frac{1}{2}\left\{\exp\left[\left(3.3 - 0.45\frac{0.6}{1.2}\right)\cot\left(45 - \frac{25}{2}\right)\right]\right\} = 62.46$$

Como $I_{r(cr)} > I_r$, use las ecuaciones (3.35) y (3.37).

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = \exp\left\{\left(-4.4 + 0.6\frac{B}{L}\right)\tan\phi + \left[\frac{(3.07 \text{ sen } \phi)\log(2I_r)}{1 + \text{sen}\phi}\right]\right\}$$

$$= \exp\left\{\left(-4.4 + 0.6\frac{0.6}{1.2}\right)\tan 25 + \left[\frac{(3.07 \text{ sen } 25)\log(2 \times 4.29)}{1 + \text{sen } 25}\right]\right\} = 0.347$$

$$F_{cc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_q \tan \phi}$$

Para $\phi = 25°$, $N_q = 10.66$ (tabla 3.4),

$$F_{cc} = 0.347 - \frac{1 - 0.347}{10.66 \tan 25} = 0.216$$

Ahora, de la ecuación (3.32),

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{cc} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qc} + \tfrac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma c}$$

De la tabla 3.4, para $\phi = 25°$, $N_c = 20.72$, $N_q = 10.66$ y $N_\gamma = 10.88$. De la tabla 3.5,

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c}\right)\left(\frac{B}{L}\right) = 1 + \left(\frac{10.66}{20.72}\right)\left(\frac{0.6}{1.2}\right) = 1.257$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi = 1 + \frac{0.6}{1.2}\tan 25 = 1.233$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\frac{B}{L} = 1 - 0.4\frac{0.6}{1.2} = 0.8$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right) = 1 + 0.4\left(\frac{0.6}{0.6}\right) = 1.4$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi(1 - \text{sen}\,\phi)^2\left(\frac{D_f}{B}\right) = 1 + 2\tan 25(1 - \text{sen}\,25)^2\left(\frac{0.6}{0.6}\right) = 1.311$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Entonces

$$q_u = (48)(20.72)(1.257)(1.4)(0.216) + (0.6 \times 18)(10.66)(1.233)(1.311)(0.347) + (\tfrac{1}{2})(18)(0.6)(10.88)(1)(0.347) = \mathbf{459\ kN/m^2}$$ ▲

3.9 CIMENTACIONES CARGADAS EXCÉNTRICAMENTE

En varias situaciones, como en la base de un muro de retención, las cimentaciones son sometidas a momentos además de la carga vertical, como muestra la figura 3.11a. En tales casos, la distribución de presión por la cimentación sobre el suelo no es uniforme. La distribución de la presión nominal es

$$q_{máx} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L} \tag{3.38}$$

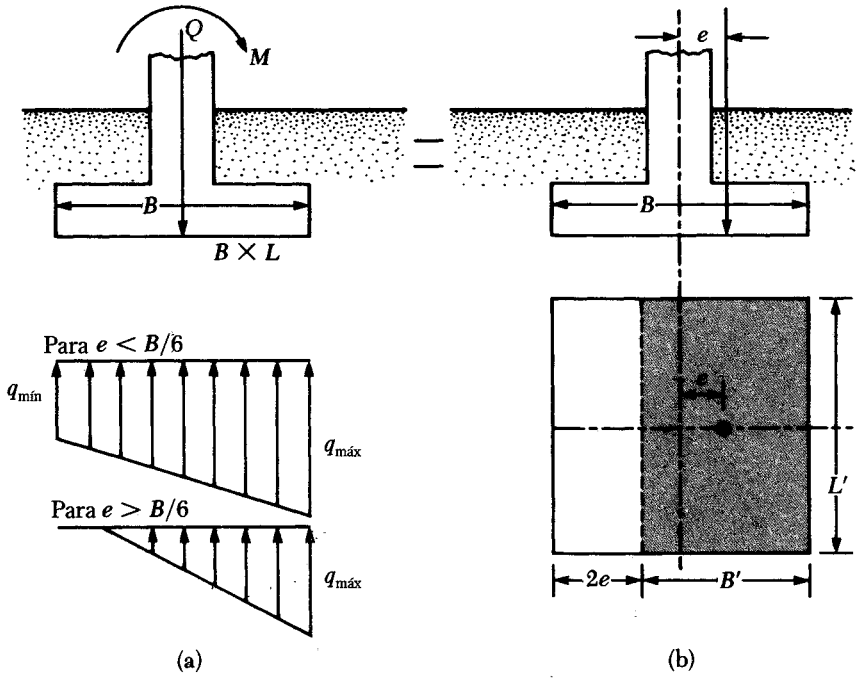
y

$$q_{mín} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L} \tag{3.39}$$

donde Q = carga vertical total
M = momento sobre la cimentación

La figura 3.11b muestra un sistema de fuerza equivalente al mostrado en la figura 3.11a. La distancia e, es la excentricidad, o

$$e = \frac{M}{Q} \tag{3.40}$$



▼ **FIGURA 3.11** Cimentaciones cargadas excéntricamente

Sustituyendo la Ec. (3.40) en las ecuaciones (3.38) y (3.39) nos da

$$q_{máx} = \frac{Q}{BL}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \tag{3.41a}$$

y

$$q_{mín} = \frac{Q}{BL}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) \tag{3.41b}$$

Note que en esas ecuaciones, cuando la excentricidad, e, toma el valor $B/6$, $q_{mín}$ es cero. Para $e > B/6$, $q_{mín}$ será negativa, lo que significa que se desarrollará una tensión. Como el suelo no puede tomar tensiones, habrá una separación entre la cimentación y el suelo debajo de ella. La naturaleza de la distribución de presión sobre el suelo será como muestra la figura 3.11a. El valor de $q_{máx}$ es entonces

$$q_{máx} = \frac{4Q}{3L(B - 2e)} \tag{3.42}$$

La distribución exacta de la presión es difícil de estimar.

El factor de seguridad para tales tipos de carga contra la falla por capacidad de carga se evalúa usando el procedimiento sugerido por Meyerhof (1953), denominado como el método del *área efectiva*. El siguiente es el proceso paso a paso de Meyerhof para la determinación de la carga última que el suelo puede soportar y el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga.

1. Determine las dimensiones efectivas de la cimentación como:

   B' = ancho efectivo = $B - 2e$

   L' = largo efectivo = L

   Note que, si la excentricidad es en dirección del largo de la cimentación, el valor de L' será igual a $L - 2e$. El valor de B' es entonces igual a B. La menor de las dos dimensiones (es decir, L' y B') es el ancho efectivo de la cimentación.

2. Use la ecuación (3.25) para la capacidad de carga última:

   $$q'_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \tfrac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \tag{3.43}$$

   Para evaluar F_{cs}, F_{qs} y $F_{\gamma s}$, use la tabla 3.5 con dimensiones del largo efectivo y ancho efectivo en vez de L y B, respectivamente. Para determinar F_{cd}, F_{qd} y $F_{\gamma d}$, use la tabla 3.5 (*no reemplace* B por B').

3. La carga última total que la cimentación puede soportar es

   $$Q_{ult} = q'_u(B')(L') \quad (A') \tag{3.44}$$

   donde A' = área efectiva

4. El factor de seguridad contra la falla por capacidad de apoyo es

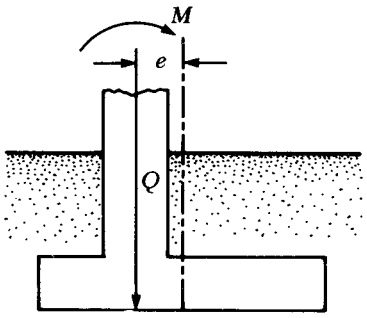
   $$FS = \frac{Q_{últ}}{Q} \tag{3.45}$$

5. Verifique el factor de seguridad respecto a $q_{máx}$, o, $FS = q'_u/q_{máx}$.

Note que la excentricidad tiende a disminuir la capacidad de carga de soporte sobre una cimentación. En tales casos, situar las columnas de la cimentación fuera del centro, como muestra la figura 3.12, probablemente es conveniente. En efecto, así se genera una cimentación cargada centralmente con presión uniformemente distribuida.

Cimentaciones con excentricidad en dos direcciones

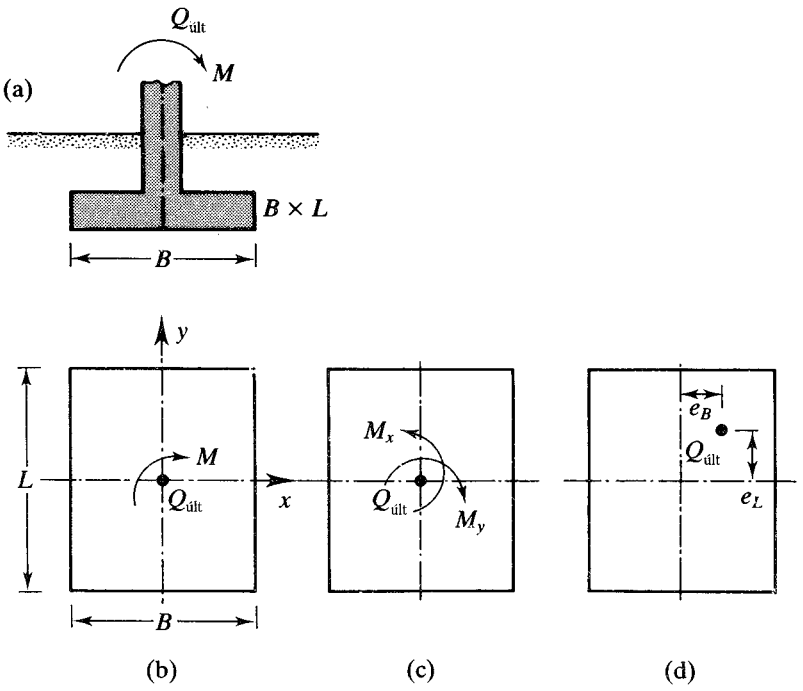
Considere una situación en que una cimentación es sometida a carga vertical última $Q_{últ}$ y a un momento M como muestra la figura 3.13a y b. Para este caso, las componentes del momento M respecto a los ejes x y y se determinan como M_x y M_y, respectiva-



▼ **FIGURA 3.12** Cimentación de columnas con carga excéntrica

mente (figura 3.13). Esta condición es equivalente a una carga $Q_{últ}$ colocada excéntricamente sobre la cimentación con $x = e_B$ y $y = e_L$ (figura 3.13d). Note que

$$e_B = \frac{M_y}{Q_{últ}} \tag{3.46}$$



▼ **FIGURA 3.13** Análisis de una cimentación con excentricidad en dos direcciones

y

$$e_L = \frac{M_x}{Q_{\text{últ}}} \tag{3.47}$$

Si se requiere $Q_{\text{últ}}$, esta puede obtenerse como sigue [ecuación (3.44)]:

$$Q_{\text{ult}} = q'_u A'$$

donde, de la ecuación (3.43)

$$q'_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2}\gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

y

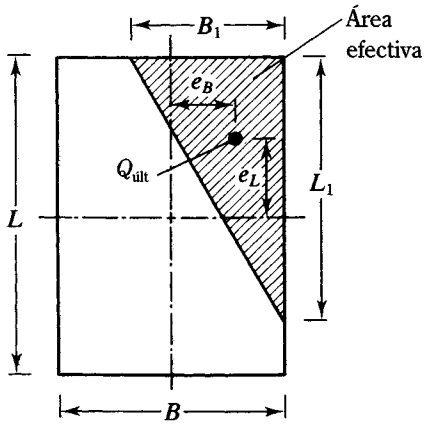
A' = área efectiva = $B'L'$

Como antes, para evaluar F_{cs}, F_{qs} y $F_{\gamma s}$ (tabla 3.5), use las dimensiones de largo efectivo (L') y del ancho efectivo (B') en vez de L y B, respectivamente. Para calcular F_{cd}, F_{qd} y $F_{\gamma d}$, use la tabla 3.5; sin embargo, no reemplace B por B'. Al determinar el área efectiva (A'), el ancho efectivo (B') y el largo efectivo (L'), pueden presentarse cuatro casos posibles (Highter y Anders, 1985).

Caso I

$e_L/L \geq \frac{1}{6}$ y $e_B/B \geq \frac{1}{6}$. El área efectiva para esta condición se muestra en la figura 3.14, o

$$A' = \tfrac{1}{2} B_1 L_1 \tag{3.48}$$



▼ **FIGURA 3.14** Área efectiva para el caso de $e_L/L \geq \frac{1}{6}$ y $e_B/B \geq \frac{1}{6}$

donde

$$B_1 = B\left(1.5 - \frac{3e_B}{B}\right) \tag{3.49a}$$

$$L_1 = L\left(1.5 - \frac{3e_L}{L}\right) \tag{3.49b}$$

El largo efectivo L' es la mayor de las dos dimensiones, es decir, B_1 o L_1. Entonces, el ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L'} \tag{3.50}$$

Caso II

$e_L/L < 0.5$ y $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$. El área efectiva para este caso se muestra en la figura 3.15a.

$$A' = \tfrac{1}{2}(L_1 + L_2)B \tag{3.51}$$

Las magnitudes de L_1 y L_2 pueden determinarse de la figura 3.15b. El ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L_1 \text{ o } L_2 \text{ (el que sea mayor)}} \tag{3.52}$$

El largo efectivo es

$$L' = L_1 \text{ o } L_2 \quad \text{(el que sea mayor)} \tag{3.53}$$

Caso III

$e_L/L < \frac{1}{6}$ y $0 < e_B/B < 0.5$. El área efectiva se muestra en la figura 3.16a:

$$A' = \tfrac{1}{2}(B_1 + B_2)L \tag{3.54}$$

El ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L} \tag{3.55}$$

El largo afectivo es igual a

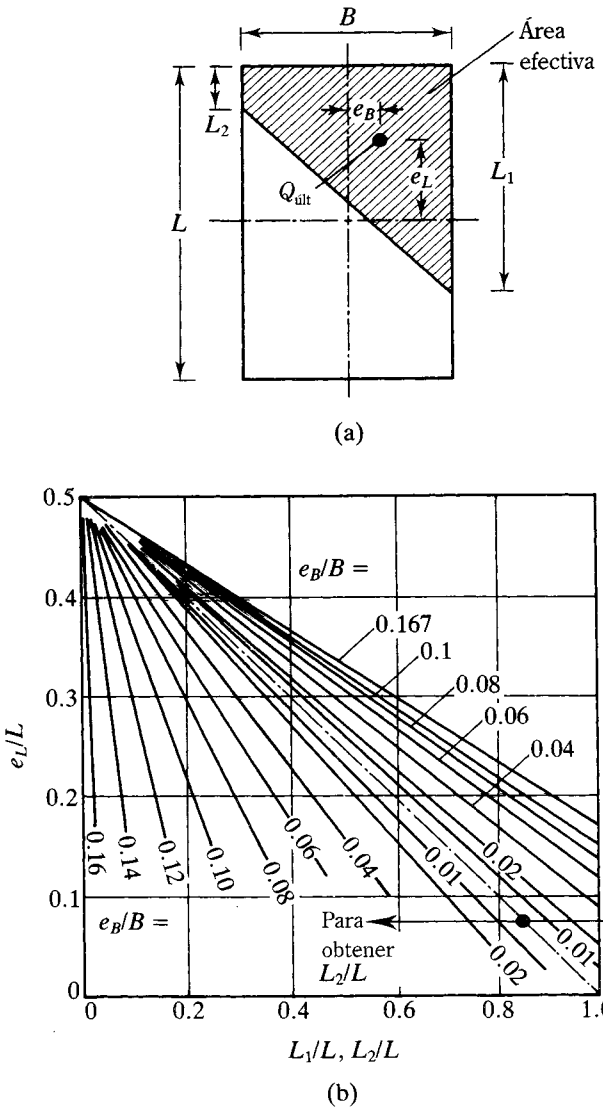
$$L' = L \tag{3.56}$$

Las magnitudes de B_1 y B_2 se determinan de la figura 3.16b.

Caso IV

$e_L/L < \frac{1}{6}$ y $e_B/B < \frac{1}{6}$. La figura 3.17a muestra el área efectiva para este caso. La razón B_2/B, y por tanto, B_2 pueden determinarse usando las curvas e_L/L que se inclinan hacia arriba. Similarmente, la razón L_2/L, y por tanto, L_2 se determinan usando las curvas e_L/L que se inclinan hacia abajo. El área efectiva es entonces

$$A' = L_2B + \tfrac{1}{2}(B + B_2)(L - L_2) \tag{3.57}$$



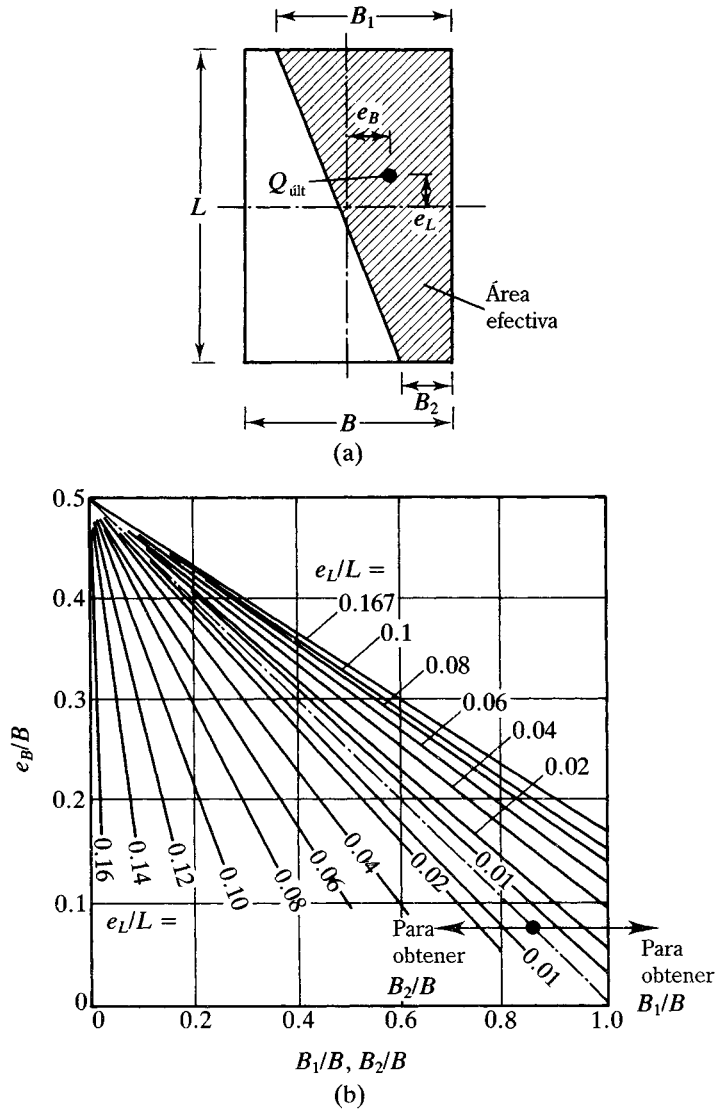
▼ **FIGURA 3.15** Área efectiva para el caso de $e_L/L < 0.5$ y $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$ (según Highter y Anders, 1985)

El ancho efectivo es

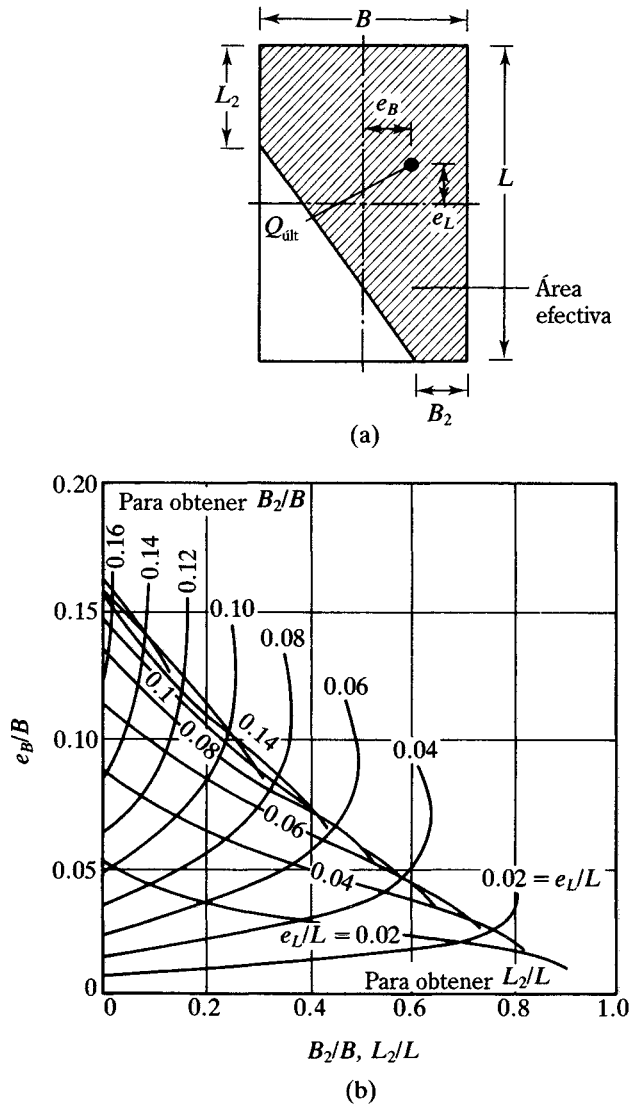
$$B' = \frac{A'}{L} \tag{3.58}$$

El largo efectivo es

$$L' = L \tag{3.59}$$



▼ **FIGURA 3.16** Área efectiva para el caso de $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $0 < e_B/B < 0.5$ (según Highter y Anders, 1985)



▼ **FIGURA 3.17** Área efectiva para el caso de $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $e_B/B < \frac{1}{6}$ (según Highter y Anders, 1985)

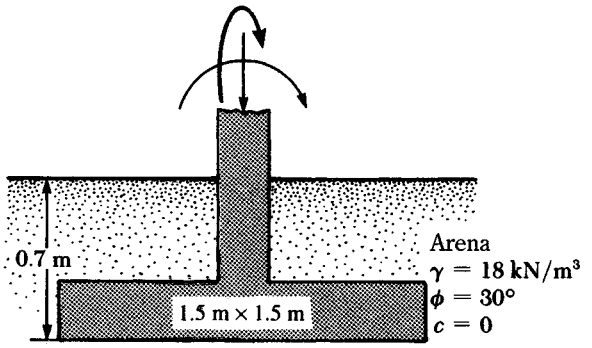
▼ EJEMPLO 3.6

En la figura 3.18 se muestra una cimentación cuadrada. Suponga que la excentricidad en una sola dirección de la carga es $e = 0.15$ m. Determine la carga última, $Q_{últ}$.

Solución: Con $c = 0$, la ecuación (3.43) toma la forma

$$q'_u = qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \tfrac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

$$q = (0.7)\,(18) = 12.6 \text{ kN/m}^2$$



▼ **FIGURA 3.18**

Para $\phi = 30°$, de la tabla 3.4, $N_q = 18.4$ y $N_\gamma = 22.4$.

$$B' = 1.5 - 2(0.15) = 1.2 \text{ m}$$

$$L' = 1.5 \text{ m}$$

De la tabla 3.5

$$F_{qs} = 1 + \frac{B'}{L'}\tan\phi = 1 + \left(\frac{1.2}{1.5}\right)\tan 30° = 1.462$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi(1 - \text{sen}\,\phi)^2\frac{D_f}{B} = 1 + \frac{(0.289)(0.7)}{1.5} = 1.135$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0.4\left(\frac{1.2}{1.5}\right) = 0.68$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Entonces

$$q'_u = (12.6)(18.4)(1.462)(1.135) + \tfrac{1}{2}(18)(1.2)(22.4)(0.68)(1)$$

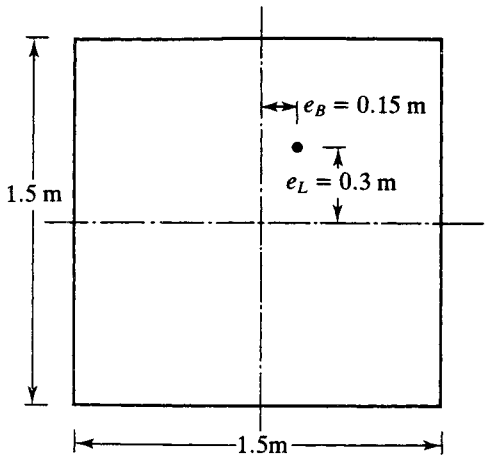
$$= 384.7 + 164.50 = 549.2 \text{ kN/m}^2$$

Por consiguiente,

$$Q_{\text{últ}} = B'L'(q'_u) = (1.2)(1.5)(549.2) \approx \mathbf{988\ kN}$$ ▲

▼ EJEMPLO 3.7

Refiérase al ejemplo 3.6. Con las otras cantidades iguales, suponga que la carga tiene excentricidad en dos direcciones. Se dan: $e_L = 0.3$ m y $e_B = 0.15$ m (figura 3.19). Determine la carga última, $Q_{\text{últ}}$.



▼ FIGURA 3.19

Solución:

$$\frac{e_L}{L} = \frac{0.3}{1.5} = 0.2$$

$$\frac{e_B}{B} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1$$

Este caso es similar al mostrado en la figura 3.15a. De la figura 3.15b, para $e_L/L = 0.2$ y $e_B/B = 0.1$

$$\frac{L_1}{L} \approx 0.85; \qquad L_1 = (0.85)(1.5) = 1.275 \text{ m}$$

y

$$\frac{L_2}{L} \approx 0.21; \qquad L_2 = (0.21)(1.5) = 0.315 \text{ m}$$

De la ecuación (3.51)

$$A' = \tfrac{1}{2}(L_1 + L_2)B = \tfrac{1}{2}(1.275 + 0.315)(1.5) = 1.193 \text{ m}^2$$

De la ecuación (3.53)

$$L' = L_1 = 1.275 \text{ m}$$

De la ecuación (3.52)

$$B' = \frac{A'}{L'} = \frac{1.193}{1.275} = 0.936 \text{ m}$$

Note, de la ecuación (3.43), para $c = 0$

$$q'_u = qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \tfrac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

$$q = (0.7)(18) = 12.6 \text{ kN/m}^2$$

Para $\phi = 30°$, de la tabla 3.4, $N_q = 18.4$ y $N_\gamma = 22.4$. Entonces,

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\tan\phi = 1 + \left(\frac{0.936}{1.275}\right)\tan 30° = 1.424$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0.4\left(\frac{0.936}{1.275}\right) = 0.706$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi(1 - \text{sen}\,\phi)^2\frac{D_f}{B} = 1 + \frac{(0.289)(0.7)}{1.5} = 1.135$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Por lo que

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= A'q'_u = A'\left(qN_qF_{qs}F_{qd} + \tfrac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}\right) \\ &= (1.193)[(12.6)(18.4)(1.424)(1.135) \\ &\quad + (0.5)(18)(0.936)(22.4)(0.706)(1)] \\ &= \mathbf{605.95\ kN} \end{aligned}$$

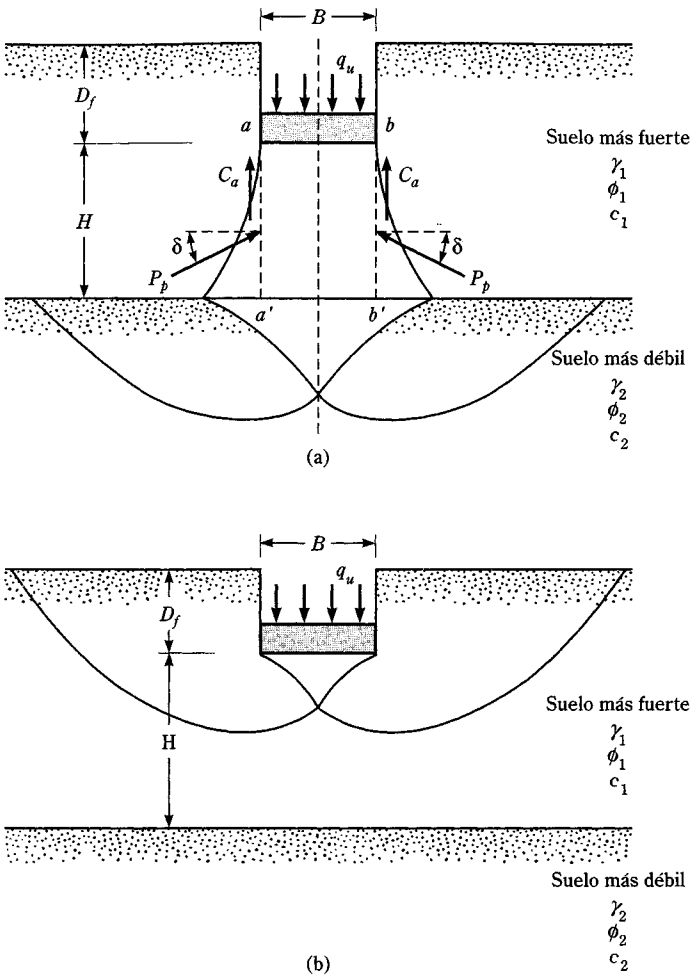
▲

3.10 CAPACIDAD DE CARGA DE SUELOS ESTRATIFICADOS: SUELO MÁS FUERTE SOBRE SUELO MÁS DÉBIL

Las ecuaciones para la capacidad de carga presentadas en las secciones anteriores, implican casos en que el suelo que soporta la cimentación es homogéneo y se extiende hasta una profundidad considerable. La cohesión, el ángulo de fricción y el peso específico del suelo fueron supuestos constantes en el análisis de la capacidad de carga. Sin embargo, en la práctica se encuentran frecuentemente perfiles de suelo estratificado. En tales casos, la superficie de falla bajo carga última puede extenderse a través de dos o más estratos. La determinación de la capacidad de carga última en suelos estratificados se hace sólo en un número limitado de casos. Esta sección muestra el procedimiento para estimar la capacidad de carga de suelos estratificados propuesto por Meyerhof y Hanna (1978) y Meyerhof (1974).

La figura 3.20 muestra una cimentación superficial corrida soportada por un *estrato de suelo más fuerte* sobre un suelo más débil, extendida hasta una gran profundidad. Para los dos estratos de suelo, los parámetros físicos son los siguientes:

Estrato	Peso específico	Ángulo de fricción del suelo	Cohesión
Superior	γ_1	ϕ_1	c_1
Inferior	γ_2	ϕ_2	c_2



▼ **FIGURA 3.20** Capacidad de carga de una cimentación corrida sobre suelo estratificado

Bajo carga última por área unitaria (q_u), la superficie de falla en el suelo será como muestra la figura 3.20. Si la profundidad H es relativamente pequeña comparada con el ancho B de la cimentación, ocurrirá una falla por cortante de punzonamiento en la capa superior de suelo seguida por una falla por cortante general en el estrato inferior, como muestra la figura 3.20a. Sin embargo, si la profundidad H es relativamente grande, entonces la superficie de falla estará completamente localizada en el estrato superior de suelo, que es el límite superior para la capacidad de carga última, como muestra la figura 3.20b.

La capacidad de carga última, q_u, para este tipo problema, lo muestra la figura 3.20a, y puede darse como

$$q_u = q_b + \frac{2(C_a + P_p \operatorname{sen} \delta)}{B} - \gamma_1 H \tag{3.60}$$

donde B = ancho de la cimentación
C_a = fuerza adhesiva
P_p = fuerza pasiva por unidad de longitud de las caras aa' y bb'
q_b = capacidad de carga del estrato inferior de suelo
δ = inclinación de la fuerza pasiva P_p respecto a la horizontal

Note que, en la ecuación (3.60),

$$C_a = c_a H \tag{3.61}$$

donde c_a = adhesión

La ecuación (3.60) puede simplificarse a la forma

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right)\frac{K_{pH} \tan \delta}{B} - \gamma_1 H \tag{3.62}$$

donde K_{pH} = coeficiente de la componente horizontal de la presión pasiva de la tierra

Sin embargo, sea

$$K_{pH} \tan \delta = K_s \tan \phi_1 \tag{3.63}$$

donde K_s = coeficiente de corte por punzonamiento

Entonces

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right)\frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \tag{3.64}$$

El coeficiente del corte por punzonamiento K_s es función de q_2/q_1 y ϕ_1, o

$$K_s = f\left(\frac{q_2}{q_1}, \phi_1\right)$$

Note que q_1 y q_2 son las capacidades de carga últimas de una cimentación corrida de ancho B bajo carga vertical sobre las superficies de estratos gruesos homogéneos de suelo superior e inferior, o

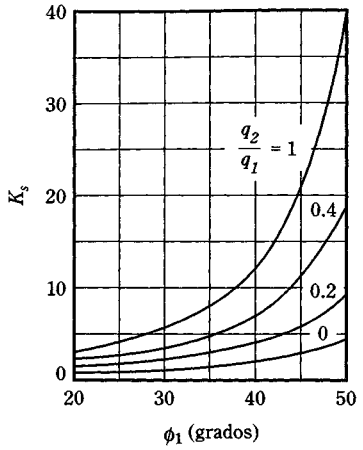
$$q_1 = c_1 N_{c(1)} + \tfrac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)} \tag{3.65}$$

y

$$q_2 = c_2 N_{c(2)} + \tfrac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma(2)} \tag{3.66}$$

donde $N_{c(1)}, N_{\gamma(1)}$ = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción ϕ_1 (tabla 3.4)
$N_{c(2)}, N_{\gamma(2)}$ = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción ϕ_2 (tabla 3.4)

Es importante notar que, para el estrato superior de un suelo más fuerte, q_2/q_1 debe ser menor que 1.

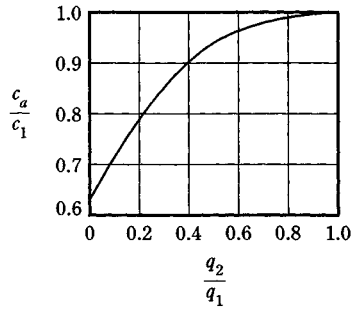


▼ **FIGURA 3.21** Coeficiente K_s de corte por punzonamiento, según Meyerhof y Hanna

La variación de K_s con q_2/q_1 y ϕ_1 se muestra en la figura 3.21, la variación de c_a/c_1 con q_2/q_1 en la figura 3.22. Si la altura H es relativamente grande, entonces la superficie de falla en el suelo estará completamente localizada en el estrato superior de suelo más fuerte (figura 3.20b). Para este caso,

$$q_u = q_t = c_1 N_{c(1)} + q_1 N_{q(1)} + \tfrac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma(1)} \tag{3.67}$$

donde $N_{q(1)}$ = factor de capacidad de carga para $\phi = \phi_1$ (tabla 3.4) y $q = \gamma_1 D_f$



▼ **FIGURA 3.22** Variación de c_a/c_1 *versus* q_2/q_1 basada en la teoría de Meyerhof y Hanna (1978)

Combinando ahora las ecuaciones (3.64) y (3.67)

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan\phi_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \tag{3.68}$$

Para cimentaciones rectangulares, la ecuación anterior puede ampliarse a la forma

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(\frac{2c_a H}{B}\right) + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(1 + \frac{2D_f}{H}\right)\left(\frac{K_s \tan\phi_1}{B}\right) - \gamma_1 H \leq q_t \tag{3.68}$$

donde

$$q_b = c_2 N_{c(2)} F_{cs(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} F_{qs(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} F_{\gamma s(2)} \tag{3.69}$$

$$q_t = c_1 N_{c(1)} F_{cs(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \tag{3.70}$$

donde $F_{cs(1)}, F_{qs(1)}, F_{\gamma s(1)}$ = factores de forma con respecto a la capa superior del suelo (tabla 3.5)

$F_{cs(2)}, F_{qs(2)}, F_{\gamma s(2)}$ = factores de forma con respecto a la capa inferior del suelo (tabla 3.5)

Casos especiales

1. *El estrato superior es arena fuerte y el estrato inferior es arcilla suave saturada* ($\phi_2 = 0$). De las ecuaciones (3.68), (3.69) y (3.70),

$$q_b = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14 c_2 + \gamma_1 (D_f + H) \tag{3.71}$$

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \tfrac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \tag{3.72}$$

Por consiguiente

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14 c_2 + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan\phi_1}{B} + \gamma_1 D_f \leq \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \tag{3.73}$$

Para la determinación de K_s de la figura 3.21,

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_{c(2)}}{\frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{5.14 c_2}{0.5\gamma_1 B N_{\gamma(1)}} \tag{3.74}$$

2. *El estrato superior es arena más fuerte y el estrato inferior es arena más débil* ($c_1 = 0$, $c_2 = 0$). La capacidad última de carga puede darse por

$$q_u = \left[\gamma_1(D_f + H)N_{q(2)}F_{qs(2)} + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma(2)}F_{\gamma s(2)}\right] + \gamma_1 H^2\left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(1 + \frac{2D_f}{H}\right)\frac{K_s \tan\phi_1}{B} - \gamma_1 H \le q_t \tag{3.75}$$

donde

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)}F_{qs(1)} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)}F_{\gamma s(1)} \tag{3.76}$$

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{\frac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma(2)}}{\frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{\gamma_2 N_{\gamma(2)}}{\gamma_1 N_{\gamma(1)}} \tag{3.77}$$

3. *El estrato superior es arcilla saturada más fuerte* ($\phi_1 = 0$) *y el estrato inferior es arcilla saturada más débil* ($\phi_2 = 0$). La capacidad última de carga puede darse por

$$q_u = \left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right)5.14 c_2 + \left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(\frac{2c_a H}{B}\right) + \gamma_1 D_f \le q_t \tag{3.78}$$

$$q_t = \left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right)5.14 c_1 + \gamma_1 D_f \tag{3.79}$$

Para este caso

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{5.14 c_2}{5.14 c_1} = \frac{c_2}{c_1} \tag{3.80}$$

▼ EJEMPLO 3.8

Una cimentación de 1.5 m × 1 m se localiza a una profundidad D_f de 1 m en arcilla fuerte. Un estrato de arcilla más débil se localiza a una profundidad H de 1 m medida desde el fondo de la cimentación. Para el estrato superior,

Resistencia al corte no drenada = 120 kN/m^2

Peso específico = 16.8 kN/m^3

y para el estrato inferior de arcilla,

Resistencia al corte no drenada = 48 kN/m^2

Peso específico = 16.2 kN/m^3

Determine la carga total admisible para la cimentación con un FS de 4.

Solución: Para este problema, las ecuaciones (3.78), (3.79) y (3.80) son aplicables, o

$$q_u = \left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right)5.14c_2 + \left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(\frac{2c_aH}{B}\right) + \gamma_1 D_f$$
$$\leq \left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right)5.14c_1 + \gamma_1 D_f$$

Se dan:

B = 1 m H = 1 m D_f = 1 m
L = 1.5 m γ_1 = 16.8 kN/m^3

De la figura 3.22, $c_2/c_1 = 48/120 = 0.4$, el valor de $c_a/c_1 \approx 0.9$, por lo que

$$c_a = (0.9)(120) = 108 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = \left[1 + (0.2)\left(\frac{1}{1.5}\right)\right](5.14)(48) + \left(1 + \frac{1}{1.5}\right)\left[\frac{(2)(108)(1)}{1}\right] + (16.8)(1)$$

$$= 279.6 + 360 + 16.8 = 656.4 \text{ kN/m}^2$$

Revisión: De la ecuación (3.79),

$$q_t = \left[1 + (0.2)\left(\frac{1}{1.5}\right)\right](5.14)(120) + (16.8)(1)$$

$$= 699 + 16.8 = 715.8 \text{ kN/m}^2$$

Entonces q_u = 656.4 kN/m^2 (es decir, el más pequeño de los dos valores calculados arriba) y

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{656.4}{4} = 164.1 \text{ kN/m}^2$$

La carga total admisible es

$$(q_{adm})(1 \times 1.5) = \mathbf{246.15\ kN}$$ ▲

▼ EJEMPLO 3.9

Refiérase a la figura 3.20. Suponga que el estrato superior es arena y que el estrato del fondo es arcilla suave saturada. Se dan:

Para la arena: $\gamma_1 = 117$ lb/pies^3; $\phi_1 = 40°$

Para la arcilla suave (capa inferior): $c_2 = 400$ lb/pies^2; $\phi_2 = 0$

Para la cimentación: $B = 3$ pies; $D_f = 3$ pies; $L = 4.5$ pies; $H = 4$ pies

Calcule la capacidad total última de carga de la cimentación.

Solución: Para este caso las ecuaciones (3.73) y (3.74) son aplicables. Para $\phi_1 = 40°$, de la tabla 3.4, $N_\gamma = 109.41$ y

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_{c(2)}}{0.5\gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{(400)(5.14)}{(0.5)(117)(3)(109.41)} = 0.107$$

De la figura 3.21, para $c_2 N_{c(2)}/0.5_{\gamma 1} B N_{\gamma(1)} = 0.107$ y $\phi_1 = 40°$, el valor de $K_s \approx 2.5$. La ecuación (3.73) da

$$\begin{aligned} q_u &= \left[1 + (0.2)\left(\frac{B}{L}\right)\right] 5.14 c_2 + \left(1 + \frac{B}{L}\right)\gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) K_s \frac{\tan\phi_1}{B} + \gamma_1 D_f \\ &= \left[1 + (0.2)\left(\frac{3}{4.5}\right)\right](5.14)(400) + \left(1 + \frac{3}{4.5}\right)(117)(4)^2 \\ &\quad \times \left[1 + \frac{(2)(3)}{4}\right](2.5)\frac{\tan 40}{3} + (117)(3) \\ &= 2330 + 5454 + 351 = 8135 \text{ lb/pies}^2 \end{aligned}$$

De nuevo, de la ecuación (3.73)

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \tfrac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)}$$

De la tabla 3.4, para $\phi_1 = 40°$, $N_\gamma = 109.4$, $N_q = 64.20$
De la tabla 3.5,

$$F_{qs(1)} = \left(1 + \frac{B}{L}\right)\tan\phi_1 = \left(1 + \frac{3}{4.5}\right)\tan 40 = 1.4$$

$$F_{\gamma s(1)} = 1 - 0.4\frac{B}{L} = 1 - (0.4)\left(\frac{3}{4.5}\right) = 0.733$$

$$q_t = (117)(3)(64.20)(1.4) + (\tfrac{1}{2})(117)(3)(109.4)(0.733) = 45{,}622 \text{ lb/pies}^2$$

Por consiguiente,

$$q_u = \mathbf{8135 \text{ lb/ pies}^2}$$ ▲

3.11 CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SOBRE UN TALUD

En algunos casos, cimentaciones superficiales tienen que ser construidas sobre un talud (figura 3.23). En esta figura, la altura del talud es H y la pendiente forma un ángulo β con la horizontal. El borde de la cimentación se localiza a una distancia b de la parte superior del talud. Bajo carga última q_u, la superficie de falla será como muestra la figura.

Meyerhof desarrolló la relación teórica para la capacidad última de carga para *cimentaciones corridas* en la forma

$$q_u = cN_{cq} + \tfrac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q} \tag{3.81}$$

Para suelo puramente granular, $c = 0$. Entonces

$$q_u = \tfrac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q} \tag{3.82}$$

De nuevo, para suelo puramente cohesivo, $\phi = 0$. Por lo tanto,

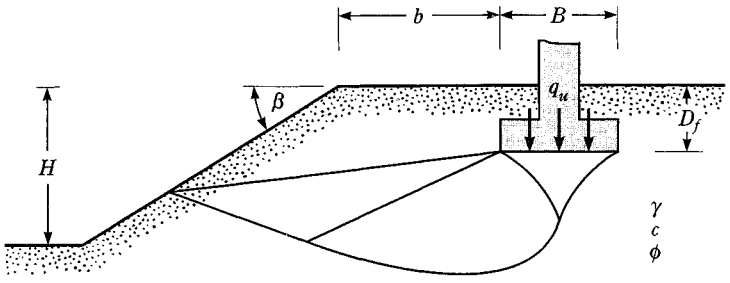
$$q_u = cN_{cq} \tag{3.83}$$

Las variaciones de $N_{\gamma q}$ y N_{cq} definidas por las ecuaciones (3.82) y (3.83) se muestran en las figuras 3.24 y 3.25. Al usar N_{cq} en la ecuación (3.83) como se da en la figura 3.25, deben tomarse en cuenta los siguientes puntos:

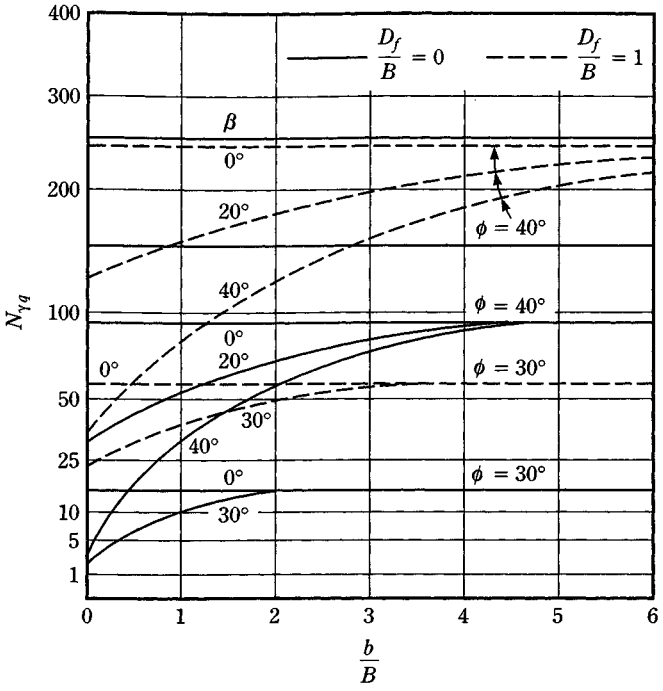
1. El término N_s se define como el número de estabilidad:

$$N_s = \frac{\gamma H}{c} \tag{3.84}$$

2. Si $B < H$, use las curvas para $N_s = 0$.
3. Si $B \geq H$, use las curvas para el número N_s de estabilidad calculado.



▼ **FIGURA 3.23** Cimentación superficial sobre un talud



▼ **FIGURA 3.24** Factor de capacidad de apoyo $N_{\gamma q}$ de Meyerhof para suelo granular ($c = 0$)

▼ EJEMPLO 3.10

Refiérase a la figura 3.23. Para una cimentación corrida superficial en arcilla, se dan los siguientes datos: $B = 1.2$ m; $D_f = 1.2$ m; $b = 0.8$ m; $H = 6.2$ m; $\beta = 30°$; peso específico del suelo = 17.5 kN/m^3; $\phi = 0$; $c = 50$ kN/m^2. Determine la capacidad total admisible de carga con un factor de seguridad $FS = 4$.

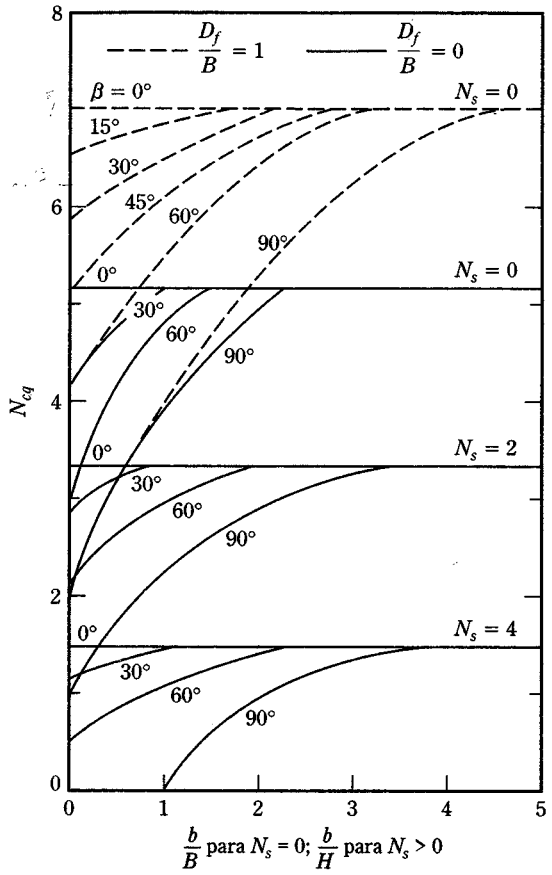
Solución: Como $B < H$, supondremos el número de estabilidad $N_s = 0$. De la ecuación (3.83),

$$q_u = cN_{cq}$$

Se da

$$\frac{D_f}{B} = \frac{1.2}{1.2} = 1$$

$$\frac{b}{B} = \frac{0.8}{1.2} = 0.75$$



▼ **FIGURA 3.25** Factor de capacidad de carga N_{cq}, de Meyerhof para un suelo puramente cohesivo

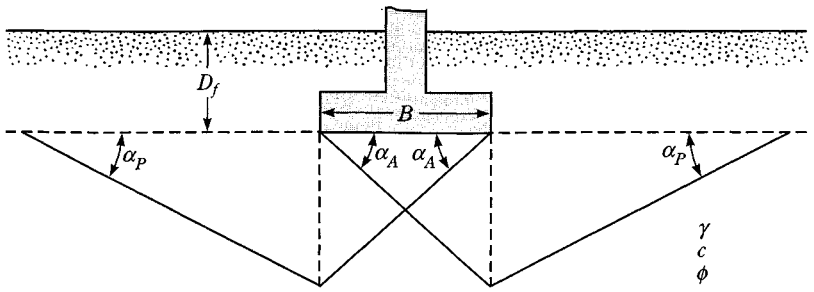
Para $\beta = 30°$, $D_f/B = 1$ y $b/B = 0.75$, la figura 3.25 da $N_{cq} = 6.3$. Por consiguiente,

$$q_u = (50)(6.3) = 315 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{315}{4} = \mathbf{78.8 \text{ kN/m}^2}$$ ▲

3.12 CAPACIDAD DE CARGA POR SISMO Y ASENTAMIENTOS EN SUELO GRANULAR

En algunos casos las cimentaciones superficiales pueden fallar por efectos sísmicos. Son raros los estudios publicados sobre la capacidad de carga de cimentaciones superficiales en tales condiciones. Sin embargo, Richards y otros (1993) desarrollaron



▼ **FIGURA 3.26** Superficie de falla en suelo para el análisis de capacidad de carga estática; *nota*: $\alpha_A = 45 + \phi/2$ y $\alpha_p = 45 - \phi/2$

recientemente una teoría de capacidad de carga sísmica que se presenta en esta sección. Debe señalarse que esta teoría no ha sido confirmada mediante datos de campo.

La figura 3.26 muestra la naturaleza de la falla en el suelo supuesta para el análisis para condiciones estáticas. Similarmente, la figura 3.27 muestra la superficie de falla bajo condiciones sísmicas. Note que, en las figuras 3.26 y 3.27

α_A, α_{AE} = ángulos de inclinación para condiciones de empuje activo

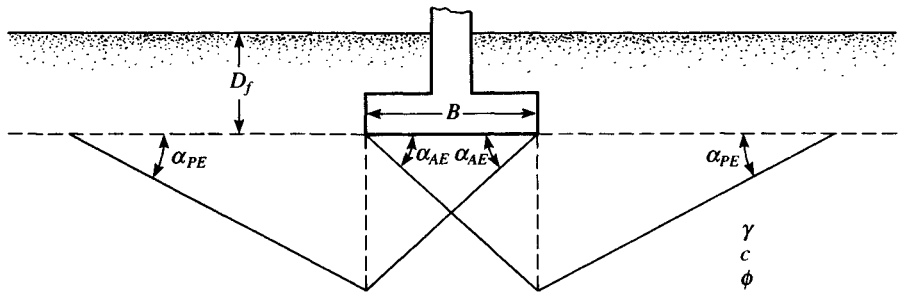
α_P, α_{PE} = ángulos de inclinación para condiciones de empuje pasivo

De acuerdo con esta teoría, las capacidades de carga últimas para *cimentaciones corridas* en suelo granular son:

$$\textit{Condiciones estáticas: } q_u = qN_q + \tfrac{1}{2}\gamma BN_\gamma \tag{3.85a}$$

$$\textit{Condiciones sísmicas: } q_{uE} = qN_{qE} + \tfrac{1}{2}\gamma BN_{\gamma E} \tag{3.85b}$$

donde $N_q, N_\gamma, N_{qE}, N_{\gamma E}$ = factores de capacidad de carga y
$q = \gamma D_f$



▼ **FIGURA 3.27** Superficie de falla en suelo para análisis sísmico de capacidad de carga

Note que

$$N_q \text{ y } N_\gamma = f(\phi)$$

y

$$N_{qE} \text{ y } N_{\gamma E} = f(\phi, \tan\theta)$$

donde $\tan\theta = \dfrac{k_h}{1 - k_v}$

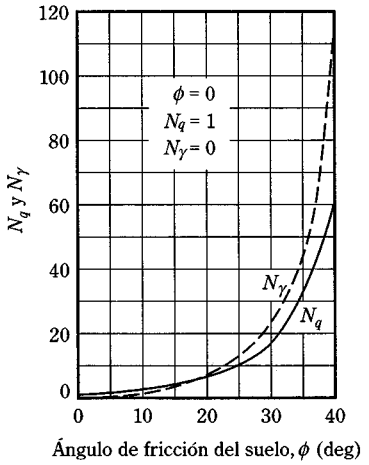
k_h = coeficiente horizontal de aceleración debida a un sismo
k_v = coeficiente vertical de aceleración debida a un sismo

Las variaciones de N_q y N_γ con ϕ se muestran en la figura 3.28. La figura 3.29 exhibe las variaciones de $N_{\gamma E}/N_\gamma$ y N_{qE}/N_q con tan θ y el ángulo de fricción ϕ del suelo.

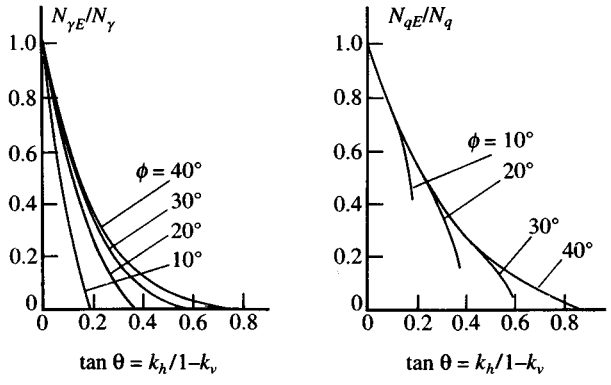
Para condiciones estáticas, la falla por capacidad de carga puede provocar un considerable movimiento repentino hacia abajo de la cimentación. Sin embargo, el asentamiento relacionado con la capacidad de carga en un sismo, tiene lugar cuando la razón $k_h/(1 - k_v)$ alcanza el valor crítico $(k_h/1 - k_v)^*$. Si $k_v = 0$, entonces $(k_h/1 - k_v)^*$ se vuelve igual a k_h^*. La figura 3.30 muestra la variación de k_h^* (para $k_v = 0$ y $c = 0$; suelo granular) con el factor de seguridad (FS) aplicado a la capacidad de carga última estática [ecuación (3.84)], ϕ y D_f/B.

El asentamiento de una cimentación corrida debido a sismo (S_{Eq}) puede estimarse (Richards y otros, 1993) como

$$S_{Eq}(\text{m}) = 0.174 \frac{V^2}{Ag} \left| \frac{k_h^*}{A} \right|^{-4} \tan \alpha_{AE} \tag{3.86}$$



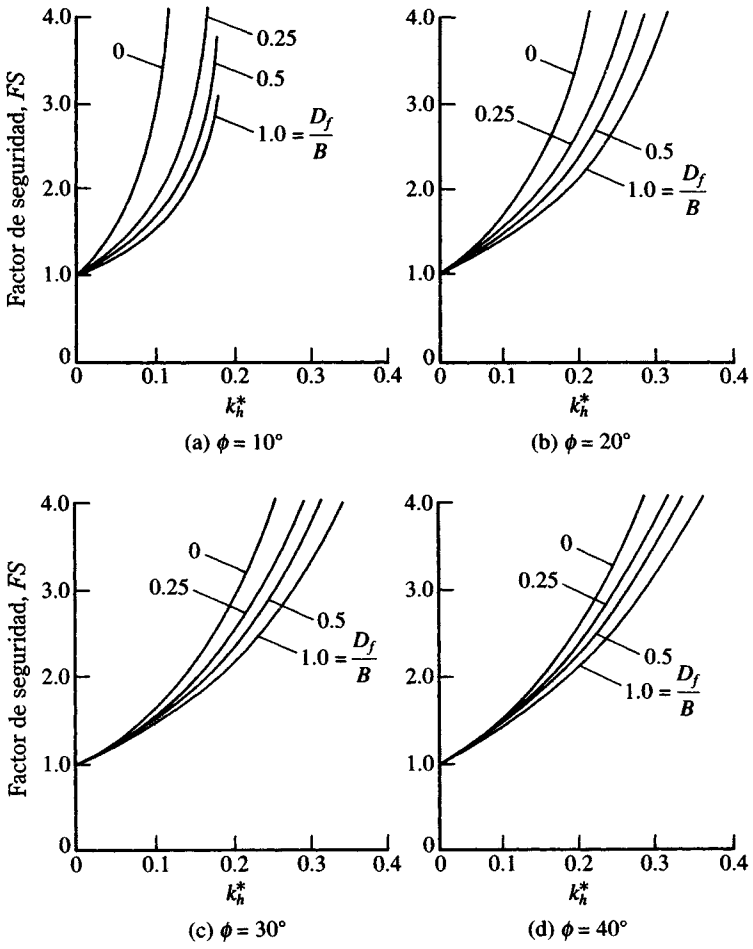
▼ **FIGURA 3.28** Variación de N_q y N_γ basada en la superficie de falla supuesta en la figura 3.26



▼ **FIGURA 3.29** Variación de $N_{\gamma E}/N_\gamma$ y N_{qE}/N_q (según Richards y otros, 1993)

donde V = velocidad máxima para el sismo de diseño (m/s)
A = coeficiente de aceleración para el sismo de diseño
g = aceleración de la gravedad (9.18 m/s^2)

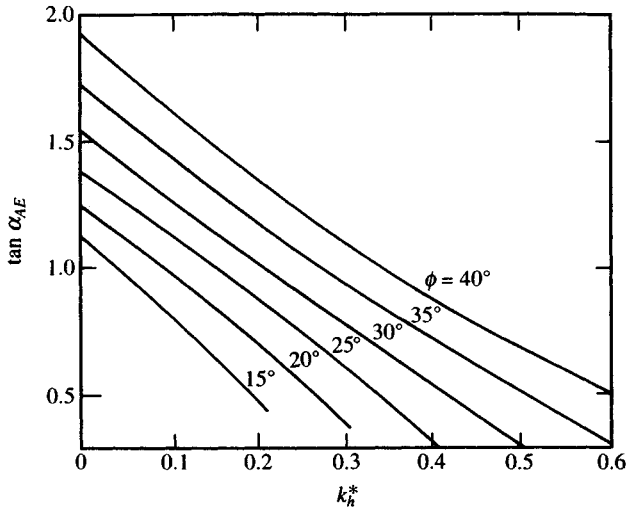
Los valores de k_h^* y α_{AE} pueden obtenerse de las figuras 3.30 y 3.31, respectivamente.



▼ **FIGURA 3.30** Aceleración crítica k_h^* para $c = 0$ (según Richards y otros, 1993)

▼ EJEMPLO 3.11

Una zapata corrida debe construirse sobre un suelo arenoso con $B = 2$ m, $D_f = 1.5$ m, $\gamma = 18$ kN/m^3 y $\phi = 30°$. Determine la capacidad de carga total última q_{uE}. Suponga $k_v = 0$ y $k_h = 0.176$.



▼ **FIGURA 3.31** Variación de tan α_{AE} con k_h^* y ángulo de fricción del suelo ϕ (según Richards y otros, 1993)

Solución: De la figura 3.28, para $\phi = 30°$, $N_q = 16.51$ y $N_\gamma = 23.76$.

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 - k_v} = 0.176$$

Para tan $\theta = 0.176$, la figura 3.29 da

$$\frac{N_{\gamma E}}{N_\gamma} = 0.4 \quad \text{y} \quad \frac{N_{qE}}{N_q} = 0.6$$

Entonces

$$N_{\gamma E} = (0.4)(23.76) = 9.5$$

$$N_{qE} = (0.6)(16.51) = 9.91$$

$$q_{uE} = qN_{qE} + \tfrac{1}{2}\gamma B N_{\gamma E}$$

$$= (1.5 \times 18)(9.91) + (\tfrac{1}{2})(18)(2)(9.5) = \mathbf{438.6\ kN/m^2}$$ ▲

▼ **EJEMPLO 3.12**

Refiérase al ejemplo 3.11. Si los parámetros de diseño por sismo son $V = 0.4$ m/s y $A = 0.32$, determine el asentamiento por sismo de la cimentación. Use $FS = 3$ para obtener la capacidad estática de carga admisible.

Solución: Para la cimentación

$$\frac{D_f}{B} = \frac{1.5}{2} = 0.75$$

De la figura 3.30c, para $\phi = 30°$, $FS = 3$ y $D_f/B = 0.75$, el valor de $k_h^* = 0.26$. También, de la figura 3.31, para $k_h^* = 0.26$ y $\phi = 30°$, el valor de tan $\alpha_{AE} = 0.88$. De la ecuación (3.86)

$$S_{Eq} = 0.174 \left|\frac{k_h^*}{A}\right|^{-4} \tan \alpha_{AE} \left(\frac{V^2}{Ag}\right)$$

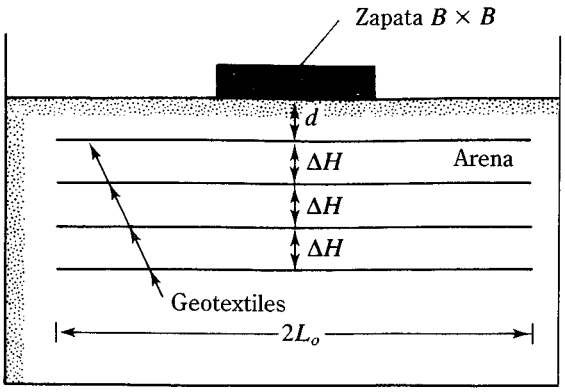
$$= 0.174 \frac{(0.4)^2}{(0.32)(9.81)} \left|\frac{0.26}{0.32}\right|^{-4} (0.88) = 0.0179 \text{ m} = \mathbf{17.9 \text{ mm}}$$ ▲

AVANCES RECIENTES EN CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SOBRE SUELO REFORZADO

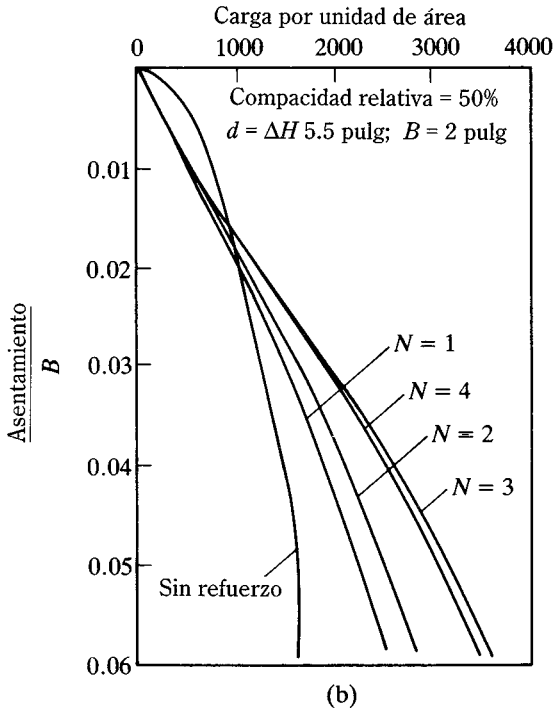
En los últimos quince años, se realizaron varios estudios para evaluar los efectos benéficos de reforzar el suelo en cuanto a la capacidad de carga de cimentaciones superficiales. Los refuerzos de suelo usados son *tiras metálicas*, *geotextiles* y *geomallas*. El diseño de cimentaciones superficiales con tiras metálicas como refuerzo se verá en el capítulo 4. Las siguientes secciones describen algunos avances recientes en la evaluación de la capacidad de carga última de cimentaciones sobre suelos reforzados con geotextiles y geomembranas.

3.13 CIMENTACIONES SOBRE ARENA CON REFUERZO GEOTEXTIL

Las pruebas en modelos de laboratorio para determinar la capacidad de carga de una cimentación *cuadrada* soportada por arena suelta (compacidad relativa = 50%) y reforzada por capas de geotextiles no tejidos y ligados térmicamente fueron reportadas por Guido y otros (1985). Algunos de los resultados de sus pruebas se muestran en la figura 3.32. En esas pruebas, varios parámetros fueron variados: d, ΔH y L_o (figura 3.32), el número de capas de geotextiles N y la resistencia por tensión σ_G de los geotextiles.



(a)



(b)

▼ **FIGURA 3.32** Prueba de capacidad de carga de una cimentación cuadrada sobre arena suelta con refuerzo geotextil; N = número de capas de refuerzo (basado en los resultados de prueba en modelo de Guido y otros, 1985)

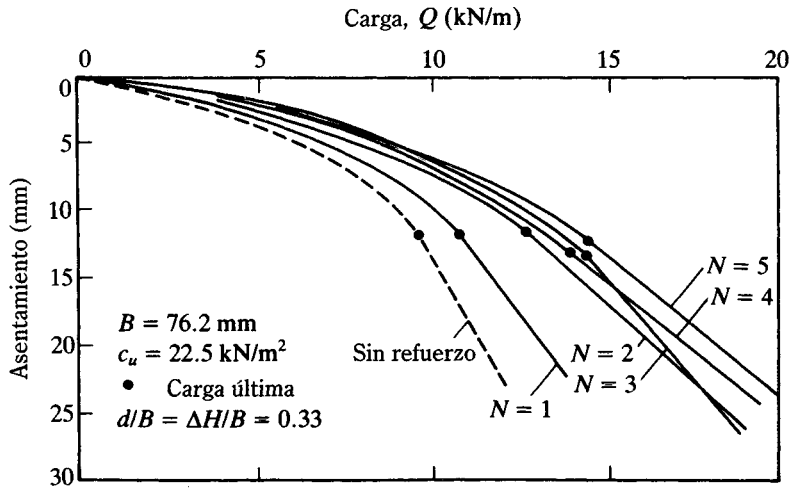
En general, los resultados muestran que, cuando las capas de geotextiles se colocan dentro de una profundidad igual al ancho de la cimentación, éstos incrementan la capacidad de carga-soporte de la cimentación, pero sólo después que un asentamiento medible tuvo lugar. Este resultado es lógico porque las capas geotextiles tienen que deformarse antes de que su beneficio como refuerzo pueda manifestarse.

3.14 CIMENTACIONES SOBRE ARCILLA SATURADA ($\phi = 0$) CON REFUERZO GEOTEXTIL

Los estudios relativos a la determinación de la capacidad de carga de una cimentación superficial soportada por una capa de arcilla saturada reforzada con geotextiles, similar a la descrita en la sección 3.13, son muy escasos. Sakti y Das (1987) reportaron algunos resultados de pruebas en modelos sobre la capacidad de carga de una cimentación *corrida* sobre arcilla saturada. Ellos usaron un geotextil no tejido ligado térmicamente como refuerzo (resistencia a la tensión de agarre = 534 N). Algunas de las curvas carga-asentamiento encontradas se muestran en la figura 3.33.

De esas pruebas pueden extraerse las siguientes conclusiones generales:

1. Los efectos benéficos de un refuerzo geotextil se logran cuando éste se coloca dentro de una distancia igual al ancho de la cimentación.
2. La primera capa de refuerzo geotextil debe colocarse a una distancia $d = 0.35B$ (B = ancho de la cimentación) para obtener un beneficio máximo.
3. El valor más económico de L_o/B es aproximadamente 2. (Véase la figura 3.32a para una definición de L_o.)



▼ **FIGURA 3.33** Prueba de capacidad de carga de una zapata corrida sobre arcilla saturada con refuerzo geotextil; N = número de capas de refuerzo (basado en los resultados de Sakti y Das, 1987)

3.15 CIMENTACIONES SOBRE ARENA CON REFUERZO DE GEOMALLAS

Como se señaló en las secciones 3.13 y 3.14, la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales se incrementa cuando se usan geotextiles como refuerzo del suelo. Sin embargo, cuando el ancho de una cimentación superficial es mayor que 3 pies (1 m) aproximadamente, el diseño es principalmente gobernado por el asentamiento y no por la capacidad de carga última. La figura 3.32 indica que la flexibilidad de los geotextiles no mejora la capacidad de carga-soporte bajo niveles limitados de asentamiento. Por esa razón se han efectuado varios estudios del posible uso de capas de geomallas como refuerzo en arenas para soportar cimentaciones superficiales (por ejemplo, Guido y otros, 1986; Guido y otros, 1987; Khing y otros, 1993; Omar y otros, 1993a y 1993b). Todos estos estudios fueron llevados a cabo en modelos de laboratorio a pequeña escala. Los resultados se resumen en esta sección.

La figura 3.34 muestra una cimentación rectangular de ancho B y longitud L soportada sobre un estrato de arena con N capas de geomallas como refuerzo. Cada capa de refuerzo tiene dimensiones de $2L_o \times 2L_l$. La primera capa de refuerzo se localiza a una profundidad d desde el fondo de la cimentación. La profundidad total del refuerzo de geomallas desde el fondo de la cimentación puede darse como

$$u = d + (N-1)\,(\Delta H) \tag{3.87}$$

En general, para cualquier d, N, ΔH, L_o y L_l, la curva carga-asentamiento para una cimentación con y sin refuerzo de geomallas será como lo muestra la figura 3.35. En base a este concepto, el incremento en la capacidad de carga debido al refuerzo puede expresarse en forma adimensional como

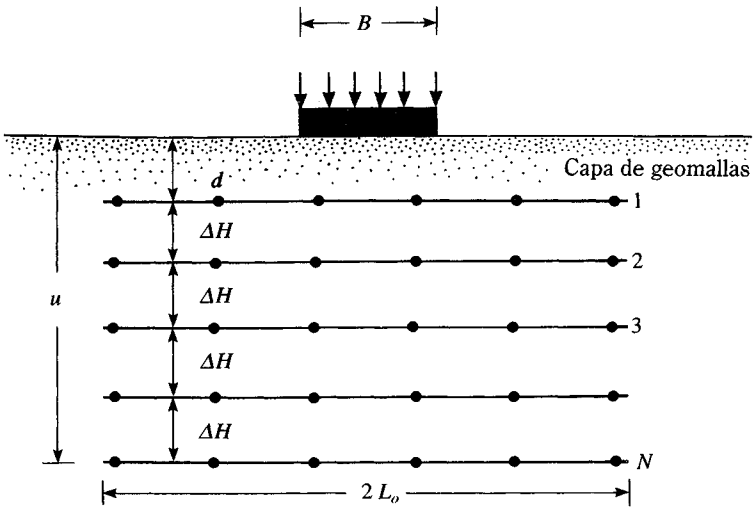
$$BCR_u = \frac{q_{u(R)}}{q_u} \tag{3.88}$$

y

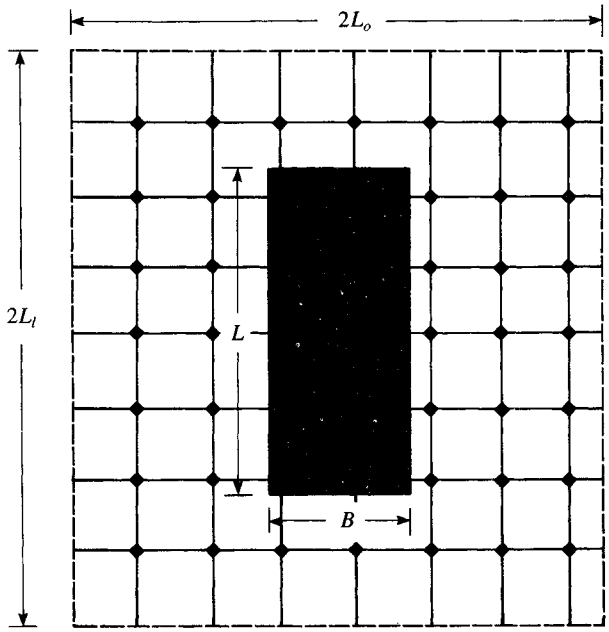
$$BCR_s = \frac{q_R}{q_o} \tag{3.89}$$

donde BCR_u = razón de capacidad de carga con respecto a la capacidad de carga última
BCR_s = razón de capacidad de carga al nivel de asentamiento, S, dado para la cimentación
q_R, q_o = carga por área unitaria de la cimentación (a un nivel de asentamiento $S \le S_u$) con y sin refuerzo de geomallas, respectivamente
$q_{u(R)}$, q_u = capacidad de carga última con y sin refuerzo de geomallas, respectivamente

Para una cimentación sobre arena, la magnitud de BCR_u generalmente varía con d/B como se muestra en la figura 3.36. Más allá de un valor crítico de d/B [$d/B \ge (d/B)_{cr}$], la magnitud de BCR_u decrecerá. Con los otros parámetros que permanezcan constan-

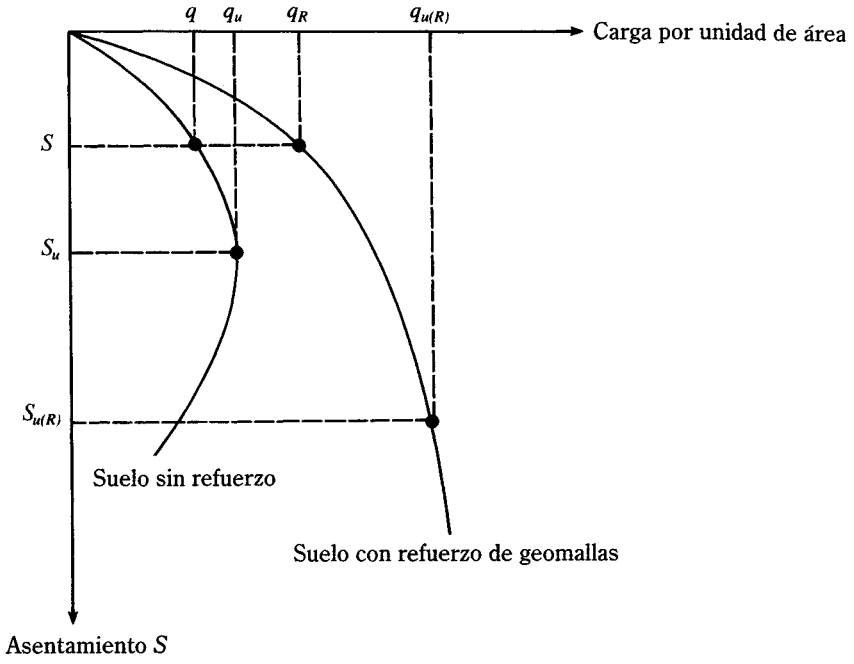


(a)

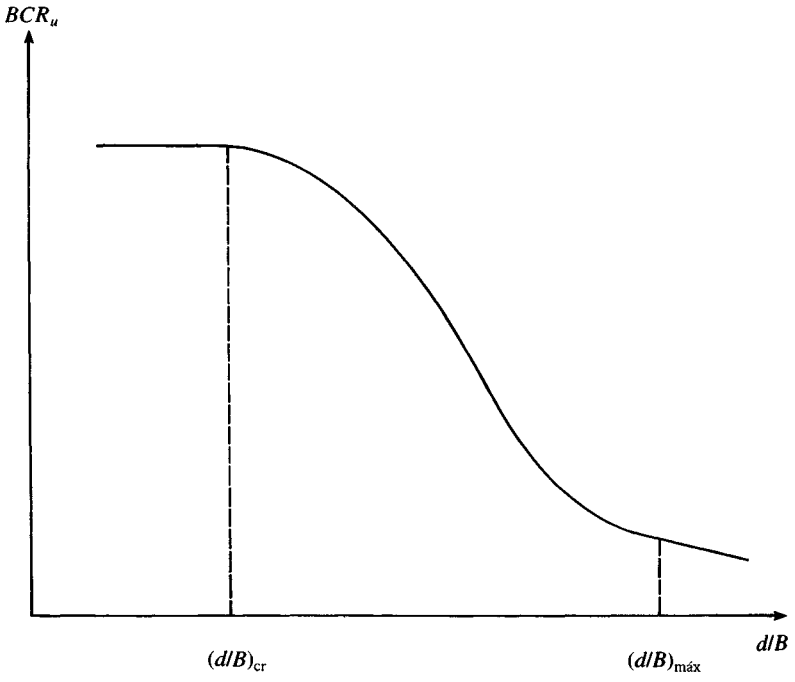


(b)

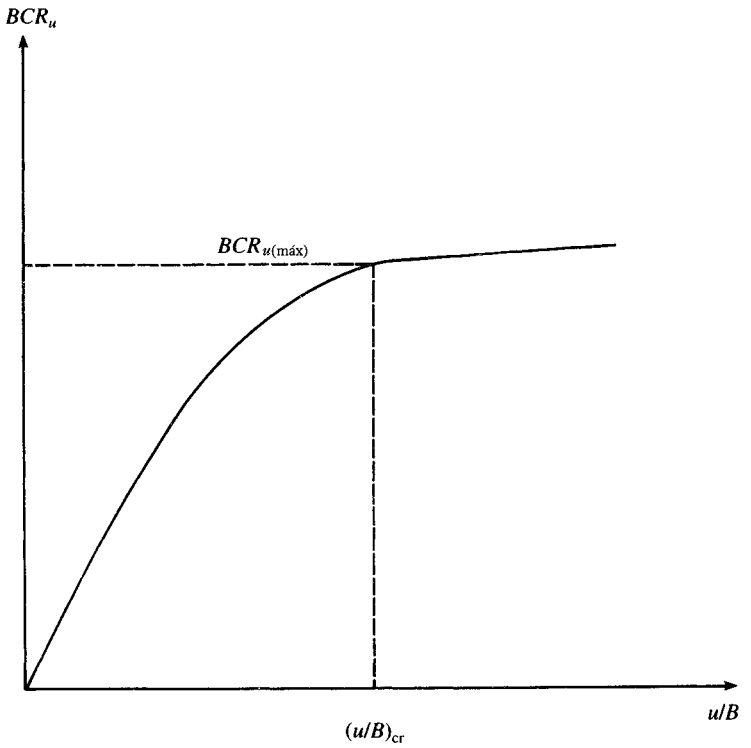
▼ **FIGURA 3.34** Cimentación rectangular sobre arena con refuerzo de geomallas



▼ **FIGURA 3.35** Forma general de las curvas carga-asentamiento para suelo sin refuerzo y con refuerzo de geomallas que soportan una cimentación



▼ **FIGURA 3.36** Naturaleza de la variación de BCR_u con d/B para valores dados de L_o/B, L_i/B, $\Delta H/B$, y N



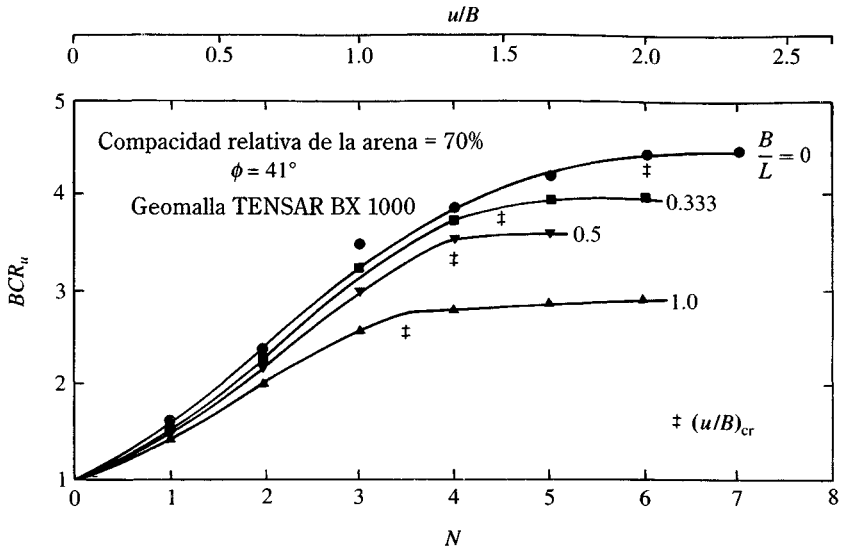
▼ **FIGURA 3.37** Variación de BCR_u con u/B

tes, si el número de geomallas N es incrementado (aumentándo así u/B), el valor de BCR_u subirá a un máximo en $u/B = (u/B)_{cr}$ y permanecerá virtualmente constante (figura 3.37). Similarmente, hay un valor crítico de $L_o/B = (L_o/B)_{cr}$ y $L_l/B = (L_l/B)_{cr}$ para el cual las magnitudes de BCR_u alcanzarán casi un máximo. La figura 3.38 muestra la variación de BCR_u con u/B para varias magnitudes de la razón B/L de la cimentación. En base a sus resultados experimentales, Omar y otros (1993a) proporcionó las siguientes relaciones empíricas:

$$\left(\frac{u}{B}\right)_{cr} = 2 - 1.4\left(\frac{B}{L}\right) \quad \left(\text{para } 0 \le \frac{B}{L} \le 0.5\right) \tag{3.90}$$

$$\left(\frac{u}{B}\right)_{cr} = 1.43 - 0.26\left(\frac{B}{L}\right) \quad \left(\text{para } 0.5 \le \frac{B}{L} \le 1.0\right) \tag{3.91}$$

$$\left(\frac{d}{B}\right)_{máx} \approx 0.9 - 1.0 \tag{3.92}$$



▼ **FIGURA 3.38** Variación de BCR_u con u/B para $d/B = \Delta H/B = 0.333$ (según Omar y otros, 1993a)

$$\left(\frac{L_o}{B}\right)_{cr} = 4 - 1.75\left(\frac{B}{L}\right)^{0.51} \tag{3.93}$$

$$\left(\frac{L_l}{B}\right)_{cr} = 1.75\left(\frac{B}{L}\right) + \frac{L}{2B} \tag{3.94}$$

Omar y otros (1993b) también mostraron que, para suelos y sistemas de refuerzo a base de geomallas similares, $d/B = 0.25$ a cerca de 0.4:

$$BCR_u \approx 1.7 \text{ a } 1.8(BCR_s) \qquad \left(\text{para } \frac{B}{L} = 0\right) \tag{3.95}$$

y

$$BCR_u \approx 1.4 \text{ a } 1.45(BCR_s) \qquad \left(\text{para } \frac{B}{L} = 1\right) \tag{3.96}$$

En base a los resultados preliminares de pruebas en modelos, aparentemente las geomallas pueden usarse como refuerzo del suelo para incrementar las capacidades de carga últimas admisibles de las cimentaciones superficiales. Se espera que se desarrollen pronto metodologías para las aplicaciones en campo. Información adicional sobre este tema puede también encontrarse en los trabajos de Yetimoglu y otros (1994) y Adams y Collin (1997).

3.16 CIMENTACIONES CORRIDAS SOBRE ARCILLA SATURADA ($\phi = 0$) CON REFUERZO DE GEOMALLAS

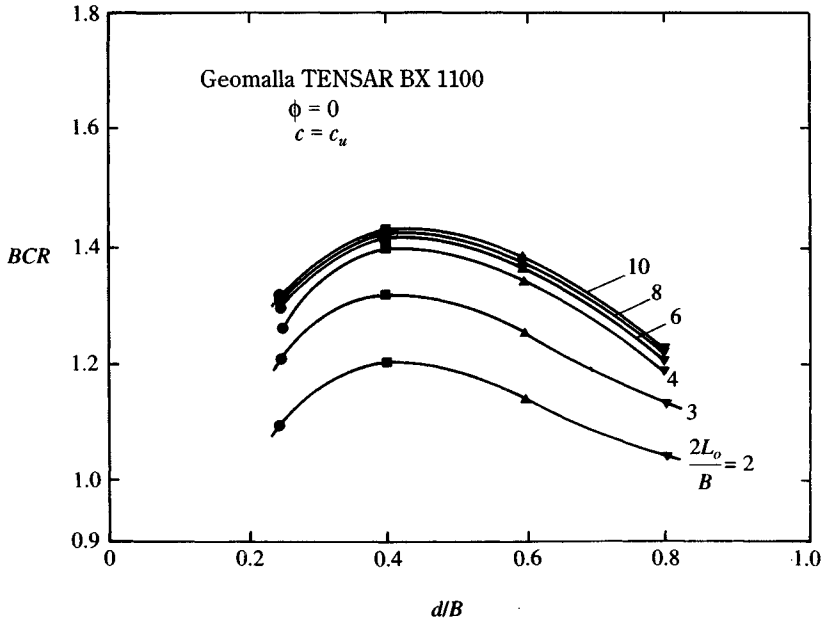
Shin y otros (1993) reportaron pruebas en modelos de laboratorio para la capacidad de carga última de una cimentación corrida superficial sobre arcilla saturada ($\phi = 0$) con refuerzo de geomallas. A diferencia de las pruebas efectuadas en arena (sección 3.15), en este caso

$$BCR_u = BCR_s = BCR \tag{3.97}$$

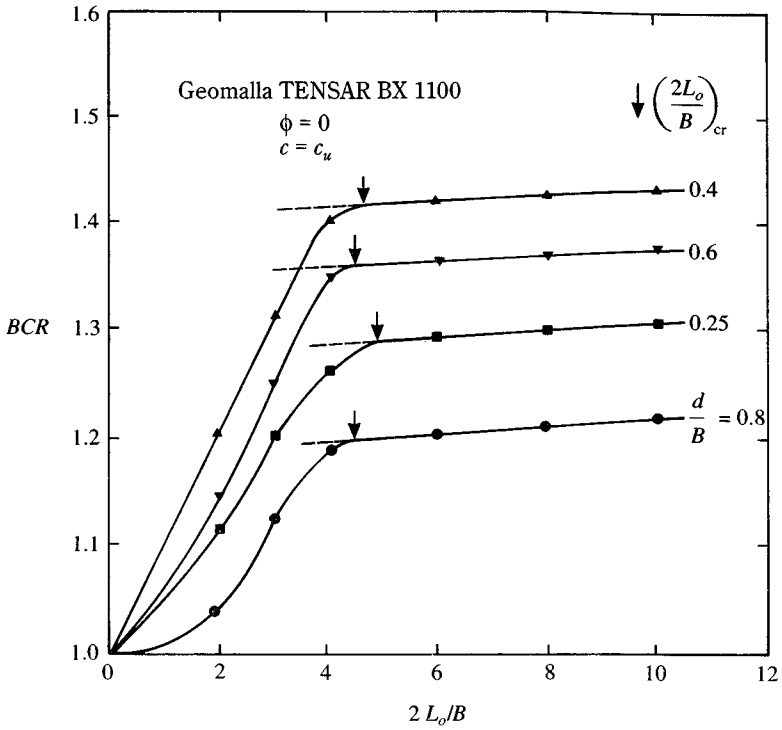
Las capacidades de carga últimas con y sin refuerzo, $q_{u(R)}$ y q_u ocurrieron a niveles similares de asentamiento ($S_u/B \approx S_{u(R)}/B$, véase la figura 3.35). Las figuras 3.39, 3.40 y 3.41 muestran las variaciones de $BCR_u = BCR_s = BCR$ con d/B, $2L_o/B$ y N (o u/B). En base a esos resultados de pruebas en modelos, Shin y otros (1993) determinaron los siguientes parámetros:

$$\left(\frac{d}{B}\right)_{cr} \approx 0.4 \qquad \left(\frac{2L_o}{B}\right)_{cr} \approx 4.0 \text{ a } 4.5$$

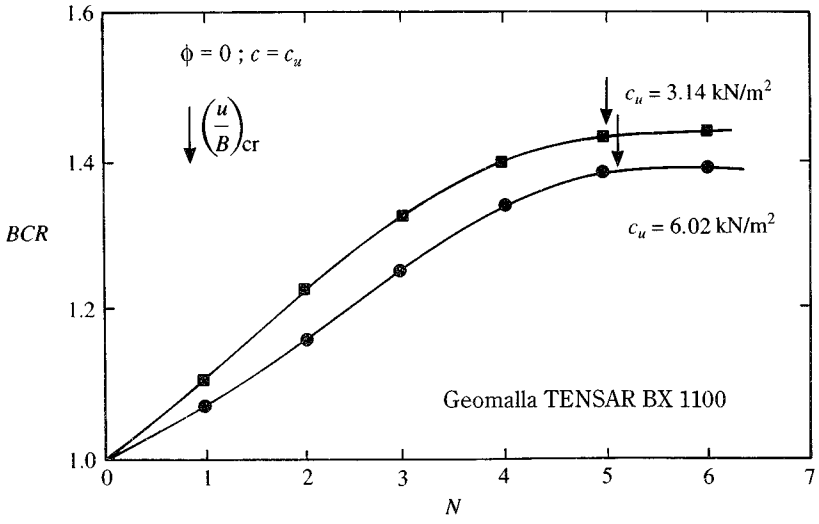
$$\left(\frac{d}{B}\right)_{máx} \approx 0.9 - 1.0 \qquad \left(\frac{u}{B}\right)_{cr} \approx 1.8$$



▼ **FIGURA 3.39** Variación de BCR con d/B para $c_u = 3.14$ kN/m², $\Delta H/B = 0.333$ y $N = 4$ (según Shin y otros, 1993)



▼ **FIGURA 3.40** Variación de *BCR* con $2L_o/B$ para $c_u = 3.14$ kN/m^2, $\Delta H/B = 0.333$ y $N = 4$ (según Shin y otros, 1993)



▼ **FIGURA 3.41** Variación de *BCR* con *N* (es decir, u/B) para $2L_o/B = 4$, $d/B = 0.4$ y $\Delta H/B = 0.333$ (según Shin y otros, 1993)

3.17 OBSERVACIONES GENERALES

Las teorías sobre la capacidad de carga última presentadas en este capítulo se basan en condiciones idealizadas de perfiles de suelos. Éstas, en la mayoría de las condiciones de campo, no son ciertas. Los perfiles de suelos no son siempre homogéneos e isótropos. Por consiguiente, la experiencia y el buen juicio son siempre necesarios al adoptar parámetros apropiados del suelo para usarse en los cálculos de la capacidad de carga última.

PROBLEMAS

3.1 Para los siguientes casos, determine la capacidad de carga admisible total de apoyo vertical de la cimentación. Use la ecuación de Terzaghi y suponga una falla general de corte del suelo. Use $FS = 4$.

Parte	B	D_f	ϕ	c	γ	Tipo de cimentación
a.	3 pies	3 pies	28°	400 lb/pies^2	110 lb/pies^3 17.8 kN/ m^3	Corrida
b.	1.5 m	1.2 m	35°	0		Corrida
c.	3 m	2 m	30°	0	16.5 kN/m^3	Cuadrada

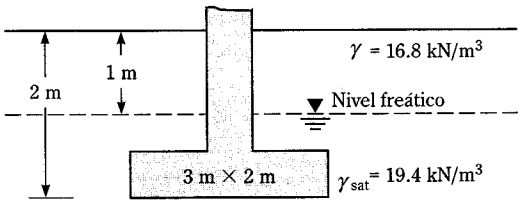
3.2 Una zapata cuadrada para columna tiene que soportar una carga total admisible de 1805 kN ($FS = 3$). Se dan: $D_f = 1.5$ m, $\gamma = 15.9$ kN/m^3, $\phi = 34°$ y $c = 0$. Use la ecuación de Terzaghi para determinar el tamaño de la zapata (B). Suponga una falla general de corte.

3.3 Use la ecuación general [ecuación (3.25)] para la capacidad de carga para resolver lo siguiente:

a. Problema 3.1(a)
b. Problema 3.1(b)
c. Problema 3.1(c)

3.4 La carga aplicada sobre una cimentación cuadrada superficial forma un ángulo de 15° con la vertical. Se dan: $B = 5.5$ pies, $D_f = 4$ pies, $\gamma = 107$ lb/pies^3, $\phi = 25°$ y $c = 350$ lb/pies^2. Use $FS = 4$ y determine la carga total admisible. Use la ecuación (3.25).

3.5 Una zapata para columna (figura P3.5) tiene 3 m × 2 m en planta. Se dan: $D_f = 1.5$ m, $\phi = 25°$, $c = 50$ kN/m^2. Usando la ecuación (3.25) y $FS = 4$, determine la carga neta admisible [véase la ecuación (3.20)] que la zapata puede soportar.



▼ FIGURA P3.5

3.6 Para una zapata cuadrada de $B \times B$ en planta, $D_f = 3$ pies; carga total vertical admisible $Q_{adm} = 150{,}000$ lb; $\gamma = 115$ lb/pies^3; $\phi = 40°$; $c = 0$ y $FS = 3$. Determine el tamaño de la zapata. Use la ecuación (3.25).

3.7 Una cimentación que mide 8 × 8 pies tiene que ser construida en un depósito de suelo granular. Se dan: $D_f = 5$ pies y $\gamma = 110$ lb/ pies^3. A continuación se dan los resultados de una prueba de penetración estándar en ese suelo:

Profundidad (pies)	Número de penetración estándar de campo, N_f
5	11
10	14
15	16
20	21
25	24

a. Use la ecuación (2.10) para estimar un ángulo de fricción promedio ϕ para el suelo.
b. Usando la ecuación (3.25), estime la carga total última que la cimentación puede soportar.

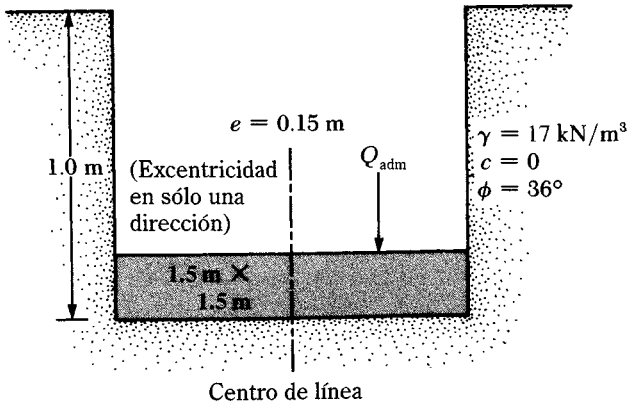
3.8 Para el diseño de una cimentación superficial se dan los siguientes datos:

Suelo: $\phi = 20°$
$c = 72$ kN/m^2
Peso específico, $\gamma = 17$ kN/m^3
Módulo de elasticidad, $E = 1020$ kN/m^2
Relación de Poisson, $\mu = 0.35$

Cimentación: $L = 1.5$ m
$B = 1$ m
$D_f = 1$ m

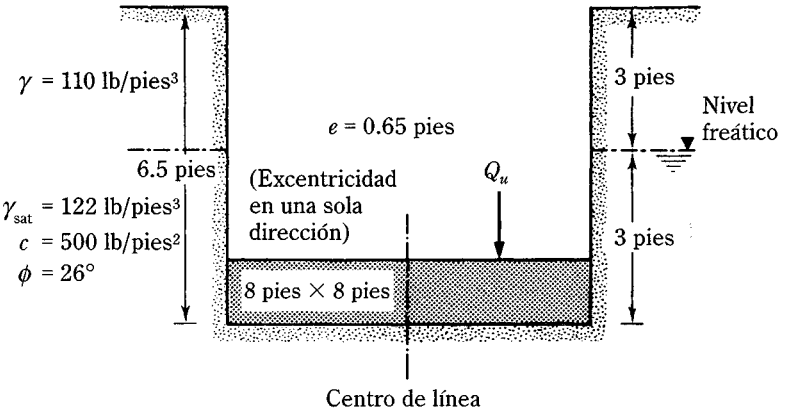
Calcule la capacidad de carga última. Use la ecuación (3.32).

3.9 En la figura P3.9 se muestra una cimentación excéntricamente cargada. Use un FS de 4 y determine la carga máxima admisible que la cimentación puede soportar.



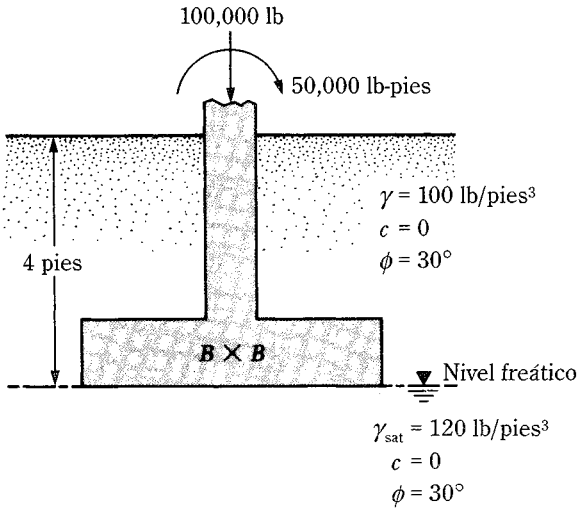
▼ **FIGURA P3.9**

3.10 En la figura P3.10 se muestra una cimentación excéntricamente cargada. Calcule la carga última, Q_u, que la cimentación puede soportar.



▼ **FIGURA P3.10**

3.11 En la figura P3.11 se muestra una zapata cuadrada. Use un FS de 6 y determine el tamaño de la zapata.

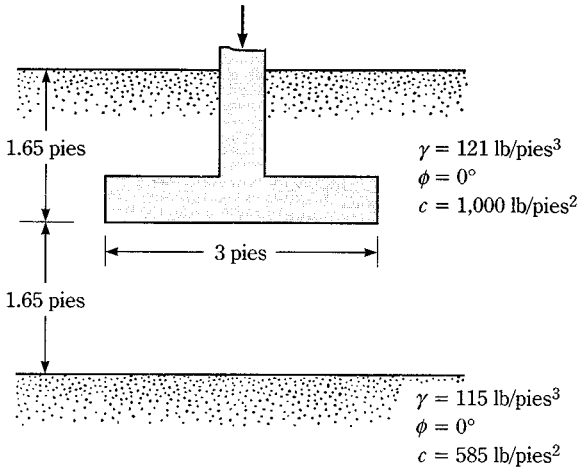


▼ **FIGURA P3.11**

3.12 Refiérase a la figura 3.13. La cimentación superficial que mide 4 pies × 6 pies está sometida a una carga céntrica y a un momento. Si e_B = 0.4 pies y e_L = 1.2 pies y la profundidad de la cimentación es de 3 pies, determine la carga admisible que puede soportar. Use un factor de seguridad de 4. Para el suelo: peso específico γ = 115 lb/pies³; ángulo de fricción ϕ = 35°; cohesión c = 0.

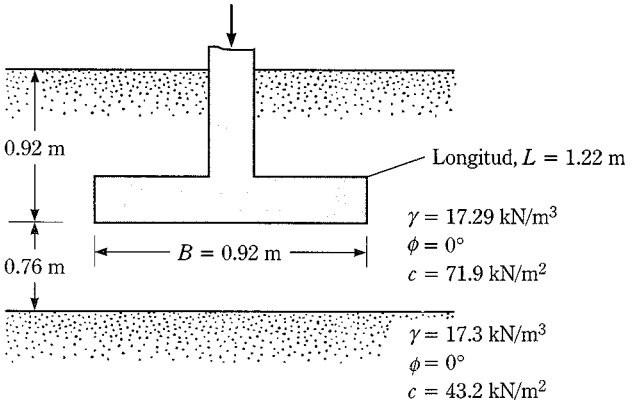
3.13 Resuelva el problema 3.12 con $e_L = 0.06$ pies y $e_B = 1.5$ pies.

3.14 En la figura P3.14 se muestra una cimentación corrida en arcilla de dos estratos. Encuentre la capacidad de carga admisible total. Factor de seguridad = 3.



▼ **FIGURA P3.14**

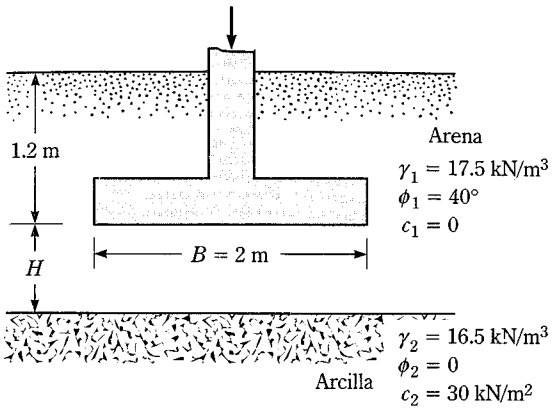
3.15 Encuentre la carga última total que la zapata mostrada en la figura P3.15 puede tomar.



▼ **FIGURA P3.15**

3.16 La figura P3.16 muestra una cimentación corrida.

a. Si $H = 1.5$ m, determine la capacidad de carga última q_u.
b. ¿Bajo qué valor mínimo de H/B no tendrá el estrato de arcilla ningún efecto en la capacidad última de apoyo de la cimentación?



▼ **FIGURA P3.16**

3.17 Una cimentación corrida con ancho de 1 m está localizada sobre un talud construido de suelo arcilloso. Con referencia a la figura 3.23, $D_f = 1$ m, $H = 4$ m, $b = 2$ m, $\gamma = 16.8$ kN/m3, $c = 68$ kN/m^3, $\phi = 0$ y $\beta = 60°$.

a. Determine la capacidad de carga admisible de la cimentación. Use $FS = 3$.
b. Dibuje una gráfica de la capacidad de carga última q_u si b cambia de 0 a 6 m.

3.18 Respecto a la figura 3.23. Una cimentación corrida va a ser construida cerca de un talud construido de suelo granular. Se dan: $B = 4$ pies, $b = 6$ pies, $H = 15$ pies, $D_f = 4$ pies, $\beta = 30°$, $\phi = 40°$ y $\gamma = 110$ lb/pies^3. Estime la capacidad de carga admisible de la cimentación. Use $FS = 4$.

3.19 La siguiente tabla da los valores promedio de la resistencia a penetración de cono en un depósito de suelo granular:

Profundidad (m)	Resistencia por penetración de cono, q_c (MN/m^2)
2	1.73
4	3.6
6	4.9
8	6.8
10	8.7
15	13

Para el depósito de suelo suponga que γ es de 16.5 kN/m^3 y estime la capacidad de carga última por sismo (q_{uE}) para una cimentación corrida con los siguientes datos: $B = 1.5$ m, $D_f = 1.0$ m, $k_h = 0.2$, $k_v = 0$. Use las ecuaciones (2.26) y (3.85).

3.20 Refiérase al problema 3.19. Si los parámetros de diseño por sismo son $V = 0.35$ m/s y $A = 0.3$, determine el asentamiento por sismo de la cimentación. Suponga $FS = 4$ para obtener la capacidad de carga estática permisible.

REFERENCIAS

Adams, M. T., and Collin, J. G. (1997). "Large Model Spread Footing Load Tests on Geosynthetic Reinforced Soil Foundations", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 123, no. 1, pp. 66-72.

Bjerrum, L. (1972). "Embankments on Soft Ground", *Proceedings of the Specialty Conference*, American Society of Civil Engineers, vol. 2, pp. 1-54.

Brand, E. W., Muktabhant, C., and Taechanthummarak, A. (1972). "Load Test on Small Foundations in Soft Clay", *Proceedings*, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, American Society of Civil Engineers, vol. 1, Part 2, pp.903-928.

Caquot, A., and Kerisel, J. (1953). "Sur le tenme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulverulent", *Proceedings*, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich, vol. I, pp. 336-337.

De Beer, E. E. (1970). "Experimental Determination of the Shape Factors and Bearing Capacity Factors of Sand", *Geotechnique*, vol. 20, no. 4, pp. 387-411.

Guido, V. A., Biesiadecki, G. L, and Sullivan, M. J. (1985). "Bearing Capacity of a Geotextile Reinforced Foundation", *Proceedings*, Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, vol. 3, pp. 1777-1780.

Guido, V. A., Chang, D. K., and Sweeny, M. A. (1986). "Comparison of Geogrid and Geotextile Reinforced Slabs", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 23, pp. 435-440.

Guido, V. A., Knueppel, J. D., and Sweeny, M. A. (1987). "Plate Load Tests on Geogrid Reinforced Earth Slabs", *Proceedings*, Geosynthetics '87, pp. 216-225.

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, pp.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, pp. 659-665.

Khing, K. H., Das, B. M., Puri, V. K., Cook, E. E., and Yen, S. C. (1993). "The Bearing Capacity of a Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand", *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 12, no. 4, pp. 351-361.

Kumbhojkar, A. S. (1993). "Numerical Evaluation of Terzaghi's N_γ", *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 119, no. 3, pp. 598-607.

Liao, S., and Whitman, R. V. (1986). "Overburden Correction Factor for SPT in Sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 112, no. 3, pp. 373-377.

Lundgren, H., and Mortensen, K. (1953). "Determination by the Theory of Plasticity on the Bearing Capacity of Continuous Footings on Sand", *Proceedings*, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich, vol. 1, pp. 409-412.

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, pp. 440-445.

Meyerhof, G. G. (1957). "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes", *Proceedings*, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, vol. 1, pp. 384-387.

Meyerhof, G. G. (1963). "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 1, no. 1, pp. 16-26.

Meyerhof, G. G. (1974). "Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlying Clay", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 11, no. 2, pp. 224-229.

Meyerhof, G. G., and Hanna, A. M. (1978). "Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Layered Soil Under Inclined Load", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 15, no. 4, pp. 565-572.

Omar, M. T., Das, B. M., Yen, S. C., Puri, V. K., and Cook, E. E. (1993a). "Ultimate Bearing Capacity o Rectangular Foundations on Geogrid-Reinforced Sand", *Geotechnical Testing Journal*, American Society for Testing and Materials, vol. 16, no. 2, pp. 246-252.

Omar, M. T., Das, B. M., Yen, S. C., Puri, V. K., and Cook, E. E. (1993b). "Shallow Foundations on Geogrid-Reinforced Sand", *Transportation Research Record no. 1414*, National Academy of Sciences, National Research Council, pp. 59-64.

Prandtl, L. (1921). "Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden," *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik*, vol. 1, no. 1, pp. 15-20.

Reissner, H. (1924). "Zum Erddruckproblem", *Proceedings*, First International Congress of Applied Mechanics, Delft, pp. 295-311.

Richards, R., Jr., Elms, D. G., and Budhu, M. (1993). "Seismic Bearing Capacity and Settlement of Foundations", *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 119, no. 4, pp. 662-674.

Sakti, J., and Das, B. M. (1987). "Model Tests for Strip Foundation on Clay Reinforced with Geotextile Layers", *Transportation Research Record no. 1153*, National Academy of Sciences, Washington, D.C., pp. 40-45.

Shin, E. C., Das, B. M., Puri, V. K., Yen, S. C., and Cook, E. E. (1993). "Bearing Capacity of Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Clay", *Geotechnical Testing Journal*, American Society for Testing and Materials, vol. 17, no. 4, pp. 534-541.

Skempton, A. W. (1951). "The Bearing Capacity of Clays", *Proceedings*, Building Research Congress, London, pp. 180-189.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York.

Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., Wiley, New York.

Vesic, A. S. (1963). "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand", *Highway Research Record no. 39*, National Academy of Sciences, pp. 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. SMl, pp. 45-73.

Yetimoglu, T., Wu, J. T. H., and Saglamer, A. (1994). "Bearing Capacity of Rectangular Footings on Geogrid-Reinforced Soil", *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 120, no. 12, pp. 2083-2099.

CAPÍTULO CUATRO

CIMENTACIONES SUPERFICIALES: CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTO ADMISIBLES

4.1 INTRODUCCIÓN

En el capítulo 3 se mencionó que, en muchos casos, el asentamiento de una cimentación superficial gobierna la capacidad de carga admisible, la cual es regida por los reglamentos locales de construcción. Así entonces, la capacidad de carga admisible será la menor de las siguientes dos condiciones:

$$q_{adm} = \begin{cases} \dfrac{q_u}{FS} \\ \text{o} \\ q_{\text{asentamiento admisible}} \end{cases}$$

El asentamiento de una cimentación se divide en dos categorías principales: (a) asentamiento elástico o inmediato y (b) asentamiento por consolidación. El inmediato o elástico de una cimentación tiene lugar durante o inmediatamente después de la construcción de la estructura. El asentamiento por consolidación ocurre a lo largo del tiempo. El agua de los poros es expulsada de los espacios vacíos de los suelos arcillosos saturados sumergidos en agua. El asentamiento total de una cimentación es la suma de los asentamientos elásticos y por consolidación.

El asentamiento por consolidación comprende dos fases: *primaria* y *secundaria*. Los aspectos básicos de la consolidación primaria fueron explicados en detalle en el capítulo 1. El asentamiento por consolidación secundaria ocurre después que terminó la consolidación primaria y es causado por deslizamiento y reorientación de las partículas del suelo bajo carga sostenida. El asentamiento por consolidación primaria es más importante que el asentamiento por consolidación secundaria en suelos arcillosos y limosos inorgánicos. Sin embargo, en suelos orgánicos, el asentamiento por consolidación secundaria es más importante.

Para el cálculo de asentamientos de cimentaciones (elástico y por consolidación) se requiere estimar el incremento en esfuerzo vertical en la masa del suelo debido a la

carga neta aplicada sobre la cimentación. Por tanto, este capítulo se divide en cuatro partes, que son:

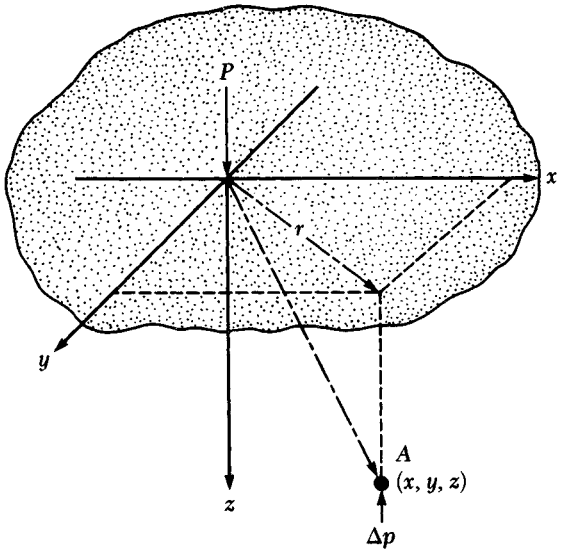
1. Procedimiento para el cálculo del incremento del esfuerzo vertical
2. Cálculo del asentamiento (elástico y por consolidación)
3. Capacidad de carga admisible basada en el asentamiento elástico
4. Cimentaciones con suelo reforzado.

INCREMENTO DEL ESFUERZO VERTICAL EN UNA MASA DE SUELO CAUSADO POR CARGA DE LA CIMENTACIÓN

4.2 ESFUERZO DEBIDO A UNA CARGA CONCENTRADA

En 1885, Boussinesq desarrolló las relaciones matemáticas para la determinación de los esfuerzos normal y de corte en un punto cualquiera dentro de medios *homogéneos*, *elásticos* e *isotrópicos* debido a una *carga puntual concentrada* localizada en la superficie, como muestra la figura 4.1. De acuerdo con su análisis, el *incremento del esfuerzo vertical* (Δp) en el punto A (figura 4.1) causado por la carga puntual de magnitud P es

$$\Delta p = \frac{3P}{2\pi z^2\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} \tag{4.1}$$



▼ **FIGURA 4.1** Esfuerzo vertical en un punto, A, causado por una carga puntual sobre la superficie

donde $r = \sqrt{x^2 + y^2}$

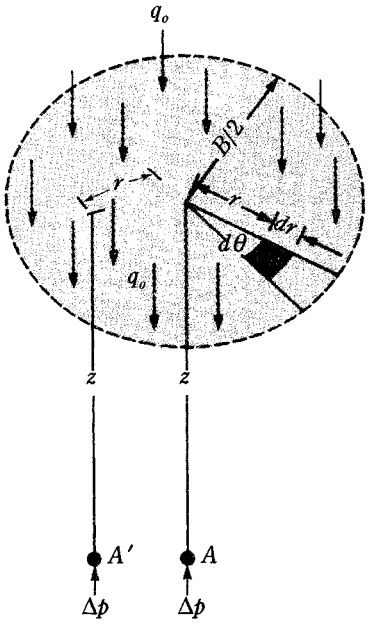
x, y, z = coordenadas del punto A

Note que la ecuación (4.1) no es una función de la relación de Poisson del suelo.

4.3 ESFUERZO DEBIDO A UN ÁREA CARGADA CIRCULARMENTE

La ecuación de Boussinesq [ec. (4.1)] también se usa para determinar el esfuerzo vertical bajo el centro de una superficie flexible cargada circularmente, como muestra la figura 4.2. Sea $B/2$ el radio de la superficie cargada y q_o la carga uniformemente distribuida por unidad de área. Para determinar el incremento de esfuerzo en un punto A, localizado a una profundidad z bajo el centro de la superficie circular, considere un área elemental sobre el círculo, como muestra la figura 4.2. La carga sobre esta área elemental puede considerarse como carga puntual y expresarse como $q_o r\, d\theta\, dr$. El incremento del esfuerzo en el punto A causado por esta carga puede determinarse con la ecuación (4.1):

$$dp = \frac{3(q_o r\, d\theta\, dr)}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} \tag{4.2}$$



▼ **FIGURA 4.2** Incremento de la presión bajo una superficie flexible circular cargada uniformemente

El incremento total del esfuerzo causado por toda la superficie cargada entonces se obtiene por integración de la ecuación (4.2), o

$$\Delta p = \int dp = \int_{\theta=0}^{\theta=2\pi} \int_{r=0}^{r=B/2} \frac{3(q_o r\, d\theta\, dr)}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}$$

$$= q_o \left\{1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{B}{2z}\right)^2\right]^{3/2}}\right\} \tag{4.3}$$

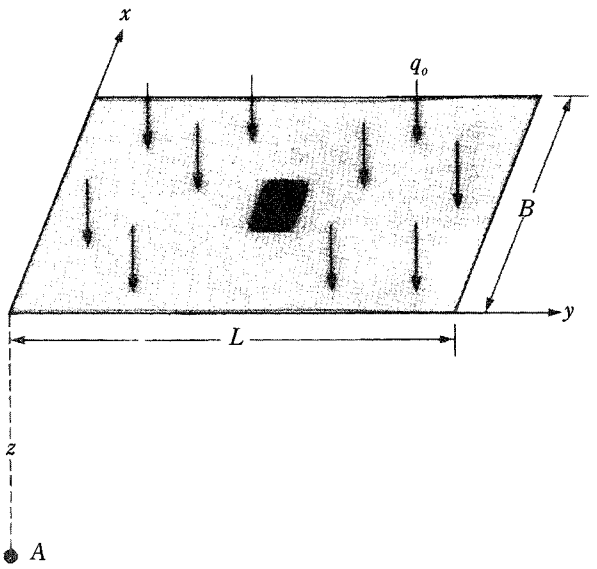
Integraciones similares se efectúan para obtener el incremento del esfuerzo vertical en A' localizado a una distancia r desde el centro de la superficie cargada a una profundidad z (Ahlvin y Ulery, 1962). La tabla 4.1 da la variación de $\Delta p/q_o$ con $r/(B/2)$ y $z/(B/2)$ [para $0 \leq r/(B/2) \leq 1$]. Note que la variación de $\Delta p/q_o$ con la profundidad a $r/(B/2) = 0$ se obtiene con la ecuación (4.3).

4.4 ESFUERZO DEBAJO DE UN ÁREA RECTANGULAR

El procedimiento de integración de la ecuación de Boussinesq también permite la evaluación del esfuerzo vertical en cualquier punto A debajo de una esquina de una superficie flexible rectangular cargada (figura 4.3). Para esto, considere un área elemental

▼ **TABLA 4.1** Variación de $\Delta p/q_o$ para una superficie flexible circular cargada uniformemente

	$r/(B/2)$					
$z/(B/2)$	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.1	0.999	0.999	0.998	0.996	0.976	0.484
0.2	0.992	0.991	0.987	0.970	0.890	0.468
0.3	0.976	0.973	0.963	0.922	0.793	0.451
0.4	0.949	0.943	0.920	0.860	0.712	0.435
0.5	0.911	0.902	0.869	0.796	0.646	0.417
0.6	0.864	0.852	0.814	0.732	0.591	0.400
0.7	0.811	0.798	0.756	0.674	0.545	0.367
0.8	0.756	0.743	0.699	0.619	0.504	0.366
0.9	0.701	0.688	0.644	0.570	0.467	0.348
1.0	0.646	0.633	0.591	0.525	0.434	0.332
1.2	0.546	0.535	0.501	0.447	0.377	0.300
1.5	0.424	0.416	0.392	0.355	0.308	0.256
2.0	0.286	0.286	0.268	0.248	0.224	0.196
2.5	0.200	0.197	0.191	0.180	0.167	0.151
3.0	0.146	0.145	0.141	0.135	0.127	0.118
4.0	0.087	0.086	0.085	0.082	0.080	0.075



▼ **FIGURA 4.3** Determinación del esfuerzo debajo de una esquina de una superficie flexible rectangular cargada

$dA = dx\,dy$ sobre la superficie cargada. Si la carga por unidad de área es q_o, la carga total sobre el área elemental es

$$dP = q_o\,dx\,dy \tag{4.4}$$

Esta carga elemental, dP, debe tratarse como una carga puntual. El incremento del esfuerzo vertical en el punto A causado por dP se evalúa usando la ecuación (4.1). Sin embargo, note la necesidad de sustituir $dP = q_o\,dx\,dy$ por P, y $x^2 + y^2$ por r^2, en la ecuación (4.1). Entonces

$$\text{El incremento del esfuerzo en } A \text{ causado por } dP = \frac{3q_o\,(dx\,dy)\,z^3}{2\pi\,(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

El incremento total del esfuerzo causado por el área total cargada en el punto A se obtiene ahora integrando la ecuación anterior:

$$\boxed{\Delta p = \int_{y=0}^{L} \int_{x=0}^{B} \frac{3q_o\,(dx\,dy)\,z^3}{2\pi\,(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = q_o I} \tag{4.5}$$

donde Δp = incremento del esfuerzo en A

$$I = \text{factor de influencia} = \frac{1}{4\pi}\left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \tan^{-1}\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2}\right) \tag{4.6}$$

Cuando m y n son pequeños, el argumento de $\tan^{-1}$ es negativo. En ese caso,

$$I = \text{factor de influencia} = \frac{1}{4\pi}\left[\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1}\cdot\frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \tan^{-1}\left(\pi - \frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+1-m^2n^2}\right)\right] \tag{4.6a}$$

$$m = \frac{B}{z} \tag{4.7}$$

$$n = \frac{L}{z} \tag{4.8}$$

Las variaciones de los valores de influencia con m y n se dan en la tabla 4.2. Por conveniencia, éstos también están graficados en la figura 4.4.

▼ **TABLA 4.2** Variación del valor de influencia, I [ec. (4.6)][a]

	n											
m	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4
0.1	0.00470	0.00917	0.01323	0.01678	0.01978	0.02223	0.02420	0.02576	0.02698	0.02794	0.02926	0.03007
0.2	0.00917	0.01790	0.02585	0.03280	0.03866	0.04348	0.04735	0.05042	0.05283	0.05471	0.05733	0.05894
0.3	0.01323	0.02585	0.03735	0.04742	0.05593	0.06294	0.06858	0.07308	0.07661	0.07938	0.08323	0.08561
0.4	0.01678	0.03280	0.04742	0.06024	0.07111	0.08009	0.08734	0.09314	0.09770	0.10129	0.10631	0.10941
0.5	0.01978	0.03866	0.05593	0.07111	0.08403	0.09473	0.10340	0.11035	0.11584	0.12018	0.12626	0.13003
0.6	0.02223	0.04348	0.06294	0.08009	0.09473	0.10688	0.11679	0.12474	0.13105	0.13605	0.14309	0.14749
0.7	0.02420	0.04735	0.06858	0.08734	0.10340	0.11679	0.12772	0.13653	0.14356	0.14914	0.15703	0.16199
0.8	0.02576	0.05042	0.07308	0.09314	0.11035	0.12474	0.13653	0.14607	0.15371	0.15978	0.16843	0.17389
0.9	0.02698	0.05283	0.07661	0.09770	0.11584	0.13105	0.14356	0.15371	0.16185	0.16835	0.17766	0.18357
1.0	0.02794	0.05471	0.07938	0.10129	0.12018	0.13605	0.14914	0.15978	0.16835	0.17522	0.18508	0.19139
1.2	0.02926	0.05733	0.08323	0.10631	0.12626	0.14309	0.15703	0.16843	0.17766	0.18508	0.19584	0.20278
1.4	0.03007	0.05894	0.08561	0.10941	0.13003	0.14749	0.16199	0.17389	0.18357	0.19139	0.20278	0.21020
1.6	0.03058	0.05994	0.08709	0.11135	0.13241	0.15028	0.16515	0.17739	0.18737	0.19546	0.20731	0.21510
1.8	0.03090	0.06058	0.08804	0.11260	0.13395	0.15207	0.16720	0.17967	0.18986	0.19814	0.21032	0.21836
2.0	0.03111	0.06100	0.08867	0.11342	0.13496	0.15326	0.16856	0.18119	0.19152	0.19994	0.21235	0.22058
2.5	0.03138	0.06155	0.08948	0.11450	0.13628	0.15483	0.17036	0.18321	0.19375	0.20236	0.21512	0.22364
3.0	0.03150	0.06178	0.08982	0.11495	0.13684	0.15550	0.17113	0.18407	0.19470	0.20341	0.21633	0.22499
4.0	0.03158	0.06194	0.09007	0.11527	0.13724	0.15598	0.17168	0.18469	0.19540	0.20417	0.21722	0.22600
5.0	0.03160	0.06199	0.09014	0.11537	0.13737	0.15612	0.17185	0.18488	0.19561	0.20440	0.21749	0.22632
6.0	0.03161	0.06201	0.09017	0.11541	0.13741	0.15617	0.17191	0.18496	0.19569	0.20449	0.21760	0.22644
8.0	0.03162	0.06202	0.09018	0.11543	0.13744	0.15621	0.17195	0.18500	0.19574	0.20455	0.21767	0.22652
10.0	0.03612	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15622	0.17196	0.18502	0.19576	0.20457	0.21769	0.22654
∞	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15623	0.17197	0.18502	0.19577	0.20458	0.21770	0.22656

[a] Según Newmark (1935)

El incremento del esfuerzo en cualquier punto debajo de una superficie rectangular cargada también se encuentra usando la ecuación (4.5) junto con la figura 4.5. Para determinar el esfuerzo a la profundidad z debajo del punto O, divida la superficie cargada en cuatro rectángulos. El punto O es la esquina común a cada rectángulo, luego use la ecuación (4.5) para calcular el incremento del esfuerzo a la profundidad z debajo del punto O causado por cada superficie rectangular. El incremento total del esfuerzo causado por toda la superficie cargada se expresa ahora como

$$\Delta p = q_o(I_1 + I_2 + I_3 + I_4) \tag{4.9}$$

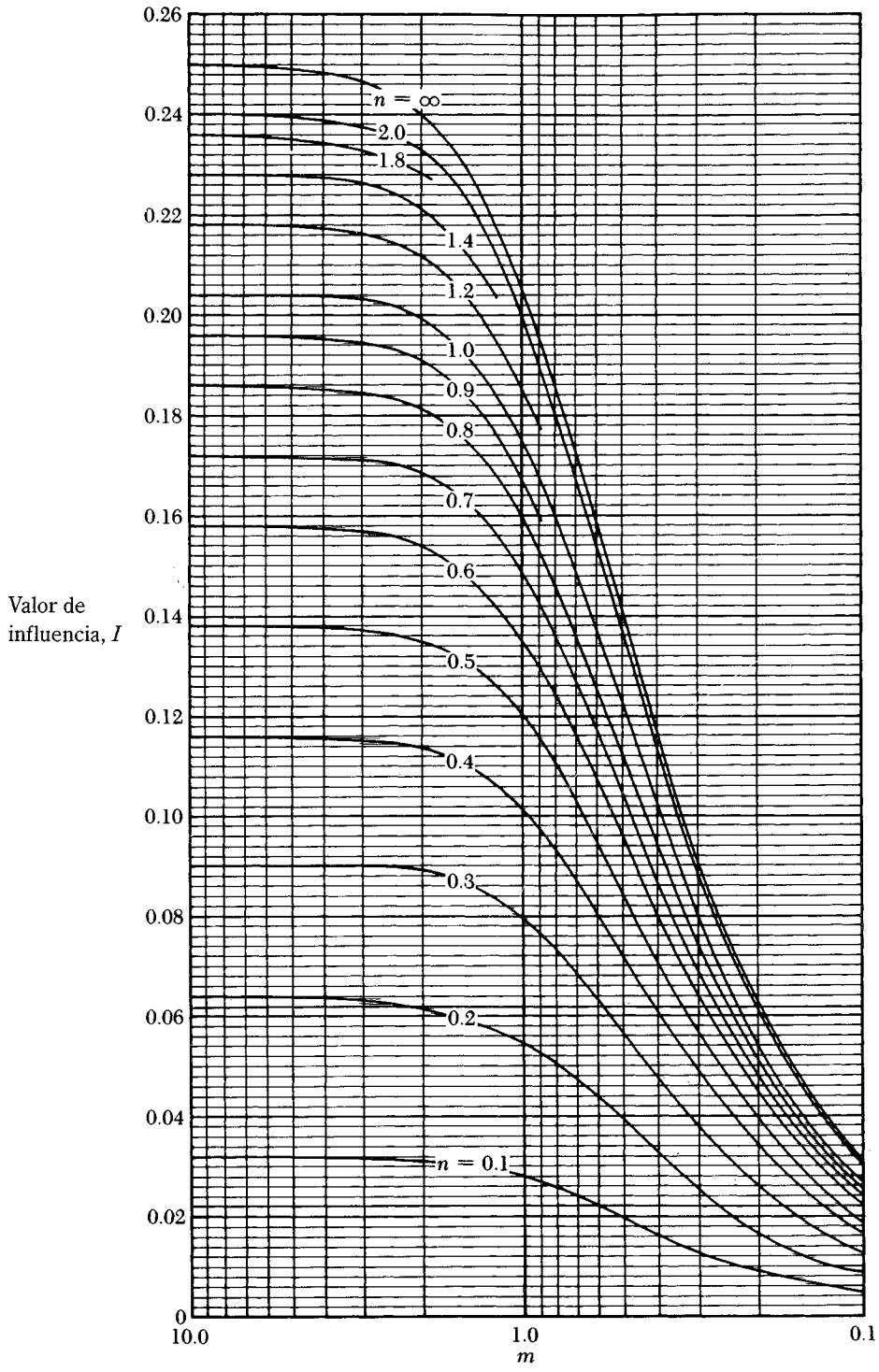
donde I_1, I_2, I_3 e I_4 = valores de influencia de los rectángulos 1, 2, 3 y 4, respectivamente.

En la mayoría de los casos, el esfuerzo vertical debajo del centro de una superficie rectangular es de importancia, y se da por la siguiente relación:

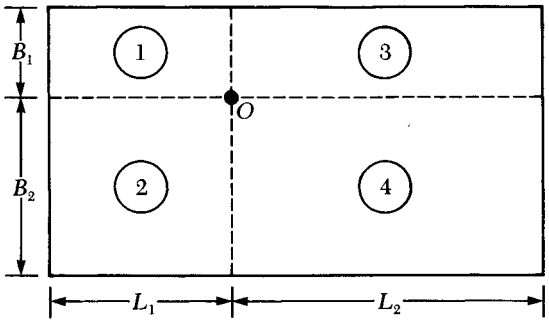
$$\Delta p = q_o I_c \tag{4.10}$$

▼ **TABLA 4.2** (Continuación)

						n					
m	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	∞
0.1	0.03058	0.03090	0.03111	0.03138	0.03150	0.03158	0.03160	0.03161	0.03162	0.03162	0.03162
0.2	0.05994	0.06058	0.06100	0.06155	0.06178	0.06194	0.06199	0.06201	0.06202	0.06202	0.06202
0.3	0.08709	0.08804	0.08867	0.08948	0.08982	0.09007	0.09014	0.09017	0.09018	0.09019	0.09019
0.4	0.11135	0.11260	0.11342	0.11450	0.11495	0.11527	0.11537	0.11541	0.11543	0.11544	0.11544
0.5	0.13241	0.13395	0.13496	0.13628	0.13684	0.13724	0.13737	0.13741	0.13744	0.13745	0.13745
0.6	0.15028	0.15207	0.15236	0.15483	0.15550	0.15598	0.15612	0.15617	0.15621	0.15622	0.15623
0.7	0.16515	0.16720	0.16856	0.17036	0.17113	0.17168	0.17185	0.17191	0.17195	0.17196	0.17197
0.8	0.17739	0.17967	0.18119	0.18321	0.18407	0.18469	0.18488	0.18496	0.18500	0.18502	0.18502
0.9	0.18737	0.18986	0.19152	0.19375	0.19470	0.19540	0.19561	0.19569	0.19574	0.19576	0.19577
1.0	0.19546	0.19814	0.19994	0.20236	0.20341	0.20417	0.20440	0.20449	0.20455	0.20457	0.20458
1.2	0.20731	0.21032	0.21235	0.21512	0.21633	0.21722	0.21749	0.21760	0.21767	0.21769	0.21770
1.4	0.21510	0.21836	0.22058	0.22364	0.22499	0.22600	0.22632	0.22644	0.22652	0.22654	0.22656
1.6	0.22025	0.22372	0.22610	0.22940	0.23088	0.23200	0.23236	0.23249	0.23258	0.23261	0.23263
1.8	0.22372	0.22736	0.22986	0.23334	0.23495	0.23617	0.23656	0.23671	0.23681	0.23684	0.23686
2.0	0.22610	0.22986	0.23247	0.23614	0.23782	0.23912	0.23954	0.23970	0.23981	0.23985	0.23987
2.5	0.22940	0.23334	0.23614	0.24010	0.24196	0.24344	0.24392	0.24412	0.24425	0.24429	0.24432
3.0	0.23088	0.23495	0.23782	0.24196	0.24394	0.24554	0.24608	0.24630	0.24646	0.24650	0.24654
4.0	0.23200	0.23617	0.23912	0.24344	0.24554	0.24729	0.24791	0.24817	0.24836	0.24842	0.24846
5.0	0.23236	0.23656	0.23954	0.24392	0.24608	0.24791	0.24857	0.24885	0.24907	0.24914	0.24919
6.0	0.23249	0.23671	0.23970	0.24412	0.24630	0.24817	0.24885	0.24916	0.24939	0.24946	0.24952
8.0	0.23258	0.23681	0.23981	0.24425	0.24646	0.24836	0.24907	0.24939	0.24964	0.24973	0.24980
10.0	0.23261	0.23684	0.23985	0.24429	0.24650	0.24842	0.24914	0.24946	0.24973	0.24981	0.24989
∞	0.23263	0.23686	0.23987	0.24432	0.24654	0.24846	0.24919	0.24952	0.24980	0.24989	0.25000



▼ **FIGURA 4.4** Variación de I con m y n; ecs. (4.5), (4.6) y (4.6a)



▼ **FIGURA 4.5** Esfuerzo debajo de cualquier punto de una superficie flexible rectangular cargada

donde

$$I_c = \frac{2}{\pi}\left[\frac{m_1 n_1}{\sqrt{1+m_1^2+n_1^2}}\,\frac{1+m_1^2+2n_1^2}{(1+n_1^2)(m_1^2+n_1^2)}\right] + \text{sen}^{-1}\frac{m_1}{\sqrt{m_1^2+n_1^2}\sqrt{1+n_1^2}} \tag{4.11}$$

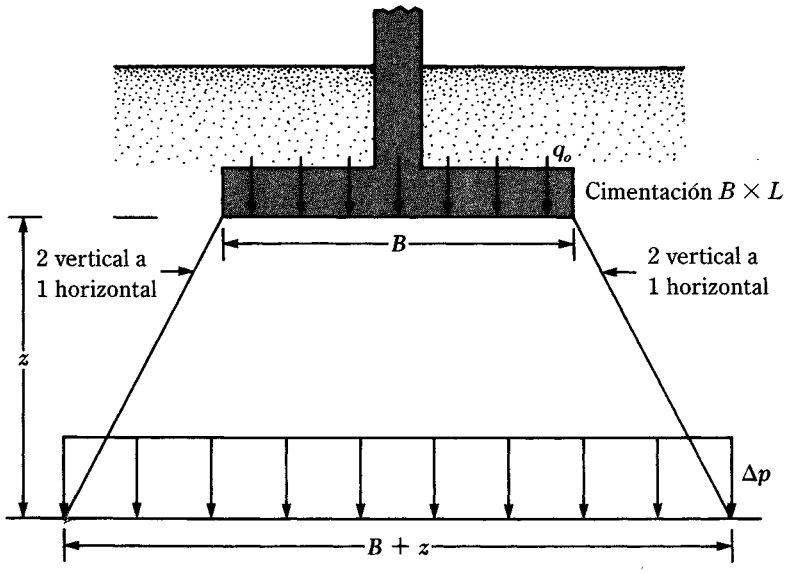
$$m_1 = \frac{L}{B} \tag{4.12}$$

$$n_1 = \frac{z}{\left(\frac{B}{2}\right)} \tag{4.13}$$

La variación de I_c con m_1 y n_1 se da en la tabla 4.3.

▼ **TABLA 4.3** Variación de I_c con m_1 y n_1

	m_1									
n_1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0.20	0.994	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
0.40	0.960	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.60	0.892	0.932	0.936	0.936	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937
0.80	0.800	0.870	0.878	0.880	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881
1.00	0.701	0.800	0.814	0.817	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818
1.20	0.606	0.727	0.748	0.753	0.754	0.755	0.755	0.755	0.755	0.755
1.40	0.522	0.658	0.685	0.692	0.694	0.695	0.695	0.696	0.696	0.696
1.60	0.449	0.593	0.627	0.636	0.639	0.640	0.641	0.641	0.641	0.642
1.80	0.388	0.534	0.573	0.585	0.590	0.591	0.592	0.592	0.593	0.593
2.00	0.336	0.481	0.525	0.540	0.545	0.547	0.548	0.549	0.549	0.549
3.00	0.179	0.293	0.348	0.373	0.384	0.389	0.392	0.393	0.394	0.395
4.00	0.108	0.190	0.241	0.269	0.285	0.293	0.298	0.301	0.302	0.303
5.00	0.072	0.131	0.174	0.202	0.219	0.229	0.236	0.240	0.242	0.244
6.00	0.051	0.095	0.130	0.155	0.172	0.184	0.192	0.197	0.200	0.202
7.00	0.038	0.072	0.100	0.122	0.139	0.150	0.158	0.164	0.168	0.171
8.00	0.029	0.056	0.079	0.098	0.113	0.125	0.133	0.139	0.144	0.147
9.00	0.023	0.045	0.064	0.081	0.094	0.105	0.113	0.119	0.124	0.128
10.00	0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112



▼ **FIGURA 4.6** Método 2:1 para encontrar el incremento de esfuerzo debajo de una cimentación

Los ingenieros en cimentaciones usan a menudo un método aproximado para determinar el incremento del esfuerzo con la profundidad causado por la construcción de una cimentación, denominado *método 2:1* (figura 4.6). De acuerdo con éste, el incremento del esfuerzo a la profundidad z es

$$\Delta p = \frac{q_o \times B \times L}{(B + z)(L + z)} \tag{4.14}$$

Note que la ecuación (4.14) se basa en la hipótesis de que el esfuerzo se difunde desde la cimentación a lo largo de líneas con una pendiente de *2 vertical a 1 horizontal.*

▼ EJEMPLO 4.1

Una superficie flexible rectangular mide 5 pies × 10 pies en planta y soporta una carga de 2000 lb/pies^2. Determine el incremento del esfuerzo vertical debido a la carga a una profundidad de 12.5 pies debajo del centro de la superficie rectangular.

Solución: Refiérase a la figura 4.5. Para este caso

$$B_1 = B_2 = \frac{5}{2} = 2.5 \text{ pies}$$

$$L_1 = L_2 = \frac{10}{2} = 5 \text{ pies}$$

De las ecuaciones (4.7) y (4.8)

$$m = \frac{B_1}{z} = \frac{B_2}{z} = \frac{2.5}{12.5} = 0.2$$

$$n = \frac{L_1}{z} = \frac{L_2}{z} = \frac{5}{12.5} = 0.4$$

De la tabla 4.2, para $m = 0.2$ y $n = 0.4$, el valor de $I = 0.0328$. Entonces

$$\Delta p = q_o(4I) = (2000)(4)(0.0328) = \mathbf{262.4\ lb/pies^2}$$

Solución alternativa De la ecuación (4.10)

$$\Delta p = q_o I_c$$

$$m_1 = \frac{L}{B} = \frac{10}{5} = 2$$

$$n_1 = \frac{z}{\left(\frac{B}{2}\right)} = \frac{12.5}{\left(\frac{5}{2}\right)} = 5$$

De la tabla 4.3, para $m_1 = 2$ y $n_1 = 5$, el valor de $I_c = 0.131$. Entonces

$$\Delta p = (2000)(0.131) = \mathbf{262\ lb/pies^2}$$ ▲

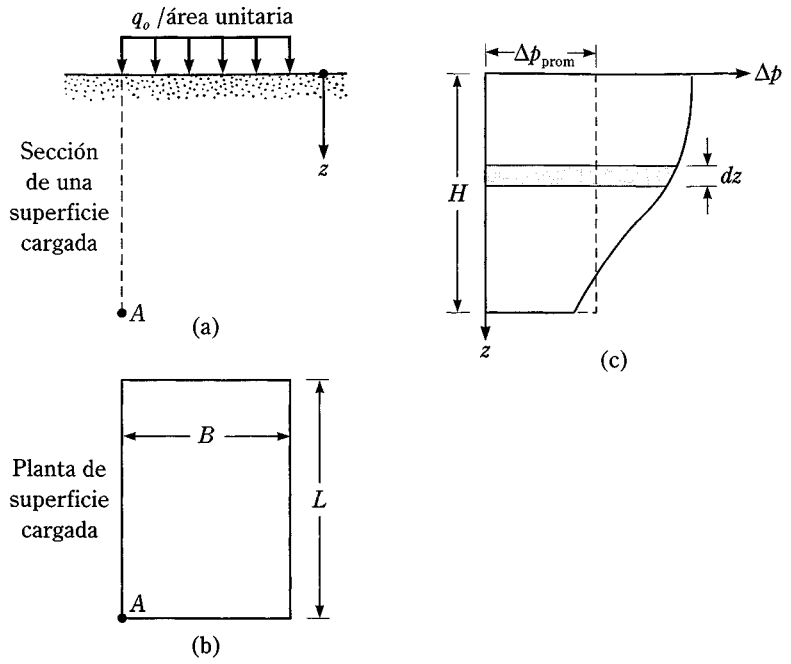
4.5 INCREMENTO DEL ESFUERZO VERTICAL PROMEDIO DEBIDO A UN ÁREA CARGADA RECTANGULARMENTE

En la sección 4.4, el incremento del esfuerzo vertical debajo de una esquina de una superficie rectangular cargada uniformemente fue dado por (figura 4.7)

$$\Delta p = q_o I$$

En muchos casos se requiere determinar el incremento promedio del esfuerzo Δp_{prom}, debajo de una esquina de una superficie rectangular cargada uniformemente con límites de $z = 0$ a $z = H$, como muestra la figura 4.7. Esto se evalúa como

$$\Delta p_{prom} = \frac{1}{H}\int_0^H (q_o I)\, dz = q_o I_a \tag{4.15}$$



▼ **FIGURA 4.7** Incremento del esfuerzo promedio vertical debido a una superficie flexible rectangular cargada

donde

$$I_a = f(m, n) \tag{4.16}$$

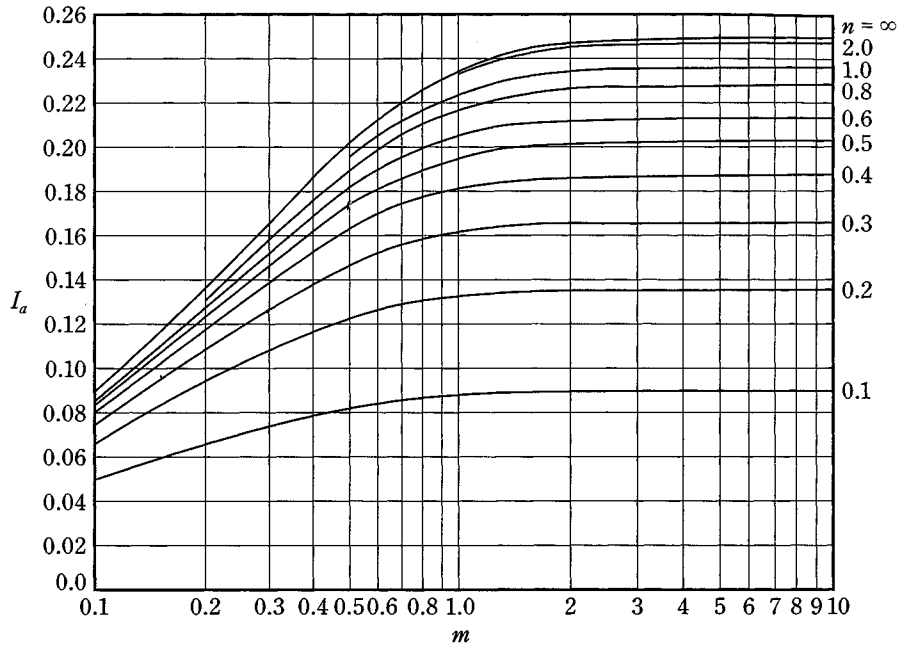
$$m = \frac{B}{H} \tag{4.17}$$

$$n = \frac{L}{H} \tag{4.18}$$

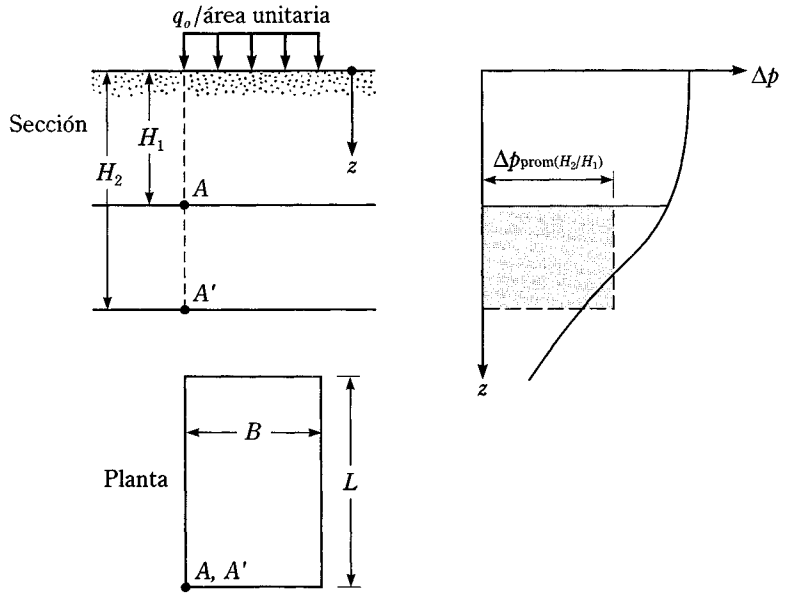
La variación de I_a se muestra en la figura 4.8, según propuesta de Griffiths (1984).

En la estimación del asentamiento bajo una cimentación, se requiere determinar el incremento promedio del esfuerzo vertical en sólo una capa dada; es decir, entre $z = H_1$ y $z = H_2$, como muestra la figura 4.9. Según Griffiths (1984),

$$\Delta p_{prom(H_2/H_1)} = q_o \left[\frac{H_2 I_{a(H_2)} - H_1 I_{a(H_1)}}{H_2 - H_1} \right] \tag{4.19}$$



▼ **FIGURA 4.8** Factor de influencia I_a de Griffiths



▼ **FIGURA 4.9** Incremento promedio de presión entre $z = H_1$ y $z = H_2$ abajo de la esquina de una superficie rectangular uniformemente cargada

donde $\Delta p_{\text{prom}(H_2/H_1)}$ = incremento promedio del esfuerzo inmediatamente debajo de una esquina de una superficie rectangular cargada uniformemente entre las profundidades $z = H_1$ y $z = H_2$

$$I_{a(H_2)} = I_a \text{ para } z = 0 \text{ a } z = H_2 = f\left(m = \frac{B}{H_2'}\ n = \frac{L}{H_2}\right)$$

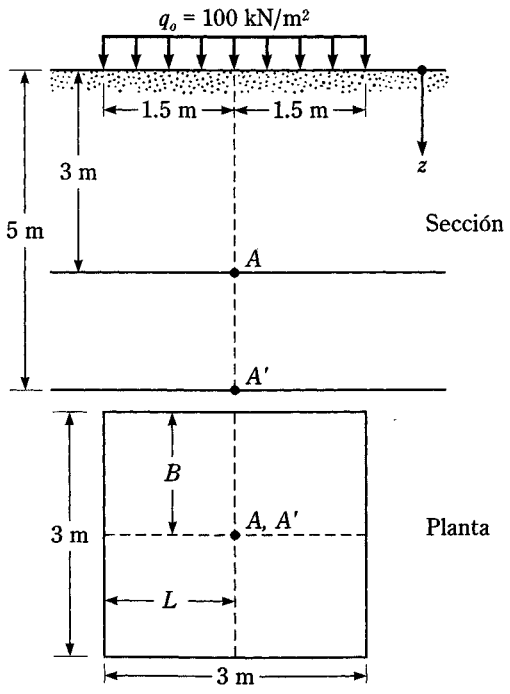
$$I_{a(H_1)} = I_a \text{ para } z = 0 \text{ a } z = H_1 = f\left(m = \frac{B}{H_1'}\ n = \frac{L}{H_1}\right)$$

▼ EJEMPLO 4.2

Refiérase a la figura 4.10. Determine el incremento *promedio* del esfuerzo bajo el centro de la superficie cargada de $z = 3$ m a $z = 5$ m (es decir, entre los puntos A y A').

Solución: Refiérase a la figura 4.10. La superficie cargada se divide en cuatro superficies rectangulares, cada una de 1.5 m × 1.5 m ($L \times B$). Usando la ecuación (4.19), el incremento promedio del esfuerzo (entre las profundidades requeridas) bajo la esquina de cada superficie rectangular se expresa como

$$\Delta p_{\text{prom}(H_2/H_1)} = q_o\left[\frac{H_2 I_{a(H_2)} - H_1 I_{a(H_1)}}{H_2 - H_1}\right] = 100\left[\frac{(5)I_{a(H_2)} - (3)I_{a(H_1)}}{5 - 3}\right]$$



▼ FIGURA 4.10

Para $I_{a(H_2)}$:

$$m = \frac{B}{H_2} = \frac{1.5}{5} = 0.3$$

$$n = \frac{L}{H_2} = \frac{1.5}{5} = 0.3$$

Con referencia a la figura 4.8, para $m = 0.3$ y $n = 0.3$, $I_{a(H_2)} = 0.136$. Para $I_{a(H_1)}$:

$$m = \frac{B}{H_1} = \frac{1.5}{3} = 0.5$$

$$n = \frac{L}{H_1} = \frac{1.5}{3} = 0.5$$

Con referencia a la figura 4.8, $I_{a(H_1)} = 0.175$, por lo que

$$\Delta p_{\text{prom}(H_2/H_1)} = 100\left[\frac{(5)(0.136) - (3)(0.175)}{5 - 3}\right] = \mathbf{7.75\ kN/m^2}$$

El incremento del esfuerzo entre $z = 3$ m y $z = 5$ m bajo el centro de la superficie cargada es igual a

$$4\Delta p_{\text{prom}(H_2/H_1)} = (4)(7.75) = \mathbf{31\ kN/m^2}$$ ▲

4.6 INCREMENTO DEL ESFUERZO BAJO UN TERRAPLÉN

La figura 4.11 muestra la sección transversal de un terraplén de altura H. Para esta condición bidimensional de carga, el incremento del esfuerzo vertical se expresa como

$$\Delta p = \frac{q_o}{\pi}\left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2}\right)(\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2}(\alpha_2)\right] \tag{4.20}$$

donde $q_o = \gamma H$
γ = peso específico del suelo del terraplén
H = altura del terraplén

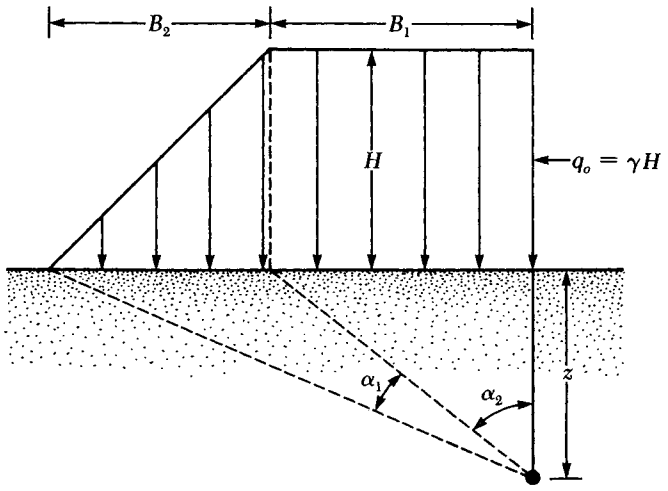
$$\alpha_1 \text{ (radianes)} = \tan^{-1}\left(\frac{B_1 + B_2}{z}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{B_1}{z}\right) \tag{4.21}$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1}\left(\frac{B_1}{z}\right) \tag{4.22}$$

Para una derivación detallada de la ecuación, véase Das (1997). Una forma simplificada de la ecuación (4.20) es

$$\Delta p = q_o I' \tag{4.23}$$

donde I' = una función de B_1/z y B_2/z



▼ **FIGURA 4.11** Carga del terraplén

La variación de I' con B_1/z y B_2/z se muestra en la figura 4.12. La aplicación de este diagrama se ilustra en el ejemplo 4.3.

▼ EJEMPLO 4.3

En la figura 4.13a se muestra un terraplén. Determine el incremento de esfuerzo bajo el terraplén en los puntos A_1 y A_2.

Solución:

$\gamma H = (17.5)(7) = 122.5 \text{ kN/m}^2$

Incremento del esfuerzo en A_1

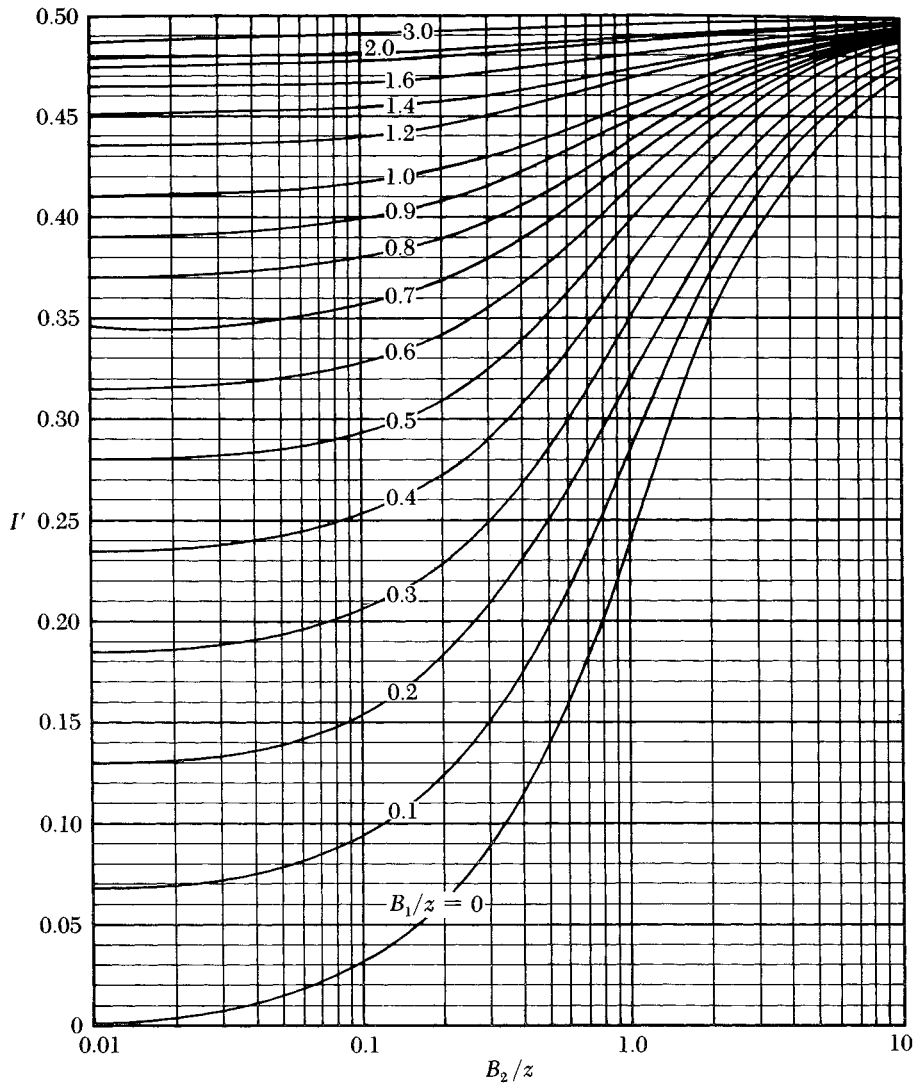
El lado izquierdo de la figura 4.13b indica que $B_1 = 2.5$ m y $B_2 = 14$ m, por lo que

$$\frac{B_1}{z} = \frac{2.5}{5} = 0.5$$

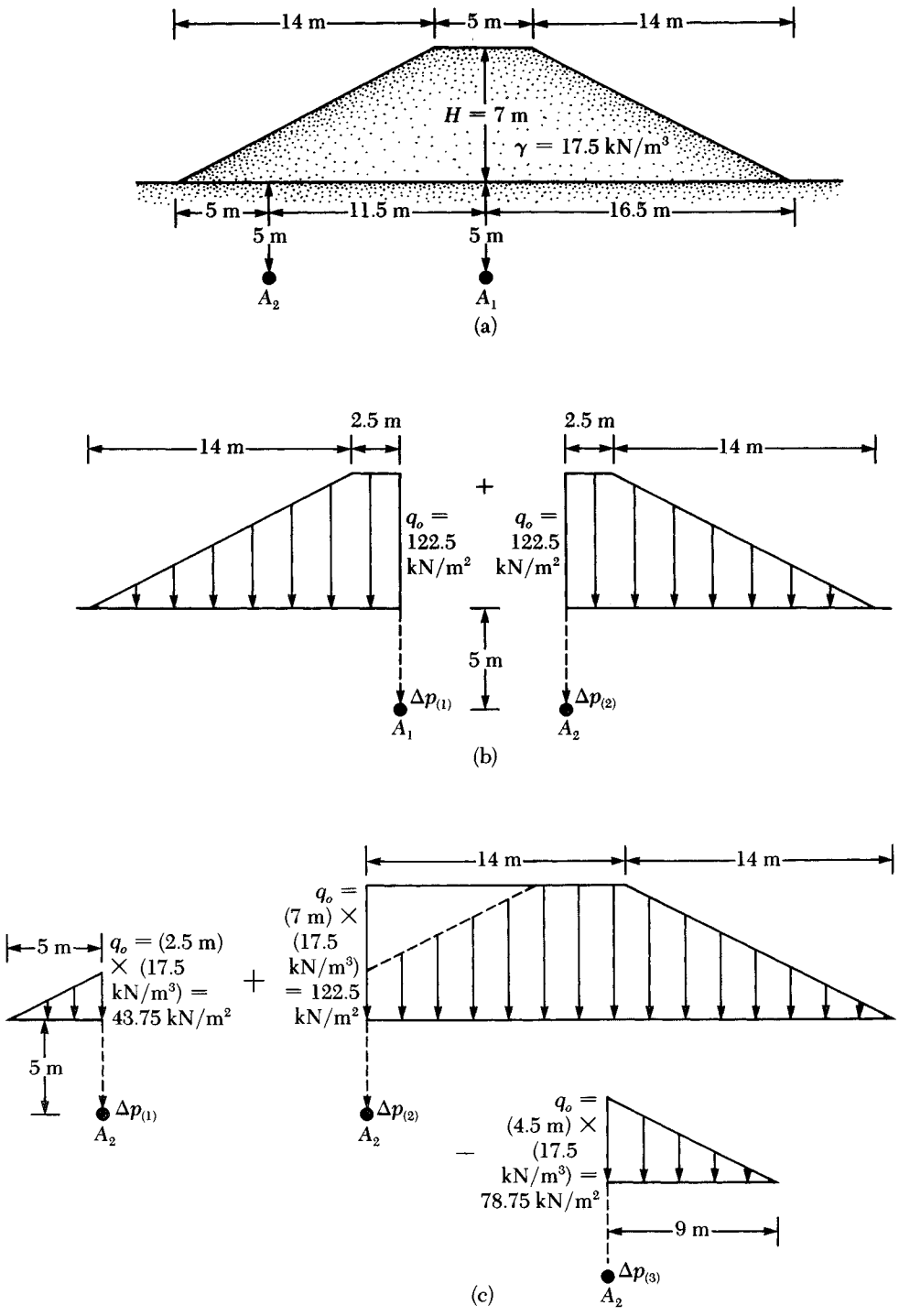
$$\frac{B_2}{z} = \frac{14}{5} = 2.8$$

De acuerdo con la figura 4.12, para este caso, $I' = 0.445$. Como los dos lados en la figura 4.13b son simétricos, el valor de I' para el lado derecho también será de 0.445, por lo que

$$\Delta p = \Delta p_1 + \Delta p_2 = q_o[I'_{(\text{lado izquierdo})} + I'_{(\text{lado derecho})}]$$
$$= 122.5[0.445 + 0.445] = \mathbf{109.03 \text{ kN/m}^2}$$



▼ **FIGURA 4.12** Valor de influencia I' para la carga del terraplén (según Osterberg, 1957)


14 m
5 m
14 m
H = 7 m
γ = 17.5 kN/m³
5 m
11.5 m
16.5 m
5 m
5 m
A2
A1
(a)
2.5 m
14 m
2.5 m
14 m
qo = 122.5 kN/m²
qo = 122.5 kN/m²
+
5 m
Δp(1)
Δp(2)
A1
A2
(b)
14 m
14 m
5 m
qo = (2.5 m) × (17.5 kN/m³) = 43.75 kN/m²
qo = (7 m) × (17.5 kN/m³) = 122.5 kN/m²
+
5 m
Δp(1)
A2
Δp(2)
A2
qo = (4.5 m) × (17.5 kN/m³) = 78.75 kN/m²
−
9 m
Δp(3)
A2
(c)

▼ FIGURA 4.13

Incremento del esfuerzo en A_2

Refiérase a la figura 4.13c. Para el lado izquierdo, $B_2 = 5$ m y $B_1 = 0$, por lo que

$$\frac{B_2}{z} = \frac{5}{5} = 1$$

$$\frac{B_1}{z} = \frac{0}{5} = 0$$

De acuerdo con la figura 4.12, para esos valores de B_2/z y B_1/z, $I' = 0.25$, por lo que

$$\Delta p_1 = 43.75(0.25) = 10.94 \text{ kN/m}^2$$

Para la sección media,

$$\frac{B_2}{z} = \frac{14}{5} = 2.8$$

$$\frac{B_1}{z} = \frac{14}{5} = 2.8$$

Entonces, $I' = 0.495$, por lo que

$$\Delta p_2 = 0.495(122.5) = 60.64 \text{ kN/m}^2$$

Para el lado derecho,

$$\frac{B_2}{z} = \frac{9}{5} = 1.8$$

$$\frac{B_1}{z} = \frac{0}{5} = 0$$

e $I' = 0.335$, por lo que

$$\Delta p_3 = (78.75)(0.335) = 26.38 \text{ kN/m}^2$$

El incremento total del esfuerzo en el punto A_2 es

$$\Delta p = \Delta p_1 + \Delta p_2 - \Delta p_3 = 10.94 + 60.64 - 26.38 = \mathbf{45.2 \text{ kN/m}^2}$$ ▲

4.7 INCREMENTO DEL ESFUERZO DEBIDO A CUALQUIER TIPO DE CARGA

El incremento de esfuerzo vertical bajo cualquier tipo de superficie flexible cargada es fácilmente determinado con el uso de la *carta de influencia* de Newmark (1942). En principio, la carta se basa en la ecuación (4.3) para la estimación del incremento de esfuerzo vertical bajo el centro de una superficie circular cargada. De acuerdo con la ecuación (4.3)

$$\Delta p = q_o \left\{ 1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{B}{2z}\right)^2\right]^{3/2}} \right\}$$

donde $B/2$ = radio de la superficie cargada = R

La ecuación anterior puede reescribirse como

$$\frac{R}{z} = \left[\left(1 - \frac{\Delta p}{q_o}\right)^{-2/3} - 1 \right]^{1/2} \tag{4.24}$$

Ahora sustituimos varios valores de $\Delta p/q_o$ en la ecuación (4.24) para obtener los valores correspondientes de R/z. La tabla 4.4 muestra los valores calculados de R/z para $\Delta p/q_o = 0, 0.1, 0.2, \ldots, 1$.

Usando los valores adimensionales de R/z mostrados en la tabla 4.4, dibujemos círculos concéntricos que tienen radios iguales a R/z, como muestra la figura 4.14. Note que la distancia AB en la figura 4.14 es unitaria. El primer círculo es un punto con radio nulo. Similarmente, el segundo círculo tiene un radio de 0.2698 ($\overline{AB}$). El último tiene un radio infinito. Esos círculos fueron divididos por líneas radiales igualmente espaciadas, produciéndose lo que se llama *carta de Newmark*. El valor de influencia, IV, de esta carta es

$$IV = \frac{1}{\text{número de elementos sobre la carta}} \tag{4.25}$$

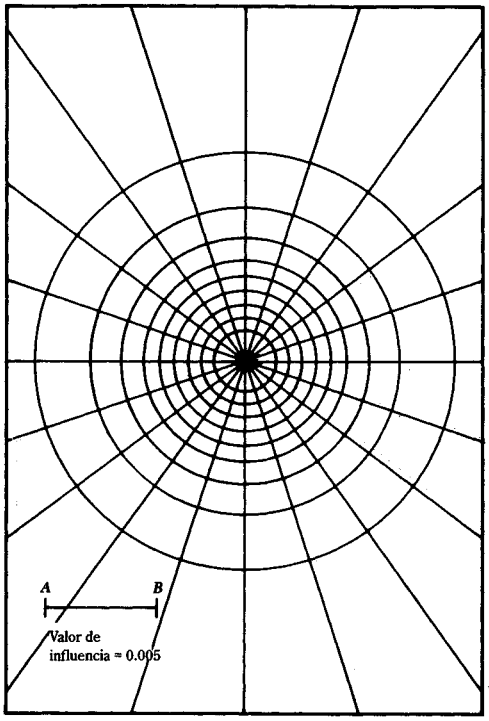
Para la carta mostrada en la figura 4.14, $IV = 1/200 = 0.005$.

A continuación se da un procedimiento paso a paso para usar la carta de Newmark determinar el esfuerzo vertical bajo una superficie cargada de cualquier forma:

1. Identifique la profundidad z bajo la superficie cargada donde va a determinarse el esfuerzo.

▼ **TABLA 4.4** Valores de R/z para varios valores de $\Delta p/sq_o$ [ec. (4.24)]

$\Delta p/q_o$	R/z
0	0
0.1	0.2698
0.2	0.4005
0.3	0.5181
0.4	0.6370
0.5	0.7664
0.6	0.9174
0.7	1.1097
0.8	1.3871
0.9	1.9084
1.0	∞



▼ **FIGURA 4.14** Carta de influencia para el cálculo de la presión vertical (según Newmark, 1942)

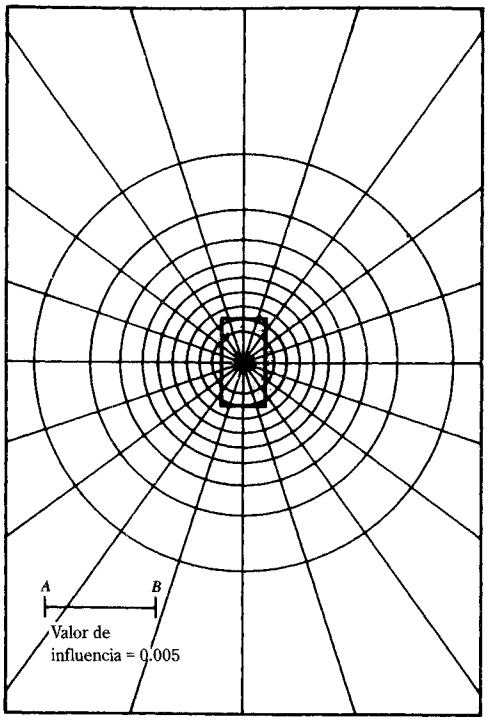
2. Adopte una escala $z = \overline{AB}$ (es decir, longitud unitaria de acuerdo con la carta de Newmark).
3. Dibuje la planta de la superficie cargada con base en la escala adoptada en el paso 2.
4. Coloque la planta dibujada en el paso 3 sobre la carta de Newmark de manera que el punto bajo el cual el esfuerzo va a ser determinado, quede directamente arriba del centro de la carta.
5. Cuente el número de elementos de la carta que caen dentro de la planta. Sean éstos igual a N.
6. Calcule el incremento de esfuerzo como

$$\Delta p = (IV)(N)(q_o) \tag{4.26}$$

donde q_o = carga por área unitaria sobre la superficie cargada

▼ EJEMPLO 4.4

Una superficie flexible rectangular de 2.5 m× 5 m, está localizada sobre el terreno y cargada con $q_o = 145$ kN/m^2. Determine el incremento de esfuerzo causado por esta carga a una profundidad de 6.25 m debajo del centro de la superficie rectangular. Use la carta de Newmark.



▼ FIGURA 4.15

Solución: Aquí, $z = 6.25$ m, por lo que la longitud $\overline{AB}$ en la figura 4.14 es 6.25 m. Con esta escala, la planta de la superficie rectangular cargada puede ser dibujada. La figura 4.15 muestra la planta colocada sobre la carta de Newmark con el centro de la superficie cargada arriba del centro de la carta. La razón para la colocación es que el incremento de esfuerzo se requiere en un punto inmediatamente abajo del centro de la superficie rectangular. El número de elementos de la carta de influencia que están dentro de la planta es aproximadamente 26, por lo que

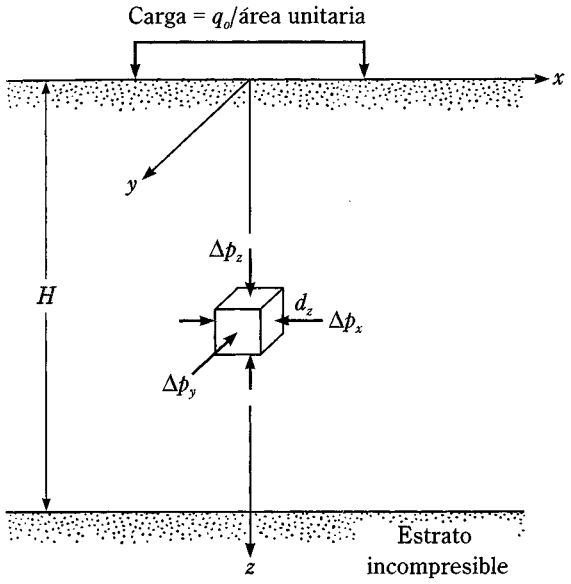
$$\Delta p = (IV)(N)(q_o) = (0.005)\,(26)\,(145) = \mathbf{18.85\ kN/m^2} \qquad \blacktriangle$$

CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

4.8 ASENTAMIENTO ELÁSTICO BASADO EN LA TEORÍA DE LA ELASTICIDAD

El asentamiento elástico de una cimentación superficial se estima usando la teoría de la elasticidad. Con referencia a la figura 4.16 y aplicando la ley de Hooke,

$$S_e = \int_0^H \varepsilon_z\, dz = \frac{1}{E_s}\int_0^H (\Delta p_z - \mu_s \Delta p_x - \mu_s \Delta p_y) dz \tag{4.27}$$



▼ **FIGURA 4.16** Asentamiento elástico de cimentación superficial

donde S_e = asentamiento elástico
E_s = módulo de elasticidad del suelo
H = espesor del estrato de suelo
μ_s = relación de Poisson del suelo
$\Delta p_x, \Delta p_y, \Delta p_z$ = incremento del esfuerzo debido a la carga neta aplicada a la cimentación, en las direcciones x, y y z, respectivamente

Teóricamente, si la profundidad de la cimentación $D_f = 0$, H = ∞, y la cimentación es perfectamente flexible, de acuerdo con Harr (1966), el asentamiento se expresa como (figura 4.17)

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s}(1 - \mu_s^2)\frac{\alpha}{2} \qquad \text{(esquina de la cimentación flexible)} \tag{4.28}$$

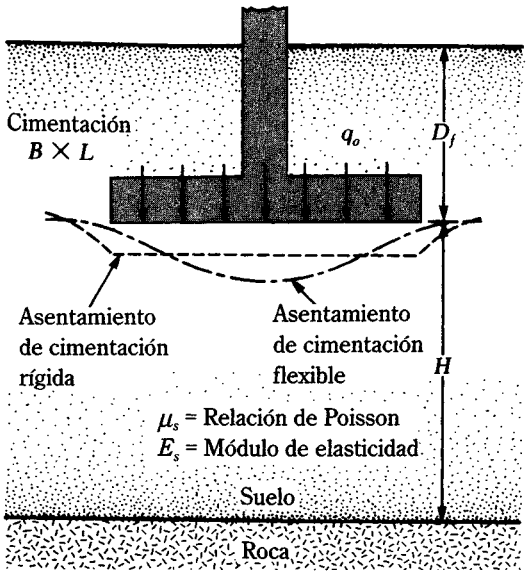
$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s}(1 - \mu_s^2)\,\alpha \qquad \text{(centro de la cimentación flexible)} \tag{4.29}$$

donde
$$\alpha = \frac{1}{\pi}\left[\ln\left(\frac{\sqrt{1 + m_1^2} + m_1}{\sqrt{1 + m_1^2} - m_1}\right) + m\ln\left(\frac{\sqrt{1 + m_1^2} + 1}{\sqrt{1 + m_1^2} - 1}\right)\right] \tag{4.30}$$

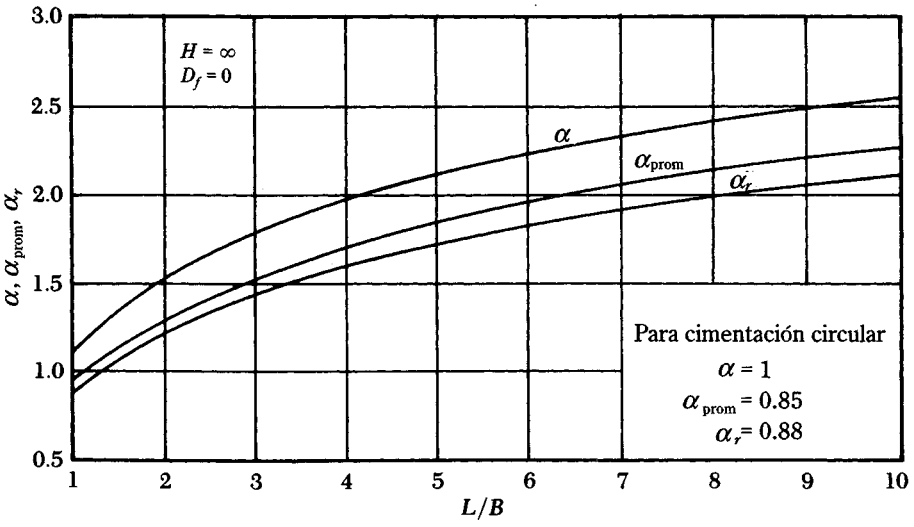
$$m_1 = L/B \tag{4.31}$$

B = ancho de la cimentación
L = longitud de la cimentación

Los valores de α para varias relaciones longitud a ancho (L/B) se muestran en la figura 4.18. El asentamiento promedio inmediato para una cimentación flexible también se expresa como



▼ **FIGURA 4.17** Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígidas



▼ **FIGURA 4.18** Valores de α, α_{prom} y α_r; ecs. (4.28), (4.29), (4.32) y (4.32a)

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s}(1 - \mu_s^2)\,\alpha_{prom} \quad \text{(promedio para cimentación flexible)} \tag{4.32}$$

La figura 4.18 muestra también los valores de α_{prom} para varias relaciones L/B de una cimentación.

Sin embargo, si la cimentación mostrada en la figura 4.17 es rígida, el asentamiento inmediato será diferente y se expresa como

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s}(1 - \mu_s^2)\,\alpha_r \quad \text{(cimentación rígida)} \tag{4.32a}$$

Los valores de α_r para varias relaciones L/B de cimentaciones se muestran en la figura 4.18.

Si $D_f = 0$ y $H < \infty$ debido a la presencia de una capa rígida (incompresible), como muestra la figura 4.17,

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s}(1 - \mu_s^2)\frac{[(1 - \mu_s^2)F_1 + (1 - \mu_s - 2\mu_s^2)F_2]}{2} \tag{4.33a}$$

(esquina de la cimentación flexible)

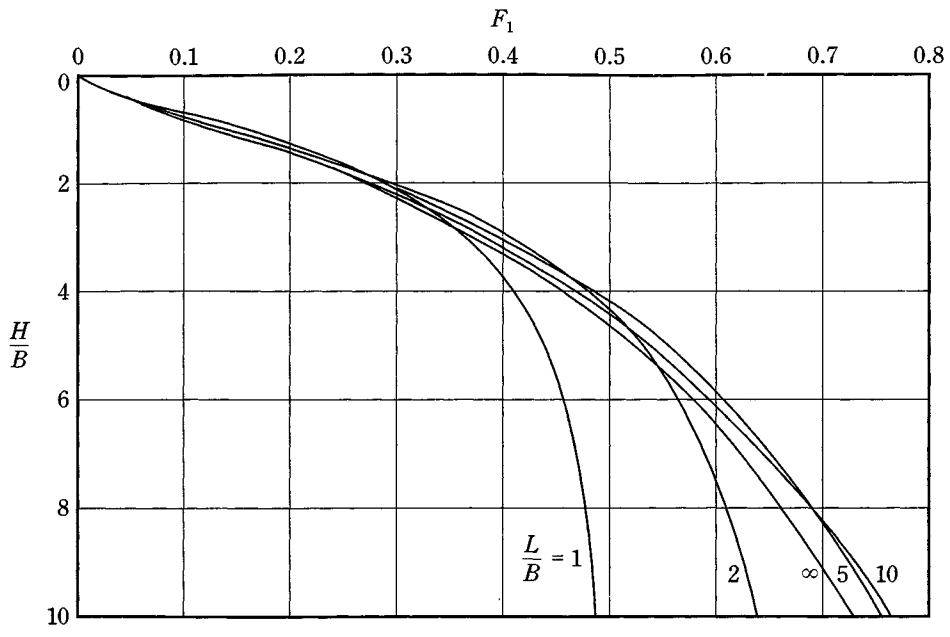
y

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s}(1 - \mu_s^2)[(1 - \mu_s^2)F_1 + (1 - \mu_s - 2\mu_s^2)F_2] \tag{4.33b}$$

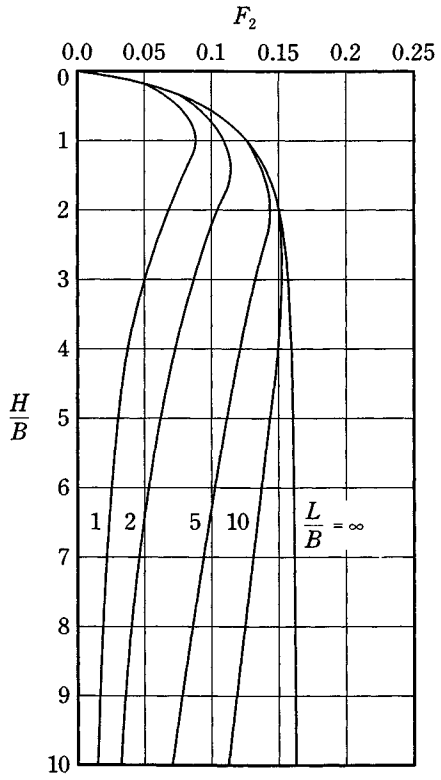
(esquina de la cimentación flexible)

Las variaciones de F_1 y F_2 con H/B se dan en las figuras 4.19 y 4.20, respectivamente (Steinbrenner, 1934).

Es también importante ver que las relaciones anteriores para S_e suponen que la profundidad de la cimentación es igual a cero. Para $D_f > 0$, la magnitud de S_e decrecerá.



▼ **FIGURA 4.19** Variación de F_1 con H/B (según Steinbrenner, 1934)



▼ **FIGURA 4.20** Variación de F_2 con H/B (según Steinbrenner, 1934)

▼ **EJEMPLO 4.5**

Una cimentación de 1 m × 2 m en planta soporta una carga neta por área unitaria q_o = 150 kN/m². Para el suelo, E_s = 10,000 kN/m² y μ_s = 0.3. Suponiendo que la cimentación es flexible, estime el asentamiento elástico en el centro de la cimentación para las siguientes condiciones:

a. $D_f = 0$; $H = \infty$

b. $D_f = 0$; $H = 5$m

Solución:

Parte a

De la ec. (4.29),

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s}(1 - \mu_s^2)\alpha$$

Para $L/B = 2/1 = 2$, de la figura 4.18, $\alpha \approx 1.53$, por lo que

$$S_e = \frac{(1)(150)}{10{,}000}(1 - 0.3^2)(1.53) = 0.0209 \text{ m} = \mathbf{20.9\ mm}$$

Parte b

De la ec. (4.33b),

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s}(1 - \mu_s^2)\,[(1 - \mu_s^2)\,F_1 + (1 - \mu_s - 2\mu_s^2)F_2]$$

Para $L/B = 2$ y $H/B = 5$, de las figuras 4.19 y 4.20, $F_1 \approx 0.525$ y $F_2 \approx 0.06$

$$S_e = \frac{(1)(150)}{10{,}000}(1 - 0.3^2)[(1 - 0.3^2)(0.525) + (1 - 0.3 - 2 \times 0.3^2)(0.06)]$$
$$= 0.007 \text{ m} = \mathbf{7.0\ mm}$$ ▲

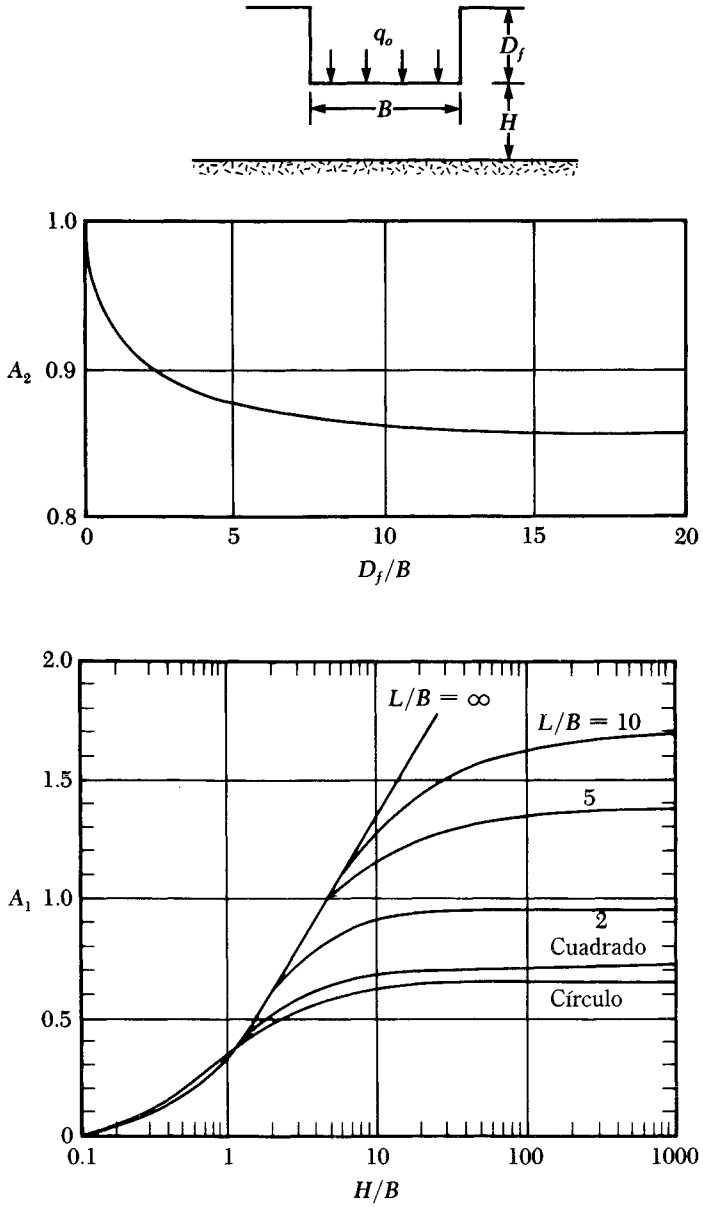
4.9 ASENTAMIENTO ELÁSTICO DE CIMENTACIONES SOBRE ARCILLAS SATURADAS

Janbu y otros (1956) propusieron una ecuación para evaluar el asentamiento promedio de cimentaciones flexibles sobre suelos arcillosos saturados (relación de Poisson, μ_s = 0.5). Con la anotación usada en la figura 4.21, esta ecuación toma la forma

$$S_e = A_1 A_2 \frac{q_o B}{E_s} \tag{4.34}$$

donde A_1 es una función de H/B y L/B y A_2 es una función de D_f/B

Christian y Carrier (1978) modificaron los valores de A_1 y A_2 en alguna medida, como muestra la figura 4.21.



▼ **FIGURA 4.21** Valores de A_1 y A_2 para el cálculo del asentamiento elástico con la ec. (4.34) (según Christian y Carrier, 1978).

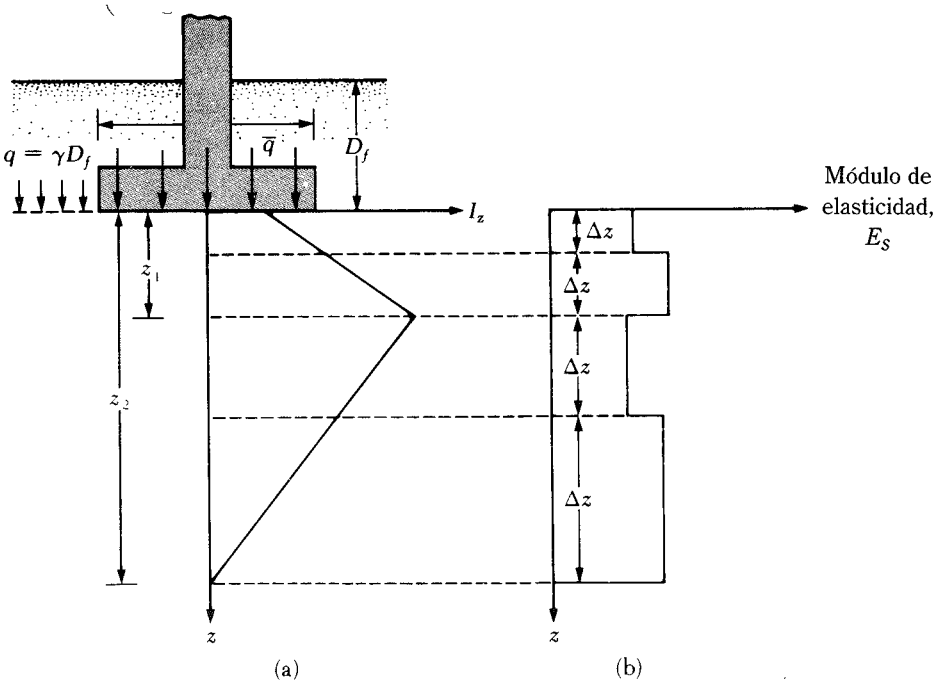
4.10 ASENTAMIENTO DE SUELO ARENOSO: USO DEL FACTOR DE INFLUENCIA DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA

El asentamiento de suelos granulares también se evalúa usando un *factor de influencia semiempírico* (figura 4.22) propuesto por Schmertmann y Hartman (1978). De acuerdo con este método, el asentamiento es

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_{0}^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z \tag{4.35}$$

donde I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = un factor de corrección para la profundidad del empotramiento de la cimentación = $1 - 0.5\,[q / (\bar{q} - q)]$
C_2 = un factor de corrección para tomar en cuenta el flujo plástico en el suelo = $1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo al nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

La variación del factor de influencia de la deformación unitaria con la profundidad debajo de la cimentación lo muestra la figura 4.22a. Note que, para cimentaciones cuadradas o circulares,



▼ **FIGURA 4.22** Cálculo del asentamiento elástico usando el factor de influencia de la deformación unitaria.

$I_z = 0.1$ en $z = 0$

$I_z = 0.5$ en $z = z_1 = 0.5B$

$I_z = 0$ en $z = z_2 = 2B$

Similarmente, para cimentaciones con $L/B \geq 10$,

$I_z = 0.2$ en $z = 0$

$I_z = 0.5$ en $z = z_1 = B$

$I_z = 0$ en $z = z_2 = 4B$

donde B = ancho de la cimentación y L = longitud de la cimentación

Para valores de L/B entre 1 y 10 puede interpolarse según sea necesario.

Para usar la ecuación (4.35) se requiere primero la evaluación de la variación aproximada del módulo de elasticidad con la profundidad (figura 4.22). La evaluación se hace con los números de penetración estándar o resistencias de penetración de cono (capítulo 2). El estrato de suelo se divide en varias capas a una profundidad de $z = z_2$, y el asentamiento de cada una se calcula. La suma de los asentamientos de todas las capas es igual a S_e. Schmertmann (1970) reportó un caso real de una cimentación rectangular (pila de un puente belga) con $L = 23$ m y $B = 2.6$ m soportada por un depósito de suelo granular. Para esta cimentación suponemos que $L/B \approx 10$ para graficar el diagrama del factor de influencia de la deformación unitaria. La figura 4.23 muestra los detalles de la cimentación junto con la variación aproximada de la resistencia de penetración de cono, q_c, con la profundidad. Para esta cimentación [ec. (4.35)], note que

$\bar{q} = 178.54 \text{ kN/m}^2$

$q = 31.39 \text{ kN/m}^2$

$$C_1 = 1 - 0.5\frac{q}{\bar{q} - q} = 1 - (0.5)\left(\frac{31.39}{178.54 - 31.39}\right) = 0.893$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{t \text{ año}}{0.1}\right)$$

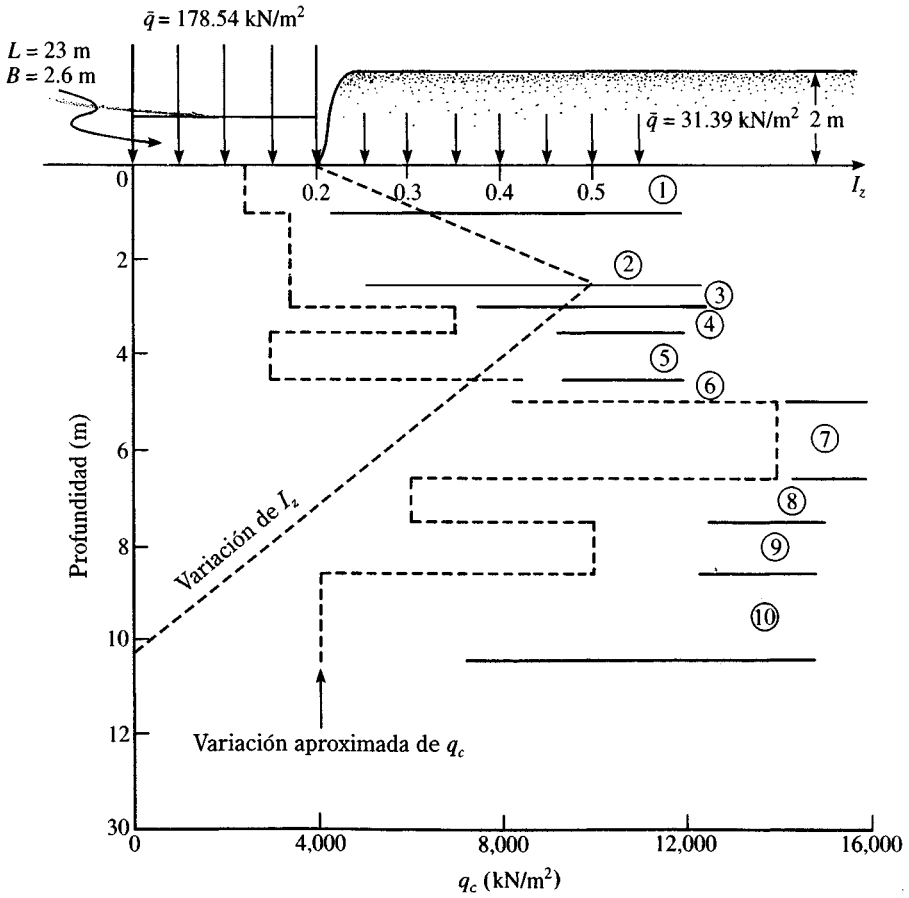
Para $t = 5$ años

$$C_2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{5}{0.1}\right) = 1.34$$

La siguiente tabla muestra el cálculo de $\Sigma_0^{z_2} (I_z/E_s)\,\Delta z$ de acuerdo con la figura 4.23.

Estrato	Δz (m)	q_c (kN/m²)	E_s[a] (kN/m²)	z al centro del estrato (m)	I_z en el centro del estrato	$(I_z/E_s)\Delta z$ (m²/kN)
1	1	2,450	8,575	0.5	0.258	3.00×10^{-5}
2	1.6	3,430	12,005	1.8	0.408	5.43×10^{-5}
3	0.4	3,430	12,005	2.8	0.487	1.62×10^{-5}
4	0.5	6,870	24,045	3.25	0.458	0.95×10^{-5}
5	1.0	2,950	10,325	4.0	0.410	3.97×10^{-5}
6	0.5	8,340	29,190	4.75	0.362	0.62×10^{-5}
7	1.5	14,000	49,000	5.75	0.298	0.91×10^{-5}
8	1	6,000	21,000	7.0	0.247	1.17×10^{-5}
9	1	10,000	35,000	8.0	0.154	0.44×10^{-5}
10	1.9	4,000	14,000	9.45	0.062	0.84×10^{-5}
	$\sum$ 10.4 m = $4B$					$\sum 18.95 \times 10^{-5}$

[a] $E_s \approx 3.5 q_c$ [ec. (4.40)]



▼ **FIGURA 4.23** Variación de I_z y q_c bajo la cimentación

El asentamiento inmediato es entonces calculado como:

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$
$$= (0.893)(1.34)(178.54 - 31.39)(18.95 \times 10^{-5})$$
$$= 0.03336 \approx 33 \text{ mm}$$

Después de cinco años, el asentamiento real *máximo* observado en la cimentación fue aproximadamente de 39 mm.

4.11 RANGO DE LOS PARÁMETROS DEL MATERIAL PARA CALCULAR ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS

Las secciones 4.8-4.10 presentaron las ecuaciones para calcular el asentamiento inmediato de cimentaciones, que contienen parámetros elásticos, como E_s y μ_s. Si los resultados de pruebas de laboratorio para esos parámetros no están disponibles, deben hacerse varias hipótesis realistas. La tabla 4.5 muestra el rango aproximado de los parámetros elásticos para varios suelos.

Varios investigadores correlacionan los valores del módulo de elasticidad, E_s, con el número de penetración estándar en campo, N_F y con la resistencia a la penetración de cono, q_c. Mitchell y Gardner (1975) compilaron una lista de esas correlaciones. Schmertmann (1970) indicó que el módulo de elasticidad de la arena se da por

$$E_s = (\text{kN/m}^2) = 766N_F \tag{4.36}$$

donde N_F = número de penetración estándar en campo

En unidades inglesas

$$E(\text{U.S. ton/pie}^2) = 8N_F \tag{4.37}$$

▼ **TABLA 4.5** Parámetros elásticos para varios suelos

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, E_s		Relación de Poisson, μ_s
	lb/pulg^2	MN/m^2	
Arena suelta	1,500–3,500	10.35 – 24.15	0.20–0.40
Arena densa media	2,500–4,000	17.25 – 27.60	0.25–0.40
Arena densa	5,000–8,000	34.50 – 55.20	0.30–0.45
Arena limosa	1,500–2,500	10.35 – 17.25	0.20–0.40
Arena y grava	10,000–25,000	69.00 – 172.50	0.15–0.35
Arcilla suave	600–3,000	4.1 – 20.7	
Arcilla media	3,000–6,000	20.7 – 41.4	0.20–0.50
Arcilla firme	6,000–14,000	41.4 – 96.6	

Similarmente,

$$E_s = 2q_c \tag{4.38}$$

donde q_c = resistencia a la penetración estática de cono

Schmertmann y Hartman (1978) sugirieron además que la siguiente correlación se usa con los factores de influencia de deformación unitaria descritos en la sección 4.10:

$$E_s = 2.5q_c \quad \text{(para cimentaciones cuadradas y circulares)} \tag{4.39}$$

y

$$E_s = 3.5q_c \quad \text{(para cimentaciones corridas)} \tag{4.40}$$

Nota: Cualquier conjunto de unidades consistentes puede usarse en las ecuaciones (4.38)-(4.40).

El módulo de elasticidad de arcillas normalmente consolidadas se estima como

$$E_s = 250c \text{ a } 500c \tag{4.41}$$

y para arcillas preconsolidadas, como

$$E_s = 750c \text{ a } 1000c \tag{4.42}$$

donde c = cohesión no drenada de suelo de arcilla

4.12 ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN

Como se mencionó antes, el asentamiento por consolidación se da a lo largo del tiempo, y ocurre en suelos arcillosos saturados cuando son sometidos a una carga creciente causada por la construcción de una cimentación (figura 4.24). En base a las ecuaciones para el asentamiento unidimensional por consolidación dadas en el capítulo 1, podemos escribir

$$S_c = \int \varepsilon_z \, dz$$

donde ε_z = deformación unitaria vertical

$$= \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

Δe = cambio de la relación de vacíos

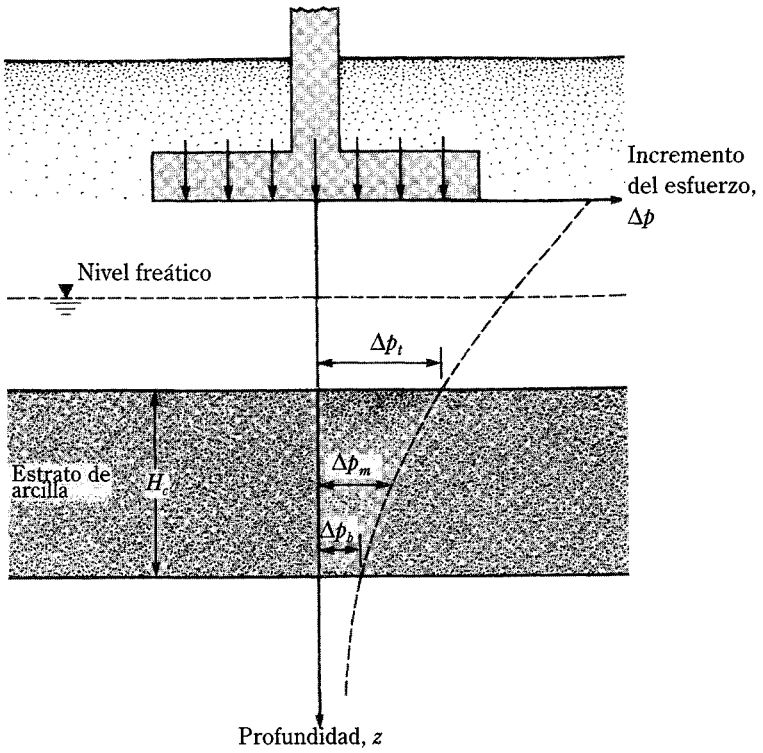
$= f(p_o, p_c \text{ y } \Delta p)$

Entonces

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p_{\text{prom}}}{p_o} \quad \text{(para arcillas normalmente consolidadas)} \tag{1.64}$$

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p_{\text{prom}}}{p_o} \quad \text{(para arcillas preconsolidadas con } p_o + \Delta p_{\text{prom}} < p_c) \tag{1.66}$$

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_c}{p_o} + \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p_{\text{prom}}}{p_c} \quad \text{(para arcillas preconsolidadas con } p_o < p_c < p_o + \Delta p_{\text{prom}}) \tag{1.68}$$



▼ **FIGURA 4.24** Cálculo del asentamiento por consolidación

donde p_o = presión efectiva promedio sobre el estrato de arcilla antes de la construcción de la cimentación
Δp_{prom} = incremento promedio de la presión sobre el estrato de arcilla causada por la construcción de la cimentación
p_c = presión de preconsolidación
e_o = relación de vacíos inicial del estrato de arcilla
C_c = índice de compresión
C_s = índice de expansibilidad
H_c = espesor de la capa de arcilla

Los procedimientos para determinar los índices de compresión y expansibilidad se dieron en el capítulo 1.

Note que el incremento de presión, Δp, sobre el estrato de arcilla no es constante con la profundidad. La magnitud de Δp decrecerá con el incremento de la profundidad medida desde el fondo de la cimentación. Sin embargo, el incremento promedio de presión puede aproximarse por

$$\Delta p_{\text{prom}} = \tfrac{1}{6}(\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b) \tag{4.43}$$

donde Δp_t, Δp_m y Δp_b son los incrementos de presión *arriba*, en *medio* y en el *fondo* del estrato de arcilla causados por la construcción de la cimentación.

El método de determinar el incremento de presión causado por varios tipos de carga de cimentaciones se da en las secciones 4.2-4.7. Δp_{prom} también se obtiene directamente con el método presentado en la sección 4.5.

▼ EJEMPLO 4.6

Una cimentación de 1 m × 2 m en planta se muestra en la figura 4.25. Estime el asentamiento por consolidación de la cimentación.

Solución: La arcilla está normalmente consolidada. Entonces

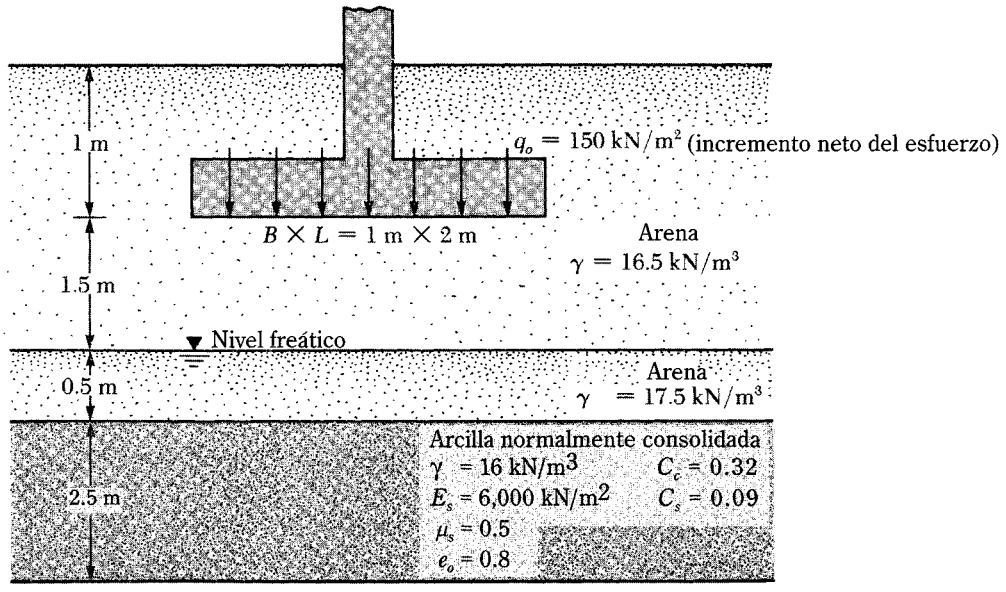
$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p_{\text{prom}}}{p_o}$$

$$p_o = (2.5)(16.5) + (0.5)(17.5 - 9.81) + (1.25)(16 - 9.81)$$
$$= 41.25 + 3.85 + 7.74 = 52.84 \text{ kN/m}^2$$

De la ec. (4.43),

$$\Delta p_{\text{prom}} = \tfrac{1}{6}(\Delta p_t + 4\Delta p_m + \Delta p_b)$$

Ahora puede elaborarse la siguiente tabla (*nota*: $L = 2$ m; $B = 1$ m):



▼ FIGURA 4.25

$m_1 = L/B$	z(m)	$z/(B/2) = n_1$	I_c[a]	$\Delta p = q_o I_c$[b]
2	2	4	0.190	28.5 = Δp_t
2	2 + 2.5/2 = 3.25	6.5	≈0.085	12.75 = Δp_m
2	2 + 2.5 = 4.5	9	0.045	6.75 = Δp_b

[a] Tabla 4.3
[b] Ec. (4.10)

$$\Delta p_{\text{prom}} = \tfrac{1}{6}(28.5 + 4 \times 12.75 + 6.75) = 14.38 \text{ kN/m}^2$$

por lo que

$$S_c = \frac{(0.32)(2.5)}{1 + 0.8} \log\left(\frac{52.84 + 14.38}{52.84}\right) = 0.0465 = \mathbf{46.5\ mm}$$ ▲

4.13 MODIFICACIÓN SKEMPTON–BJERRUM PARA ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN

El cálculo del asentamiento por consolidación presentado en la anterior sección se basa en las ecuaciones (1.64), (1.66) y (1.68). Esas formulas, como mostró el capítulo 1, se basan en pruebas unidimensionales de consolidación de laboratorio. Se supone en esas ecuaciones que el incremento de la presión de poro del agua, Δu, inmediatamente después de la aplicación de la carga es igual al incremento del esfuerzo, Δp, en cualquier profundidad. Para este caso

$$S_{c(oed)} = \int \frac{\Delta e}{1 + e_o}\, dz = \int m_v\, \Delta p_{(1)}\, dz$$

donde $S_{c(oed)}$ = asentamiento por consolidación calculado usando las ecuaciones (1.64), (1.66) y (1.68)
$\Delta p_{(1)}$ = incremento del esfuerzo vertical (note el cambio de notación para Δp)
m_v = coeficiente de compresibilidad volumétrica (véase el capítulo 1)

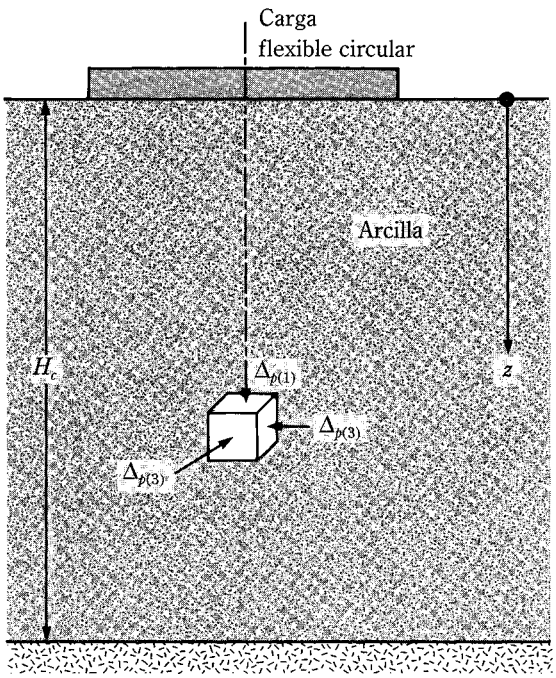
Sin embargo, en el campo, cuando la carga se aplica sobre un área limitada de la superficie del terreno, esta suposición no será correcta. Considérese el caso de una cimentación circular sobre un estrato de arcilla como muestra la figura 4.26. Los incrementos de esfuerzo vertical y horizontal en un punto en el estrato de arcilla inmediatamente abajo del centro de la cimentación son $\Delta p_{(1)}$ y $\Delta p_{(3)}$, respectivamente. Para una arcilla saturada, el incremento de la presión de poro del agua a esa profundidad (capítulo 1) es

$$\Delta u = \Delta p_{(3)} + A[\Delta p_{(1)} - \Delta p_{(3)}] \tag{4.44}$$

donde A = parámetro de la presión de poro del agua

Para este caso

$$S_c = \int m_v\, \Delta u\, dz = \int (m_v)\{\Delta p_{(3)} + A[\Delta p_{(1)} - \Delta p_{(3)}]\}\, dz \tag{4.45}$$



▼ **FIGURA 4.26** Cimentación circular sobre un estrato de arcilla

Por tanto, podemos escribir

$$K_{cir} = \frac{S_c}{S_{c(oed)}} = \frac{\int_0^{H_c} m_v \, \Delta u \, dz}{\int_0^{H_c} m_v \, \Delta p_{(1)} \, dz} = A + (1 - A) \left[\frac{\int_0^{H_c} \Delta p_{(3)} \, dz}{\int_0^{H_c} \Delta p_{(1)} \, dz} \right] \tag{4.46}$$

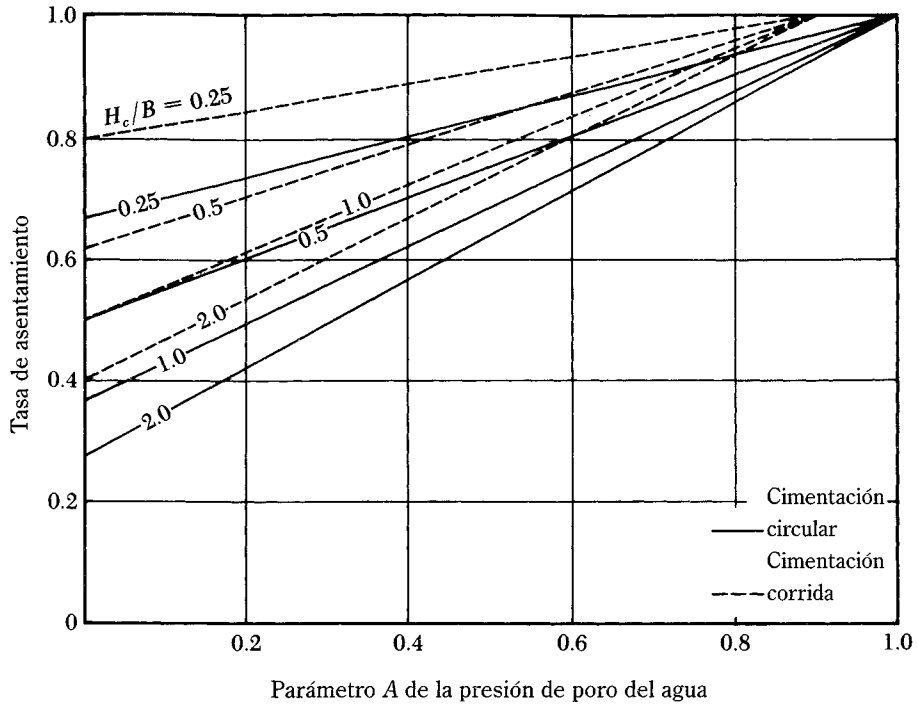
donde K_{cir} = tasa de asentamiento para cimentaciones circulares.

La tasa de asentamiento para una cimentación corrida (K_{str}) se determina de manera similar a la de una cimentación circular. La variación de K_{cir} y K_{str} con A y H_c/B se da en la figura 4.27. (*Nota*: B = diámetro de una cimentación circular y B = ancho de una cimentación corrida.)

A continuación se da el procedimiento para determinar el asentamiento por consolidación según Skempton y Bjerrum (1957).

1. Determine el asentamiento por consolidación $S_{c(oed)}$ usando el procedimiento delineado en la sección 4.12. (Note el cambio de notación respecto a S_c.)
2. Determine el parámetro, A, de la presión de poro del agua.
3. Determine H_c/B.
4. Obtenga la tasa de asentamiento, en este caso, de la figura 4.27.
5. Calcule el asentamiento real de consolidación:

$$S_c = S_{c(oed)} \times \text{tasa de asentamiento} \tag{4.47}$$



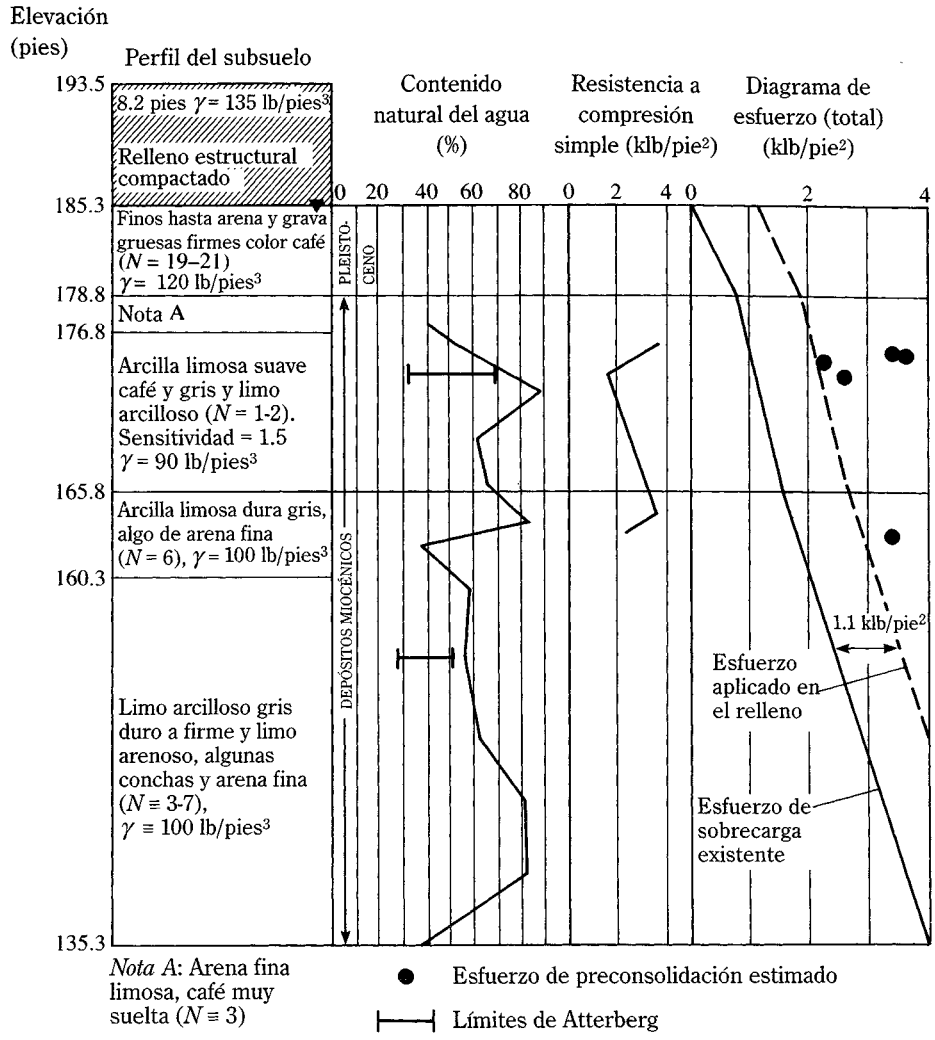
▼ **FIGURA 4.27** Tasas de asentamiento para cimentaciones circulares (K_{cir}) y continuas (K_{str})

Este procedimiento generalmente se denomina *modificación de Skempton-Bjerrum* para el cálculo del asentamiento por consolidación.

4.14 ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN. COMENTARIOS GENERALES Y UN CASO HISTORIA

Al predecir el asentamiento por consolidación y su rapidez en condiciones de campo reales, el ingeniero tiene que hacer varias suposiciones simplificatorias. Éstas se refieren al índice de compresión, al coeficiente de consolidación, a la presión de preconsolidación, a las condiciones de drenaje y al espesor del estrato de arcilla. La estratificación del suelo no es siempre uniforme y con propiedades ideales; por consiguiente, el comportamiento en el campo se desvía de lo predicho, requiriéndose entonces ajustes durante la construcción. El siguiente caso de consolidación, reportado por Schnabel (1972), ilustra esta realidad.

La figura 4.28 muestra las condiciones del subsuelo para la construcción de un edificio escolar en Waldorf, Maryland. Suelos de arena y grava del pleistoceno superior están soportadas por depósitos de arena limosa fina muy suelta, de arcilla limosa suave y de limo arcilloso. Los estratos más suaves están sobre varias capas de arcilla limosa rígida a firme, limo arcilloso y limo arenoso hasta una profundidad de 50 pies. Antes de que comenzara la construcción del edificio, un terraplén compactado con espesor de 8 a 10 pies fue colocado sobre la superficie del terreno. Este terraplén inició el asentamiento por consolidación en la arcilla limosa suave y en el limo arcilloso.

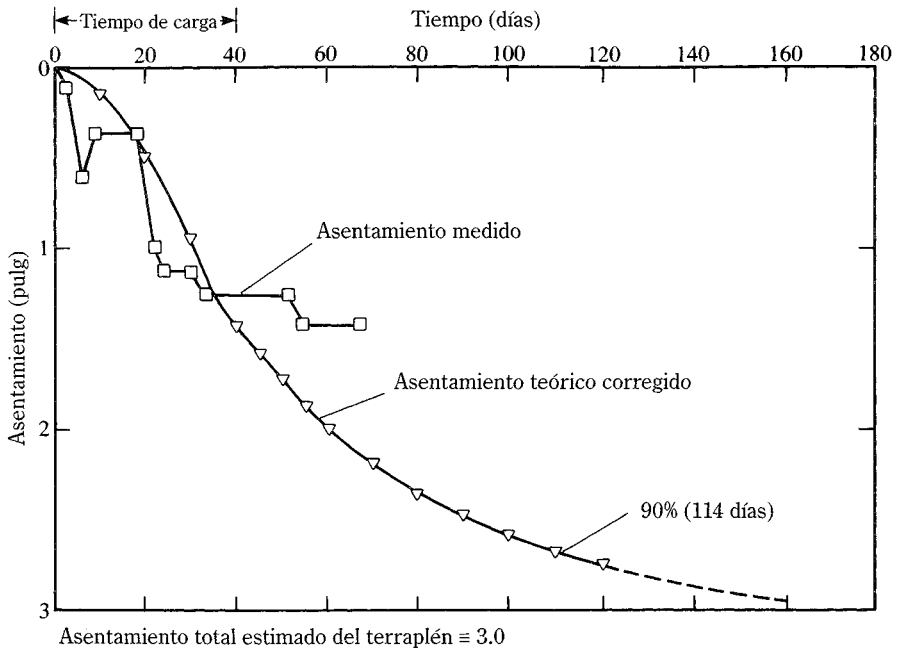


▼ **FIGURA 4.28** Condiciones del subsuelo para la construcción de un edificio escolar (*nota*: los valores SPT *N* no están corregidos, es decir, N_F; según Schnabel, 1972)

Para predecir la velocidad de asentamiento en base a los resultados de pruebas de laboratorio, los ingenieros hicieron las siguientes aproximaciones:

a. La presión, p_c, de preconsolidación fue de 1600 a 2800 lb/pies² *en exceso* de la presión existente de sobrecarga.
b. El índice de expansibilidad, C_s, fue de entre 0.01 y 0.03.
c. Para los estratos más compresibles, $C_v \approx 0.36$ pie²/día y para los estratos más rígidos de suelo, $C_v \approx 3.1$ pie²/día.

El asentamiento total por consolidación fue estimado aproximadamente igual a 3 pulgadas. Se esperó que bajo condiciones de drenaje doble, el 90% del asentamiento ocurriese en 114 días.



▼ **FIGURA 4.29** Comparación del asentamiento por consolidación medido y predicho con el tiempo (según Schnabel, 1972)

La figura 4.29 muestra una comparación de los asentamientos medidos y predichos con el tiempo, indicando que

a. $\dfrac{S_{c(\text{observado})}}{S_{c(\text{estimado})}} \approx 0.47$

b. 90% del asentamiento ocurrió en aproximadamente 70 días; por consiguiente $t_{90(\text{observado})}/t_{90(\text{estimado})} \approx 0.58$.

Se cree que el relativamente rápido asentamiento en el campo se debe a la presencia de un estrato de arena fina dentro de depósitos miocénicos.

CAPACIDAD PERMISIBLE DE CARGA

4.15 PRESIÓN PERMISIBLE DE CARGA EN ARENA BASADA EN CONSIDERACIONES DE ASENTAMIENTOS

Meyerhof (1956) propuso una correlación para la *presión de carga neta admisible* en cimentaciones con la resistencia de penetración estándar corregida, N_{cor}. La presión neta se define como

$$q_{\text{neta(adm)}} = q_{\text{adm}} - \gamma D_f$$

De acuerdo con la teoría de Meyerhof, para 1 pulgada (25.4 mm) de asentamiento máximo estimado

$$q_{neta(adm)}\ (kN/m^2) = 11.98N_{cor} \qquad (\text{para } B \le 1.22\ m) \tag{4.48}$$

$$q_{neta(adm)}\ (kN/m^2) = 7.99N_{cor}\left(\frac{3.28B+1}{3.28B}\right)^2 \qquad (\text{para } B > 1.22\ m) \tag{4.49}$$

donde N_{cor} = número de penetración estándar corregido

Note que en las ecuaciones (4.48) y (4.49) B está en metros.

En unidades inglesas,

$$q_{neta(adm)}\ (klb/pie^2) = \frac{N_{cor}}{4} \qquad (\text{para } B \le 4\ pies) \tag{4.50}$$

y

$$q_{neta(adm)}\ (klb/pie^2) = \frac{N_{cor}}{6}\left(\frac{B+1}{B}\right)^2 \qquad (\text{para } B > 4\ pies) \tag{4.51}$$

Desde que Meyerhof propuso su correlación original, los investigadores han observado que sus resultados son algo conservadores. Posteriormente Meyerhof (1965) sugirió luego que la presión neta admisible de carga debía incrementarse en aproximadamente 50%. Bowles (1977) propuso que la forma modificada de las ecuaciones para la presión de carga se expresen como

$$q_{neta(adm)}\ (kN/m^2) = 19.16N_{cor}F_d\left(\frac{S_e}{25.4}\right) \qquad (\text{para } B \le 1.22\ m) \tag{4.52}$$

$$q_{neta(adm)}\ (kN/m^2) = 11.98N_{cor}\left(\frac{3.28B+1}{3.28B}\right)^2 F_d\left(\frac{S_e}{25.4}\right) \qquad (\text{para } B > 1.22\ m) \tag{4.53}$$

donde F_d = factor $= 1 + 0.33(D_f/B) \le 1.33$ (4.54)
S_e = asentamiento tolerable, en mm

De nuevo, la unidad de B está en metros.

En unidades inglesas

$$q_{neta(adm)}\ (klb/pie^2) = \frac{N_{cor}}{2.5}F_dS_e \qquad (\text{para } B \le 4\ pies) \tag{4.55}$$

$$q_{neta(adm)}\ (klb/pie^2) = \frac{N_{cor}}{4}\left(\frac{B+1}{B}\right)^2 F_dS_e \qquad (\text{para } B > 4\ pies) \tag{4.56}$$

donde F_d está dada por la ecuación (4.54)
S_e = asentamiento tolerable, en pulgadas

En base a las ecuaciones (4.55) y (4.56), las variaciones de $q_{neta(adm)}/(F_d S_e)$ con B y N_{cor} se dan en la figura 4.30.

Las relaciones empíricas presentadas motivan algunas preguntas. Por ejemplo, ¿qué valor del número de penetración estándar debe usarse y cuál es el efecto del nivel del agua freática sobre la capacidad de carga neta admisible? El valor de diseño de N_{cor} debe determinarse tomando en cuenta los valores N_{cor} para una profundidad de $2B$ a $3B$, medida desde el fondo de la cimentación. Muchos ingenieros son también de la opinión de que el valor N_{cor} debe reducirse algo si el nivel del agua freática está cercano a la cimentación. Sin embargo, el autor cree que esta reducción no es requerida porque la resistencia a la penetración refleja la localización del nivel del agua freática.

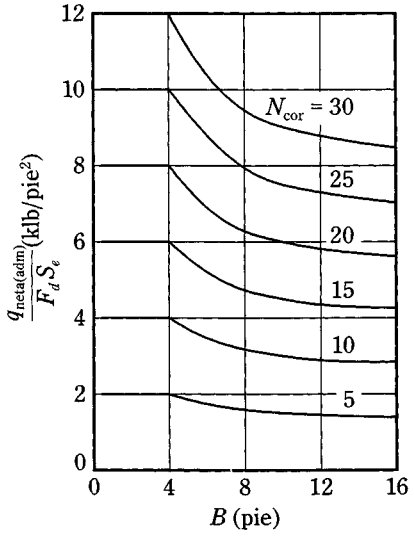
Meyerhof (1956) también preparó relaciones empíricas para la capacidad de carga neta admisible de cimentaciones basadas en la resistencia a la penetración de cono q_c:

$$q_{neta(adm)} = \frac{q_c}{15} \qquad \text{(para } B \leq 1.22 \text{ m y asentamiento de 25.4 mm)} \tag{4.57}$$

y

$$q_{neta(adm)} = \frac{q_c}{25}\left(\frac{3.28B + 1}{3.28B}\right)^2 \qquad \text{(para } B > 1.22 \text{ m y asentamiento de 25.4 mm)} \tag{4.58}$$

Note que en las ecuaciones (4.57) y (4.58), las unidades de B están en metros y las unidades de $q_{neta(adm)}$ y q_c en kN/m^2.



▼ **FIGURA 4.30** Gráfica de $q_{neta(adm)}/F_d S_e$ *versus* B; Ecs. (4.55) y (4.56)

En unidades inglesas

$$q_{\text{neta(adm)}}\ (\text{lb/pie}^2) = \frac{q_c(\text{lb/pie}^2)}{15} \quad \text{(para } B \leq 4 \text{ pies y asentamiento de 1 pulg)} \tag{4.59}$$

y

$$q_{\text{neta(adm)}}\ (\text{lb/pie}^2) = \frac{q_c(\text{lb/pie}^2)}{25}\left(\frac{B+1}{B}\right)^2$$

(para $B > 4$ pies y asentamiento de 1 pulg) (4.60)

Note que en las ecuaciones (4.59) y (4.60), las unidades de B están en pies.

La consideración básica detrás del desarrollo de esas correlaciones es que, si el asentamiento máximo no es más de 1 pulgada (25.4 mm) para cualquier cimentación, el asentamiento diferencial no será mayor de 0.75 pulgada (19 mm). Éstos son probablemente los límites admisibles para la mayoría de los diseños de cimentaciones para edificios.

4.16 PRUEBA DE CARGA EN CAMPO

La capacidad de carga-soporte última de una cimentación, así como la capacidad de carga admisible basada en consideraciones de asentamiento tolerable, se determinan efectivamente con la prueba de carga en campo. A ésta se le llama *prueba de carga de placa* (ASTM, 1982; designación de la prueba: D-1194-72). Las placas usadas para pruebas de campo son usualmente de acero y de 25 mm (1 pulgada) de espesor y de 150 mm a 762 mm (6 pulg a 30 pulg) de diámetro. Ocasionalmente se usan también placas cuadradas de 305 mm × 305 mm (12 pulg × 12 pulg).

Para realizar una prueba de placa de carga, se excava un agujero con un diámetro mínimo $4B$ (B = diámetro de la placa de prueba) a una profundidad de D_f (D_f = profundidad de desplante de la cimentación propuesta). La placa se coloca en el centro del agujero. La carga se aplica a la placa por pasos, aproximadamente de un cuarto a un quinto de la carga última estimada, por medio de un gato. Un diagrama esquemático del arreglo de la prueba se muestra en la figura 4.31a. Durante cada etapa de aplicación de la carga, el asentamiento de la placa se mide con extensómetros. Por lo menos una hora debe transcurrir entre cada etapa de aplicación de la carga. La prueba debe conducirse hasta la falla, o por lo menos hasta que la placa se haya asentado 25 mm (1 pulg). La figura 4.32 muestra la naturaleza de la curva carga-asentamiento obtenida de tales pruebas, de la cual se determina la carga última por área unitaria.

Para pruebas en arcilla,

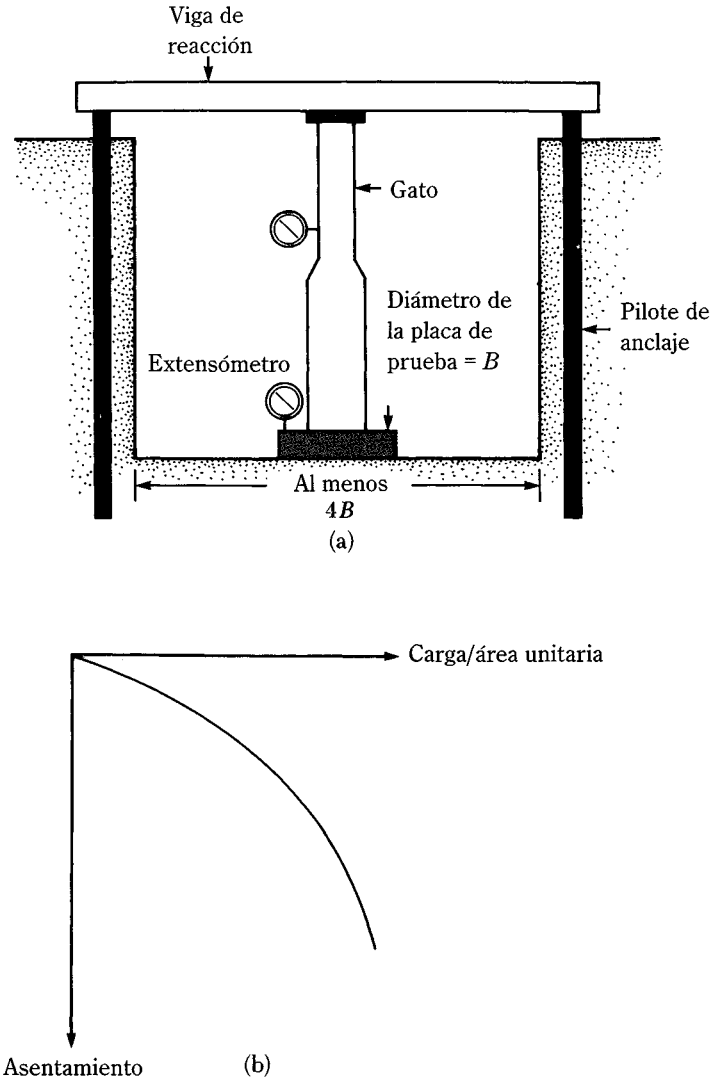
$$q_{u(F)} = q_{u(P)} \tag{4.61}$$

donde $q_{u(F)}$ = capacidad de carga última de la cimentación propuesta
$q_{u(P)}$ = capacidad de carga última de la placa de prueba

La ecuación (4.61) implica que la capacidad de carga última en arcilla es virtualmente independiente del tamaño de la placa.

Para pruebas en suelos arenosos,

$$q_{u(F)} = q_{u(P)}\frac{B_F}{B_P} \tag{4.62}$$

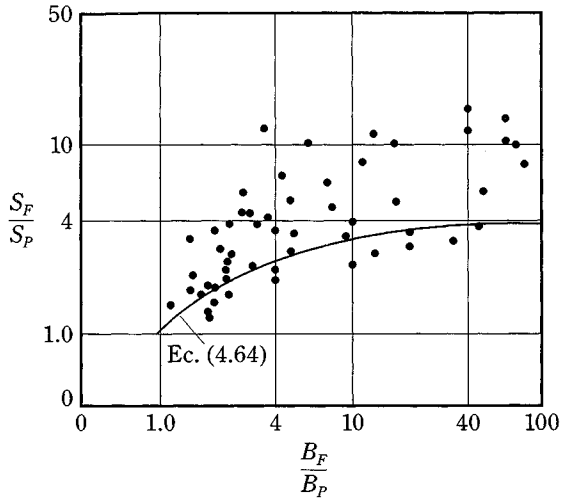


▼ **FIGURA 4.31** Prueba de la placa de carga: (a) arreglo de la prueba; (b) naturaleza de la curva carga-asentamiento

donde B_F = ancho de la cimentación
B_P = ancho de la placa de prueba

La capacidad de carga admisible de una cimentación, basada en consideraciones de asentamiento y para una intensidad dada de carga, q_o, es

$$S_F = S_P \frac{B_F}{B_P} \quad \text{(para suelo arcilloso)} \tag{4.63}$$



▼ **FIGURA 4.32** Comparación de los resultados de pruebas de campo con la Ec. (4.64) (según D'Appolonia y otros, 1970)

y

$$S_F = S_P \left(\frac{2B_F}{B_F + B_P}\right)^2 \quad \text{(para suelo arenoso)} \tag{4.64}$$

La relación anterior se basa en el trabajo de Terzaghi y Peck (1967). La figura 4.32 muestra una comparación de varios resultados de pruebas de campo a gran escala con la ecuación (4.64). En base a la comparación, puede decirse que la fórmula da aproximaciones bastante buenas.

Housel (1929) propuso un procedimiento diferente para determinar la capacidad de carga-soporte de cimentaciones superficiales en base a consideraciones de asentamientos:

1. Se requiere encontrar las dimensiones de una cimentación que soporte una carga Q_o con un asentamiento admisible $S_{e(\text{adm})}$.
2. Realizar dos pruebas de placa de carga con placas de diámetros B_1 y B_2.
3. De las curvas carga-asentamiento obtenidas en el paso 2, determine las cargas totales sobre las placas (Q_1 y Q_2) que corresponden al asentamiento $S_{e(\text{adm})}$. Para la placa no. 1, la carga total se expresa como

$$Q_1 = A_1 m + P_1 n \tag{4.65}$$

Similarmente, para la placa no. 2

$$Q_2 = A_2 m + P_2 n \tag{4.66}$$

donde A_1, A_2 = áreas de las placas no. 1 y no. 2, respectivamente
P_1, P_2 = perímetros de las placas no. 1 y no. 2, respectivamente
m, n = dos constantes que corresponden a la presión de carga y al cortante perimetral, respectivamente

Los valores de m y n se determinan resolviendo las ecuaciones (4.65) y (4.66).

4. Para la cimentación por diseñarse,

$$Q_0 = Am + Pn \tag{4.67}$$

donde A = área de la cimentación
P = perímetro de la cimentación

Como Q_o, m y n son conocidas, la ecuación (4.67) se resuelve para determinar el ancho de la cimentación.

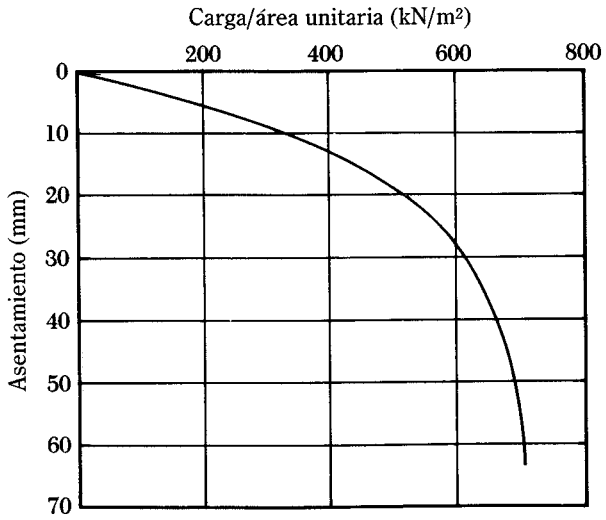
▼ EJEMPLO 4.7

Los resultados de una prueba de placa de carga en un suelo arenoso se muestran en la figura 4.33. El tamaño de la placa es 0.305 m × 0.305 m. Determine el tamaño de una cimentación cuadrada para columna que debe soportar una carga de 2500 kN con un asentamiento máximo de 25 mm.

Solución: El problema tiene que resolverse por tanteos. Use la siguiente tabla y la ecuación (4.64):

Q_o (kN) (1)	Suponga ancho B_F (m) (2)	$q_o = \frac{Q_o}{B_F^2}$ (kN/m²) (3)	S_p correspondiente a q_o en la columna 3 (mm) (4)	S_F de la Ec. (4.64) (mm) (5)
2500	4.0	156.25	4.0	13.81
2500	3.0	277.80	8.0	26.37
2500	3.2	244.10	6.8	22.67

Una zapata para columna con dimensiones de **3.2 m × 3.2 m** será apropiada.



▼ FIGURA 4.33 ▲

▼ EJEMPLO 4.8

Los resultados de dos pruebas de placa de carga se dan en la siguiente tabla:

Diámetro de la placa, B (m)	Carga total, Q (kN)	Asentamiento (mm)
0.305	32.2	20
0.610	71.8	20

Una zapata cuadrada para columna tiene que construirse para soportar una carga total de 715 kN. El asentamiento tolerable es de 20 mm. Determine el tamaño de la cimentación.

Solución: Use las ecuaciones (4.65) y (4.66):

$$32.2 = \frac{\pi}{4}(0.305)^2 m + \pi(0.305)n \tag{a}$$

$$71.8 = \frac{\pi}{4}(0.610)^2 m + \pi(0.610)n \tag{b}$$

De (a) y (b),

$$m = 50.68 \text{ kN/m}^2$$

$$n = 29.75 \text{ kN/m}$$

Para la cimentación por diseñarse [ec. (4.67)],

$$Q_0 = Am + Pn$$

o

$$Q_0 = B_F^2 m + 4B_F n$$

Para $Q_o = 715$ kN,

$$715 = B_F^2(50.68) + 4B_F(29.75)$$

o

$$50.68B_F^2 + 119B_F - 715 = 0$$

$$B_f \approx \mathbf{2.8\ m}$$

▲

▼ EJEMPLO 4.9

Va a construirse una cimentación superficial cuadrada para una columna. La cimentación deberá soportar una carga neta vertical de 1000 kN y el suelo es arena. Los números de penetración estándar obtenidos de exploración de campo se dan en la figura

4.34. Suponga que la profundidad de la cimentación será de 1.5 m y el asentamiento tolerable de 25.4 mm. Determine el tamaño de la cimentación.

Solución: Los números de penetración estándar tienen que corregirse usando la relación de Liao y Whitman (tabla 2.4). Esto se hace en la siguiente tabla:

Profundidad (m)	Valor de N_F de campo	σ_o' (kN/m^2)	N_{cor}^a corregido
2	3	31.4	7
4	7	62.8	9
6	12	94.2	12
8	12	125.6	11
10	16	157.0	13
12	13	188.4	9
14	12	206.4	8
16	14	224.36	9
18	18	242.34	11

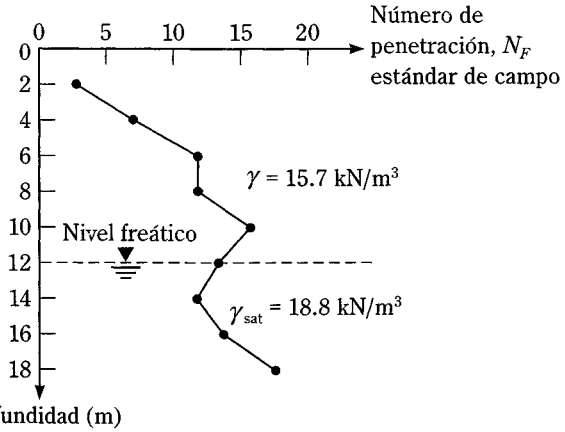
[a]Redondeado

De la tabla se tiene que un valor N_{cor} promedio corregido de aproximadamente 10 será apropiado. Usando la ecuación (4.53)

$$q_{neta(adm)} = 11.98N_{cor}\left(\frac{3.28B+1}{3.28B}\right)^2 F_d\left(\frac{S_e}{25.4}\right)$$

El S_e admisible es de 25.4 mm y $N_{cor} = 10$, por lo que

$$q_{neta(adm)} = 119.8\left(\frac{3.28B+1}{3.28B}\right)^2 F_d$$



▼ FIGURA 4.34

La siguiente tabla puede ahora prepararse para los cálculos de tanteos:

B (m)	F_2^a	$q_{neta(adm)}$ (kN/m^2)	$Q_o = q_{neta(adm)} \times B^2$ (kN)
2	1.248	197.24	788.96
2.25	1.22	187.19	947.65
2.3	1.215	185.46	981.1
2.4	1.206	182.29	1050.0
2.5	1.198	179.45	1121.56

[a] D_f = 1.5 m

Como la Q_o requerida es de 1000 kN, B será aproximadamente igual a **2.4 m.** ▲

4.17 CAPACIDAD DE CARGA PRESUPUESTA

Varios reglamentos de construcción (por ejemplo, Uniform Building Code, Chicago Building Code, New York Building Code) especifican la capacidad de carga admisible de cimentaciones sobre varios tipos de suelos. Para construcciones menores, ellos proporcionan a menudo directrices bastante aceptables. Sin embargo, esos valores de la capacidad de carga se basan principalmente en una clasificación *visual* de los suelos cercanos a la superficie. Éstos generalmente no toman en cuenta factores tales como la historia de los esfuerzos del suelo, localización del nivel freático, profundidad de la cimentación y el asentamiento tolerable. Por tanto, para grandes proyectos de construcción, los valores presupuestos de los reglamentos deben usarse únicamente como guías.

4.18 ASENTAMIENTOS TOLERABLES EN EDIFICIOS

Como se recalca en este capítulo, el análisis por asentamiento es una parte importante del diseño y construcción de cimentaciones. Grandes asentamientos de varias componentes de una estructura pueden conducir a un daño considerable y/o a interferir con un funcionamiento apropiado de la estructura. Se realizaron estudios limitados para evaluar las condiciones para asentamientos tolerables de varios tipos de estructuras (por ejemplo, Bjerrum, 1963; Burland y Worth, 1974; Grant y otros, 1974; Polshin y Tokar, 1957; y Wahls, 1981). Este último hizo un excelente resumen de esos estudios.

La figura 4.35 da los parámetros para la definición de asentamiento tolerable. La figura 4.35a es para una estructura que ha sufrido un asentamiento sin inclinación y la 4.35b con inclinación.

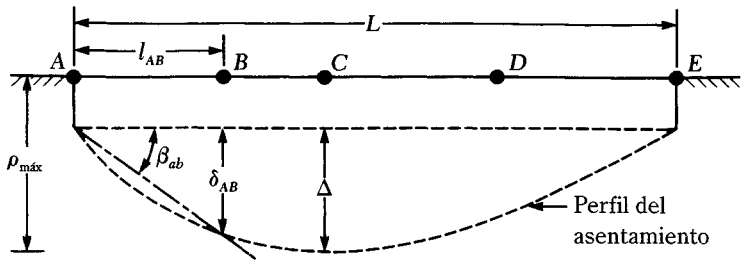
Los parámetros son

ρ_i = desplazamiento vertical total en el punto i

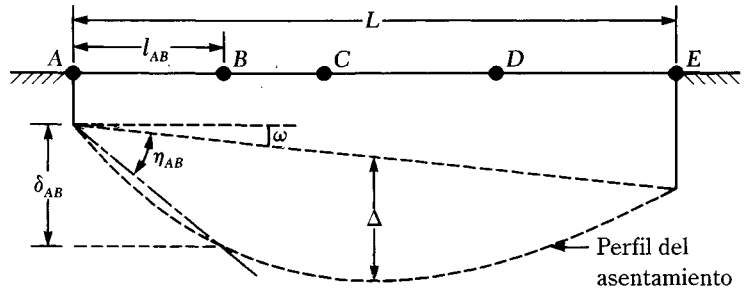
δ_{ij} = asentamiento diferencial entre los puntos i y j

Δ = deflexión relativa

ω = inclinación



(a) Asentamiento sin inclinación



(b) Asentamiento con inclinación

▼ **FIGURA 4.35** Parámetros para la definición del asentamiento tolerable (dibujo según Wahls, 1981)

$$\eta_{ij} = \frac{\delta_{ij}}{l_{ij}} - \omega = \text{distorsión angular}$$

$$= \text{tasa de deflexión}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \text{dimensión lateral de la estructura}$$

Bjerrum (1963) proporcionó las condiciones de la distorsión angular *límite*, η, para varias estructuras (véase la tabla 4.6).

Polshin y Tokar (1957) presentaron los criterios de asentamiento del Código de Construcción 1955 de la Unión Soviética. Éstos se basaron en la experiencia obtenida de observaciones de asentamientos de cimentaciones a lo largo de 25 años. Las tablas 4.7 y 4.8 presentan los criterios.

CIMENTACIONES CON SUELO REFORZADO

4.19 CIMENTACIÓN SUPERFICIAL SOBRE SUELO REFORZADO

En el capítulo 3 se mencionó que la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales puede mejorarse incluyendo refuerzo de tensión tal como tiras metálicas, geotextiles y geomallas en el suelo que soporta la cimentación. El procedimiento para

▼ **TABLA 4.6** Distorsión angular límite recomendada por Bjerrum[a]

Tipo de daño potencial	η
Peligro para maquinaria sensible a asentamientos	1/750
Peligro para marcos con diagonales	1/600
Límite seguro para no agrietamiento de edificios[b]	1/500
Primer agrietamiento de muros	1/300
Dificultades con grúas elevadas	1/300
La inclinación de edificios altos rígidos resulta visible	1/250
Agrietamientos considerables de muros de tableros y de ladrillos	1/150
Peligro de daño estructural a edificios en general	1/150
Límite seguro para muros flexibles de ladrillos, $L/H > 4$[b]	1/150

[a] Según Wahls (1981)
[b] Los límites seguros incluyen un factor de seguridad. H = altura del edificio

▼ **TABLA 4.7** Criterios de asentamientos admisibles: Reglamento[a] de construcción de la Unión Soviética 1955

Tipo de estructura	Arena y arcilla dura	Arcilla plástica
(a) η		
Cimentaciones de columnas de edificios civiles e industriales:		
Para estructuras de acero y concreto reforzado	0.002	0.002
Para filas extremas de columnas con revestimiento de ladrillo	0.007	0.001
Para estructuras donde no se presenta deformación auxiliar durante el asentamiento no uniforme de las cimentaciones	0.005	0.005
Inclinación de chimeneas, torres, silos, etc.	0.004	0.004
Grúas	0.003	0.003
(b) Δ/L		
Muros simples de ladrillo		
Para habitaciones de varios niveles y edificios civiles para $L/H \leq 3$	0.0003	0.0004
para $L/H \geq 5$	0.0005	0.0007
Para edificios fabriles de un solo nivel	0.0010	0.0010

[a] Según Wahls (1981). H = altura del edificio

diseñar las cimentaciones superficiales por condición de asentamiento límite (es decir, la capacidad de carga admisible) con capas de geomallas como refuerzo está aún en las etapas de investigación y desarrollo. Sin embargo, el problema de la capacidad de carga admisible de cimentaciones superficiales que descansan sobre suelo granular con tiras metálicas fue estudiado en detalle por Binquet y Lee (1975a, b), que propusieron el método racional de diseño que se presenta en las siguientes secciones.

▼ **TABLA 4.8** Asentamientos promedio admisibles para diferentes tipos de edificios[a]

Tipo de edificio	Asentamiento promedio admisible, pulg (mm)
Edificio con muros de ladrillo	
$L/H \geq 2.5$	3 (80)
$L/H \leq 1.5$	4 (100)
Edificio con muros de ladrillos reforzados con concreto armado o ladrillos reforzados	6 (150)
Edificio a base de marcos	4 (100)
Cimentaciones sólidas de concreto reforzado de chimeneas, silos, torres, etc.	12 (300)

[a] Según Wahls (1981). H = altura del edificio

4.20 CIMENTACIÓN CORRIDA SOBRE SUELO GRANULAR REFORZADO CON TIRAS METÁLICAS

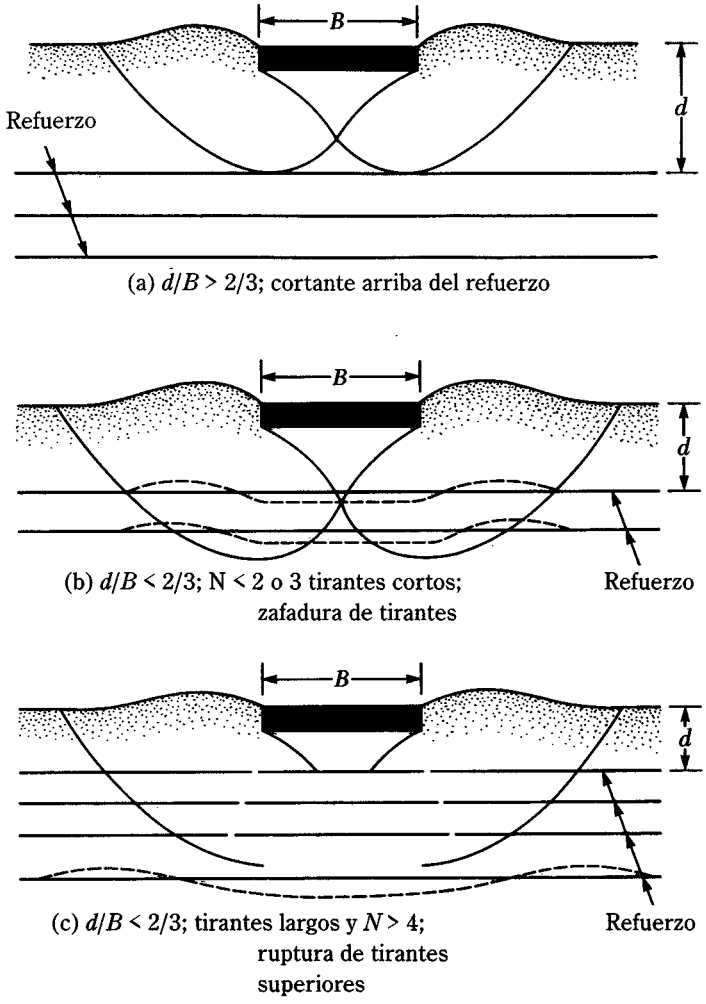
Modo de falla

La naturaleza de la falla por capacidad de carga de una cimentación superficial corrida que descansa sobre una masa de suelo compacta y homogénea, se mostró en la figura 3.1a. En contraste, si se colocan capas de tiras de refuerzo o *tirantes* en el suelo bajo una cimentación superficial corrida, la naturaleza de la falla en la masa del suelo será como se muestra en la figura 4.36a, b y c.

El tipo de falla en la masa del suelo mostrada en la figura 4.36a ocurre generalmente cuando la primera capa de refuerzo se coloca a una profundidad, d, mayor que aproximadamente $\frac{2}{3}B$ (B = ancho de la cimentación). Si los refuerzos en la primera capa son fuertes y están suficientemente concentrados, pueden actuar como una base rígida a una profundidad limitada. La capacidad de carga de cimentaciones en tales casos se evalúa por la teoría presentada por Mandel y Salencon (1972). Resultados experimentales de laboratorio para la capacidad de carga de cimentaciones superficiales que descansan sobre un estrato de arena con una base rígida a una profundidad limitada, también fueron proporcionados por Meyerhof (1974), Pfeifle y Das (1979) y Das (1981).

El tipo de falla mostrado en la figura 4.36b ocurre si d/B es menor que $\frac{2}{3}$ aproximadamente y el número de capas de refuerzo, N, es menor que 2 o 3 aproximadamente. En este tipo de falla tiene lugar la extracción de los tirantes de refuerzo.

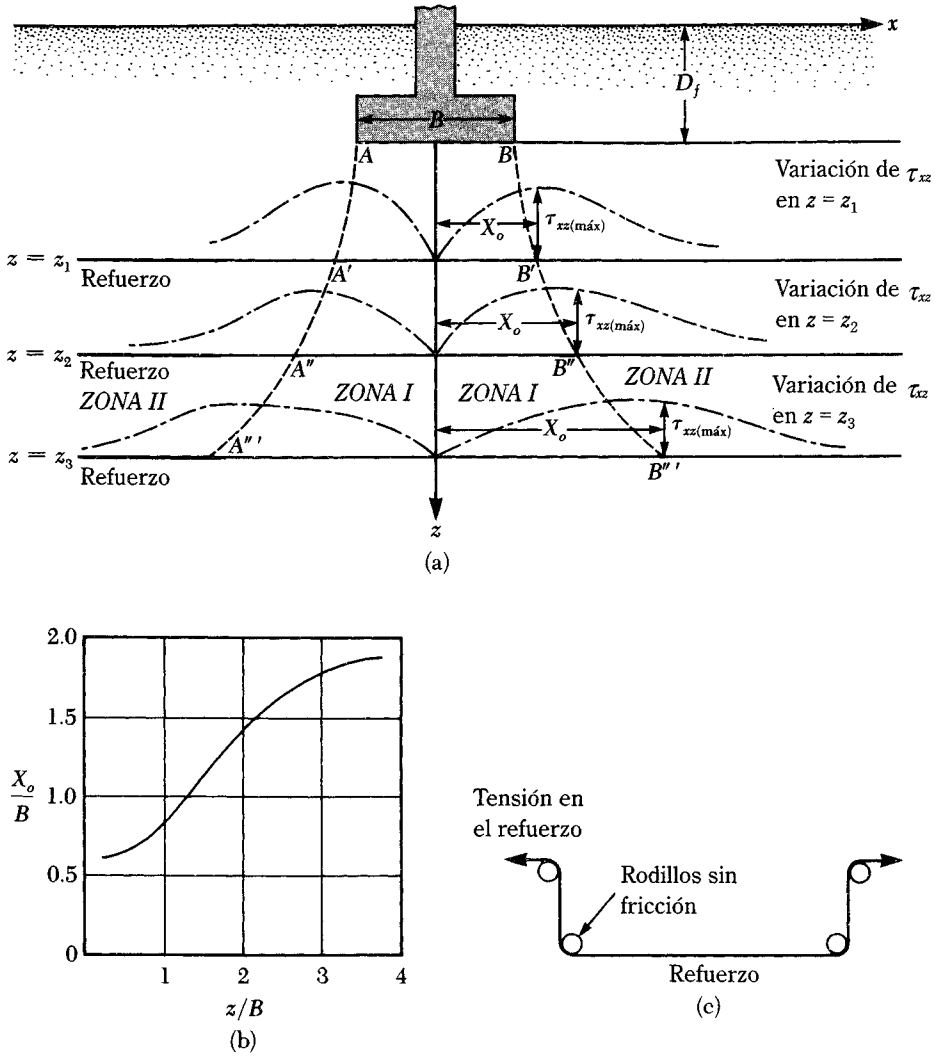
El efecto más benéfico de la tierra reforzada se obtiene cuando d/B es menor que $\frac{2}{3}$ aproximadamente y el número de capas de refuerzo es mayor que 4 pero no mayor que 6 o 7. En este caso, la masa de suelo falla cuando los tirantes superiores se rompen (véase la figura 4.36c).



▼ **FIGURA 4.36** Tres modos de falla por capacidad de carga en tierra armada (dibujos según Binquet y Lee, 1975b)

Localización de la superficie de falla

La figura 4.37 muestra una condición idealizada para el desarrollo de la superficie de falla en el suelo para la condición mostrada en la figura 4.36c. Ésta consta de una zona central (zona I) inmediatamente abajo de la cimentación, que se asienta junto con la cimentación al aplicarse la carga. A cada lado de la zona I, el suelo es empujado hacia afuera y hacia arriba; esta es la zona II. Los puntos $A', A'', A''', \ldots$, y $B', B'', B''', \ldots$, que definen las líneas límite entre las zonas I y II, se obtienen considerando la distribución del esfuerzo cortante τ_{xz} en el suelo causada por la carga de la cimentación. El término τ_{xz} se refiere al esfuerzo cortante desarrollado a una profundidad z por debajo de la



▼ **FIGURA 4.37** Mecanismo de falla bajo una cimentación soportada por tierra armada [parte (b) según Binquet y Lee, 1975b]

cimentación a una distancia x medida desde el centro de línea de la cimentación. Si se efectúa la integración de la ecuación de Bousinnesq, τ_{xz} queda dada por la relación

$$\tau_{xz} = \frac{4bq_R xz^2}{\pi[(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4b^2z^2]} \tag{4.68}$$

donde b = medio ancho de la cimentación = $B/2$
B = ancho de la cimentación
q_R = carga por área unitaria de la cimentación

La variación de τ_{xz} a cualquier profundidad z se muestra por las líneas interrumpidas en la figura 4.37a. Los puntos A' y B' se refieren a los puntos en que el valor de τ_{xz} es

máximo en $z = z_1$. Similarmente, A'' y B'' se refieren a los puntos en que τ_{xz} es máximo en $z = z_2$. Las distancias $x = X_o$ en que el valor máximo de τ_{xz} ocurre, toma una forma adimensional y se muestran en la figura 4.37b.

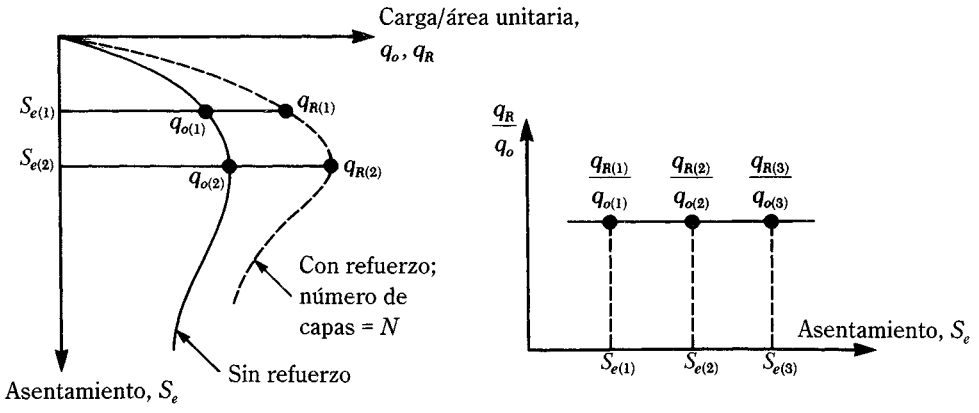
Fuerza inducida en los tirantes de refuerzo

Las hipótesis necesarias para obtener la fuerza en un tirante a cualquier profundidad son las siguientes:

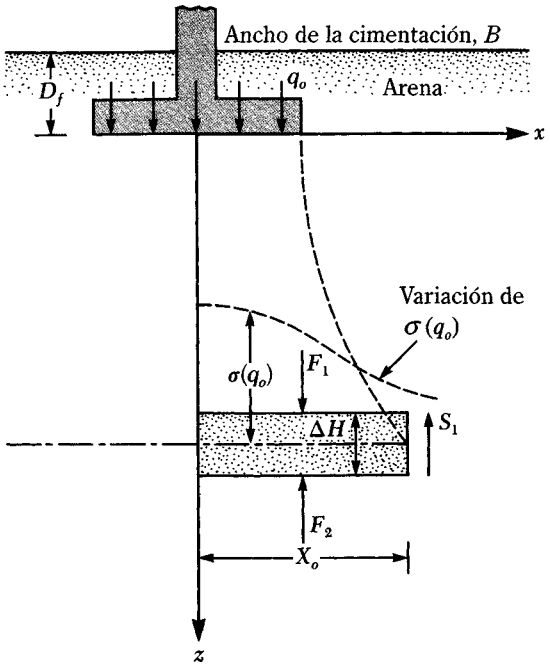
1. Bajo la aplicación de la presión de carga por la cimentación, los tirantes de refuerzo en los puntos $A', A'', A''', \ldots$, y $B', B'', B''', \ldots$, toman la forma mostrada en la figura 4.37c. Es decir, los tirantes tienen dos dobleces en ángulo recto a cada lado de la zona I alrededor de dos rodillos sin fricción.
2. Para N capas de refuerzo, la relación de la carga por área unitaria sobre la cimentación soportada por tierra reforzada, q_R, entre la carga por área unitaria sobre la cimentación soportada por tierra sin refuerzo, q_o, es constante, independientemente de la magnitud S del asentamiento (véase la figura 4.38). Binquet y Lee (1975a) probaron esta relación en experimentos de laboratorio.

La figura 4.39a muestra una cimentación corrida soportada por suelo no reforzado y sometida a una carga q_o por área unitaria. Similarmente, la figura 4.39b muestra una cimentación corrida soportada por una capa de suelo reforzado (una capa de refuerzo, o $N = 1$) y sometida a una carga q_R por área unitaria. (Debido a la simetría, sólo la mitad de la cimentación se muestra en la figura 4.39). En ambos casos, es decir en las figuras 4.39a y 4.39b, considere el asentamiento igual a S_e. Para la mitad de cada cimentación en estudio, las siguientes son las fuerzas por unidad de longitud sobre un elemento de suelo de espesor ΔH localizado a una profundidad z.

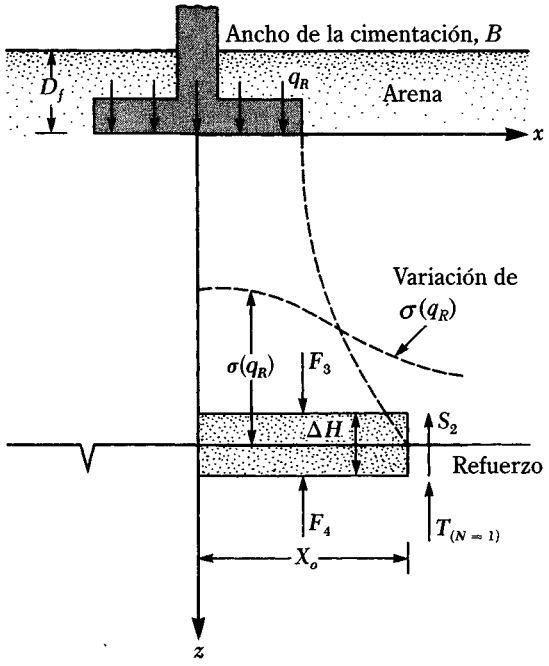
Caso no reforzado F_1 y F_2 son las fuerzas verticales y S_1 es la fuerza cortante. Por lo tanto, por equilibrio,



▼ **FIGURA 4.38** Relación entre la carga por área unitaria y el asentamiento para cimentaciones que descansan sobre suelo reforzado y no reforzado

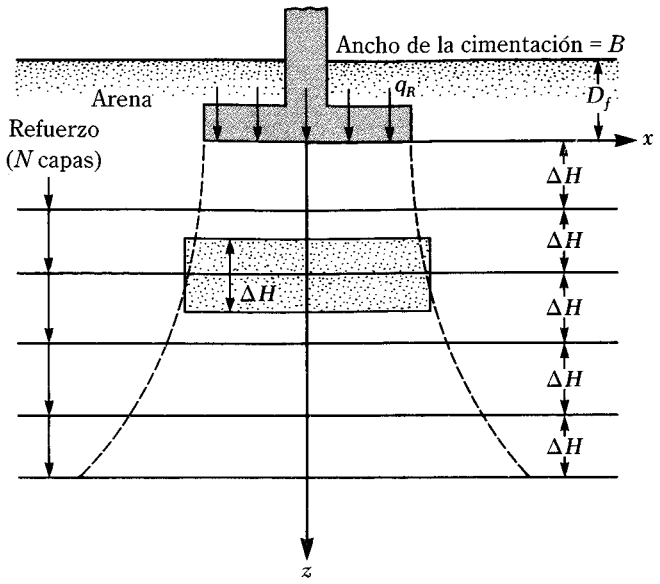


(a) Cimentación de suelo no reforzado



(b) Cimentación de suelo reforzado (una capa de refuerzo)

▼ **FIGURA 4.39** Obtención de la Ec. (4.87)



(c) Cimentación sobre suelo reforzado (N capas de refuerzo)

▼ **FIGURA 4.39** (Continuación)

$$F_1 - F_2 - S_1 = 0 \tag{4.69}$$

Caso reforzado Aquí, F_3 y F_4 son las fuerzas verticales, S_2 es la fuerza cortante y $T_{(N=1)}$ es la fuerza de tensión desarrollada en el refuerzo. La fuerza $T_{(N=1)}$ es vertical debido a la hipótesis hecha para la deformación del refuerzo, como muestra la figura 4.37c. Entonces

$$F_3 - F_4 - S_2 - T_{(N=1)} = 0 \tag{4.70}$$

Si el asentamiento de la cimentación, S_e, es el mismo en ambos casos,

$$F_2 = F_4 \tag{4.71}$$

Restando la ecuación (4.69) de la (4.70) y usando la relación dada en la ec. (4.71), se obtiene

$$T_{(N=1)} = F_3 - F_1 - S_2 + S_1 \tag{4.72}$$

Note que la fuerza F_1 es causada por el esfuerzo vertical, σ, sobre el elemento de suelo en consideración como resultado de la carga q_o sobre la cimentación. Similarmente, F_3 es causada por el esfuerzo vertical impuesto sobre el elemento de suelo como resultado de la carga q_R. Por lo tanto

$$F_1 = \int_0^{X_o} \sigma\,(q_o)\,dx \tag{4.73}$$

$$F_3 = \int_0^{X_o} \sigma(q_R)\, dx \tag{4.74}$$

$$S_1 = \tau_{xz}(q_o)\, \Delta H \tag{4.75}$$

$$S_2 = \tau_{xz}(q_R)\, \Delta H \tag{4.76}$$

donde $\sigma(q_o)$ y $\sigma(q_R)$ son los esfuerzos verticales a una profundidad z causados por las cargas q_o y q_R sobre la cimentación
$\tau_{xz}(q_o)$ y $\tau_{xz}(q_R)$ son los esfuerzos cortantes a una profundidad z y a una distancia X_o desde el centro de línea causados por las cargas q_o y q_R

Integrando la solución de Boussinesq, se obtiene

$$\sigma(q_o) = \frac{q_o}{\pi}\left[\tan^{-1}\frac{z}{x-b} - \tan^{-1}\frac{z}{x+b} - \frac{2bz(x^2 - z^2 - b^2)}{(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4b^2z^2}\right] \tag{4.77}$$

$$\sigma(q_R) = \frac{q_R}{\pi}\left[\tan^{-1}\frac{z}{x-b} - \tan^{-1}\frac{z}{x+b} - \frac{2bz(x^2 - z^2 - b^2)}{(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4b^2z^2}\right] \tag{4.78}$$

$$\tau_{xz}(q_o) = \frac{4bq_oX_oz^2}{\pi[(X_o^2 + z^2 - b^2)^2 + 4b^2z^2]} \tag{4.79}$$

$$\tau_{xz}(q_R) = \frac{4bq_RX_oz^2}{\pi[(X_o^2 + z^2 - b^2)^2 + 4b^2z^2]} \tag{4.80}$$

donde $b = B/2$.

El procedimiento para la obtención de las ecuaciones (4.77) a la (4.80) no se presenta aquí; para esto, vea un texto sobre mecánica de suelos (por ejemplo, Das, 1997). La sustitución apropiada de las ecuaciones (4.77) a la (4.80) en las ecuaciones (4.73) a la (4.76) y simplificando, se obtiene

$$F_1 = A_1q_oB \tag{4.81}$$

$$F_3 = A_1q_RB \tag{4.82}$$

$$S_1 = A_2q_o\Delta H \tag{4.83}$$

$$S_2 = A_2q_R\Delta H \tag{4.84}$$

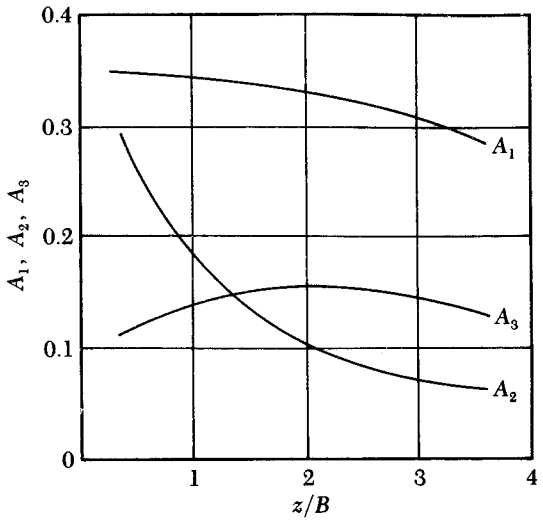
donde A_1 y $A_2 = f(z/B)$.

Las variaciones de A_1 y A_2 con la profundidad adimensional z se dan en la figura 4.40.

Sustituyendo las ecuaciones (4.81)-(4.84) en la (4.72), resulta

$$\begin{aligned} T_{(N=1)} &= A_1q_RB - A_1q_oB - A_2q_R\Delta H + A_2q_o\Delta H \\ &= A_1B(q_R - q_o) - A_2\Delta H(q_R - q_o) \\ &= q_o\left(\frac{q_R}{q_o} - 1\right)(A_1B - A_2\Delta H) \end{aligned} \tag{4.85}$$

Note que la derivación de la (4.85) se basó en la hipótesis de que hay sólo una capa de refuerzo bajo la cimentación mostrada en la figura 4.39b. Sin embargo, si se tienen N



▼ **FIGURA 4.40** Variación de A_1, A_2 y A_3 con z/B (según Binquet y Lee, 1975b)

capas de refuerzo bajo la cimentación con separación centro a centro igual a ΔH, como muestra la figura 4.39c, se hace la hipótesis de que

$$T_{(N)} = \frac{T_{(N=1)}}{N} \tag{4.86}$$

Combinando las ecuaciones (4.85) y (4.86), resulta

$$T_{(N)} = \frac{1}{N}\left[q_o \left(\frac{q_R}{q_o} - 1\right)(A_1 B - A_2 \Delta H) \right] \tag{4.87}$$

La unidad de $T_{(N)}$ en la ecuación (4.87) es de lb/pie (o kN/m) por unidad de longitud de cimentación.

4.21 FACTOR DE SEGURIDAD PARA TIRANTES CONTRA RUPTURA Y ZAFADURA

Una vez que las fuerzas que se desarrollan en cada capa como resultado de la carga sobre la cimentación fueron calculadas con la ecuación (4.87), el ingeniero debe determinar si los tirantes a cualquier profundidad z fallarán por *ruptura* o por *zafadura*. El factor de seguridad contra ruptura de un tirante a cualquier profundidad z debajo de la cimentación se calcula con

$$FS_{(B)} = \frac{wtnf_y}{T_{(N)}} \tag{4.88}$$

donde $FS_{(B)}$ = factor de seguridad contra ruptura
w = ancho de un solo tirante
t = espesor de cada tirante
n = número de tirantes por longitud unitaria de cimentación
f_y = resistencia a la fluencia o a la ruptura del material de los tirantes

El término *wn* se define como la *razón de densidad lineal, LDR*, por lo que

$$FS_{(B)} = \left[\frac{tf_y}{T_{(N)}}\right](LDR) \tag{4.89}$$

La resistencia por zafadura del tirante se obtiene de la resistencia por fricción entre el suelo y los tirantes a cualquier profundidad. De los principios fundamentales de la estática, sabemos que la fuerza de fricción por longitud unitaria de la cimentación que se opone a la zafadura del tirante a cualquier profundidad z (figura 4.41) es

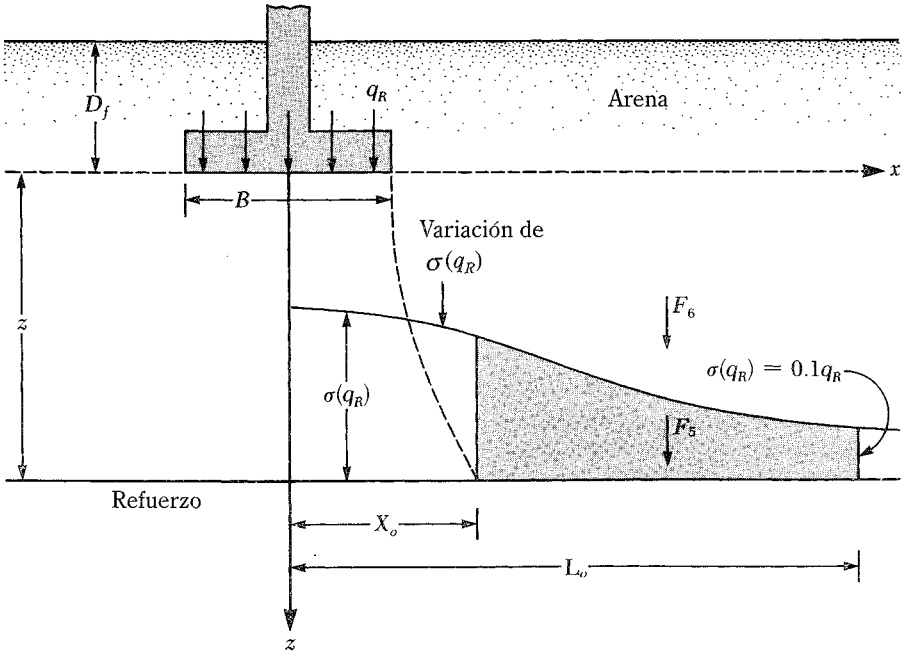
$$F_B = 2 \tan \phi_\mu [\text{fuerza normal}] \tag{4.90}$$

$$= 2 \tan \phi_\mu \left[\underbrace{(LDR)\int_{X_o}^{L_o} \sigma(q_R)\, dx}_{\text{Debido a la carga de la cimentación} = F_5} + \underbrace{(LDR)(\gamma)(L_o - X_o)(z + D_f)}_{\text{Debido a la presión efectiva de sobrecarga} = F_6}\right]$$

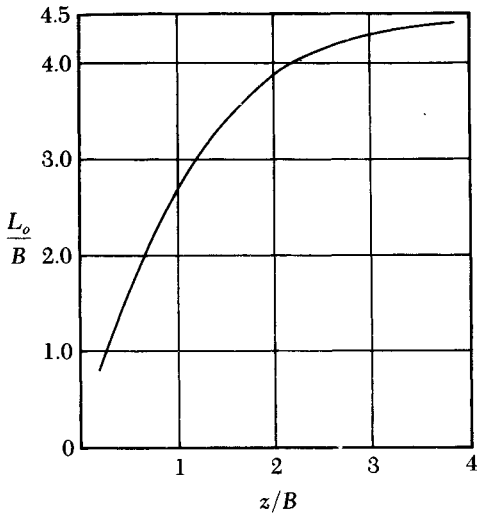
↑
Dos lados de la corbata (es decir, arriba y abajo)

donde γ = peso específico del suelo
D_f = profundidad de la cimentación
ϕ_μ = ángulo de fricción tirante-suelo

La relación para $\sigma(q_R)$ fue definida en la ecuación (4.78). El valor de $x = L_o$ se supone generalmente como la distancia a la que $\sigma(q_R)$ es igual a $0.1q_R$. El valor de L_o



▼ **FIGURA 4.41** Obtención de la Ec. (4.91)



▼ **FIGURA 4.42** Variación de L_o/B con z/B (según Binquet y Lee, 1975b)

como función de la profundidad z se da en la figura 4.42. La ecuación (4.90) se simplifica a

$$F_B = 2 \tan \phi_\mu (LDR) \left[A_3 B q_o \left(\frac{q_R}{q_o}\right) + \gamma (L_o - X_o)(z + D_f) \right] \tag{4.91}$$

donde A_3 es una cantidad adimensional que se expresa como función de la profundidad (z/B) (véase la figura 4.40)

El factor de seguridad contra zafadura del tirante, $FS_{(P)}$, es

$$FS_{(P)} = \frac{F_B}{T_{(N)}} \tag{4.92}$$

4.22 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA CIMENTACIONES CORRIDAS SOBRE TIERRA ARMADA

A continuación se da el procedimiento, paso a paso, para el diseño de una cimentación corrida soportada por suelo granular reforzado con tiras metálicas:

1. Obtenga la carga total a soportarse por unidad de longitud de cimentación. Obtenga también las cantidades
   a. Ángulo de fricción del suelo, ϕ
   b. Ángulo de fricción suelo-tirante, ϕ_μ
   c. Factor de seguridad contra falla por capacidad de carga
   d. Factor de seguridad contra ruptura del tirante, $FS_{(B)}$

e. Factor de seguridad contra zafadura del tirante, $FS_{(P)}$
f. Resistencia a la ruptura de los tirantes de refuerzo, f_y
g. Peso específico del suelo, γ
h. Módulo de elasticidad del suelo, E_s
i. Relación de Poisson del suelo, μ_s
j. Asentamiento admisible de la cimentación, S_e
k. Profundidad de la cimentación, D_f

2. Suponga un ancho de cimentación, B, y también d y N. El valor de d debe ser menor que $\frac{2}{3}B$. También, la distancia del fondo de la cimentación a la capa más baja de refuerzo debe ser de aproximadamente $2B$ o menor. Calcule ΔH.
3. Suponga un valor de LDR.
4. Para el ancho B (paso 2) determine la capacidad última de carga, q_u, para suelo sin refuerzo [ecuación (3.3); *nota*: $c = 0$]. Determine $q_{\text{adm}(1)}$:

$$q_{\text{adm}(1)} = \frac{q_u}{FS \text{ contra falla por capacidad de carga}} \tag{4.93}$$

5. Calcule la carga admisible $q_{\text{adm}(2)}$ con base en el asentamiento tolerable, S_e, suponiendo que el suelo no está reforzado [ec. (4.32a)]:

$$S_e = \frac{Bq_{\text{adm}(2)}}{E_s}(1 - \mu_s^2)\alpha_r$$

Para $L/B = \infty$, el valor de α_r puede tomarse igual a 2, o

$$q_{\text{adm}(2)} = \frac{E_s S_e}{B(1 - \mu_s^2)\alpha_r} \tag{4.94}$$

(La carga admisible para un asentamiento dado, S_e, también se determina con las ecuaciones que se refieren a las resistencias a la penetración estándar.)

6. Determine el menor de los dos valores de q_{adm} obtenido de los pasos 4 y 5. El menor valor de q_{adm} es igual a q_o.
7. Calcule la magnitud de q_R para la cimentación soportada por la tierra armada:

$$q_R = \frac{\text{carga sobre la cimentación por longitud unitaria}}{B} \tag{4.95}$$

8. Calcule la fuerza del tirante, $T_{(N)}$, en cada capa de refuerzo usando la ecuación (4.87) (*nota*: unidad de $T_{(N)}$ en kN/m de cimentación).
9. Calcule la resistencia por fricción de los tirantes en cada capa por longitud unitaria de cimentación, F_B, usando la ecuación (4.91). En cada capa, determine si $F_B/T_{(N)} \geq FS_{(P)}$. Si $F_B/T_{(N)} < FS_{(P)}$, la longitud de las tiras de refuerzo para una

capa debe incrementarse. Esto incrementará el valor de F_B y de $FS_{(P)}$, por lo que la ecuación (4.91) debe reescribirse como

$$F_B = 2 \tan \phi_\mu (LDR) \left[A_3 B q_o \left(\frac{q_R}{q_o}\right) + \gamma(L - X_o)(z + D_f) \right] \tag{4.96}$$

donde L = longitud requerida para obtener el valor deseado de F_B

10. Use la ecuación (4.89) para obtener el espesor de tirante para cada capa. Alguna tolerancia debe considerarse para el efecto de la corrosión en el refuerzo durante la vida de la estructura.
11. Si el diseño no es satisfactorio, repita los pasos 2 al 10.

El siguiente ejemplo ilustra la aplicación de estos pasos.

▼ EJEMPLO 4.10

Diseñe una cimentación corrida que soporte una carga de 1.8 MN/m. Use los siguientes parámetros:

Suelo: $\gamma = 17.3$ kN/m^3; $\phi = 35°$; $E_s = 3 \times 10^4$ kN/m^2; $\mu_s = 0.35$
Tirantes de refuerzo: $f_y = 2.5 \times 10^5$ kN/m^2; $\phi_\mu = 28°$; $FS_{(B)} = 3$; $FS_{(P)} = 2.5$
Cimentación: $D_f = 1$ m; factor de seguridad contra falla por capacidad de carga = 3, asentamiento admisible = $S_e = 25$ mm; vida deseada para la estructura = 50 años

Solución: Sea

$B = 1$ m
d = profundidad desde el fondo de la cimentación a la primera capa de refuerzo = 0.5 m
$\Delta H = 0.5$ m
$N = 5$
$LDR = 65\%$

Si las tiras de refuerzo usadas son de 75 mm de ancho, entonces

$$wn = LDR$$

o

$$n = \frac{LDR}{w} = \frac{0.65}{0.075 \text{ m}} = \mathbf{8.67/m}$$

Por lo tanto, cada capa contendrá 8.67 tiras por metro de longitud de la cimentación.

Determinación de q_o
Para una cimentación sin refuerzo

$$q_u = \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

De la tabla 3.4 para $\phi = 35°$, $N_q = 33.30$ y $N_\gamma = 48.03$. Entonces

$$q_u = (17.3)(1)(33.3) + \frac{1}{2}(17.3)(1)(48.03)$$
$$= 576.09 + 415.46 = 991.55 \approx 992 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm(1)} = \frac{q_u}{FS} = \frac{992}{3} = 330.7 \text{ kN/m}^2$$

De la ecuación (4.94)

$$q_{adm(2)} = \frac{(E_s)(S_e)}{B(1 - \mu_s^2)\alpha_r} = \frac{(30{,}000\text{kN/m}^2)(0.025 \text{ m})}{(1 \text{ m})(1 - 0.35^2)(2)} = 427.35 \text{ kN/m}^2$$

Como $q_{adm(1)} < q_{adm(2)}$, $q_o = q_{adm(1)} = \mathbf{330.7 \text{ kN/m}^2}$

Determinación de q_R
De la ecuación (4.95),

$$q_R = \frac{1.8 \text{ MN/m}}{B} = \frac{1.8 \times 10^3}{1} = \mathbf{1.8 \times 10^3 \text{ kN/m}^2}$$

Cálculo de la fuerza del tirante
De la ecuación (4.87),

$$T_{(N)} = \left(\frac{q_o}{N}\right)\left(\frac{q_R}{q_o} - 1\right)(A_1 B - A_2 \Delta H)$$

Las fuerzas en los tirantes en cada capa se dan en la siguiente tabla:

Capa no.	$\left(\frac{q_o}{N}\right)\left(\frac{q_R}{q_o} - 1\right)$	z (m)	$\frac{z}{B}$	A_1	$A_2\Delta H$	$A_1 B - A_2 \Delta H$	$T_{(N)}$ (kN/m)
1	293.7	0.5	0.5	0.35	0.125	0.225	66.08
2	293.7	1.0	1.0	0.34	0.09	0.25	73.43
3	293.7	1.5	1.5	0.34	0.065	0.275	80.77
4	293.7	2.0	2.0	0.33	0.05	0.28	82.24
5	293.7	2.5	2.5	0.32	0.04	0.28	82.24

Nota: A_1 es de la figura 4.40; $B = 1$ m; $\Delta H = 0.5$ m; A_2 es de la figura 4.40; $q_R/q_o = 1.8 \times 10^3/330.7 \approx 5.44$

Cálculo de la resistencia del tirante debido a la fricción, F_B
Use la ecuación (4.91):

$$F_B = 2 \tan \phi_\mu (LDR) \left[A_3 B q_o \left(\frac{q_R}{q_o}\right) + \gamma (L_o - X_o)(z + D_f) \right]$$

La siguiente tabla muestra la magnitud de F_B para cada capa:

	Número de capa				
Cantidad	1	2	3	4	5
$2 \tan \phi_\mu (LDR)$	0.691	0.691	0.691	0.691	0.691
A_3	0.125	0.14	0.15	0.15	0.15
$A_3 B q_o (q_R/q_o)$	225.0	252.0	270.0	270.0	270.0
z (m)	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
z/B	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
L_o (m)	1.55	2.6	3.4	3.85	4.2
X_o (m)	0.55	0.8	1.1	1.4	1.65
$L_o - X_o$ (m)	1.0	1.8	2.3	2.45	2.55
$z + D_f$ (m)	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
$\gamma(L_o - X_o)(z + D_f)$	25.95	62.28	99.48	127.16	154.4
F_B (kN/m)	173.4	217.2	255.1	274.4	293.3
$FS_{(P)} = F_B/T_{(N)}$	2.62	2.96	3.16	3.34	3.57

Nota: A_3 es de la figura 4.40; X_o es de la figura 4.37; L_o es de la figura 4.42; $T_{(N)}$ es de la tabla precedente.

El factor mínimo de seguridad es mayor que el valor requerido de $FS_{(P)}$, que es de 2.5.

Cálculo del espesor del tirante para resistir la ruptura de éste
De la ec. (4.89),

$$FS_{(B)} = \frac{tf_y}{T_{(N)}} (LDR)$$

$$t = \frac{FS_{(B)}\, T_{(N)}}{(LDR)(f_y)}$$

Aquí, $f_y = 2.5 \times 10^5$ kN/m^2, $LDR = 0.65$ y $FS_{(B)} = 3$, por lo que

$$t = \left[\frac{3}{(2.5 \times 10^5)(0.65)} \right] T_{(N)} = (1.846 \times 10^{-5}) T_{(N)}$$

Entonces, para la capa 1

$$t = (1.846 \times 10^{-5})(66.08) = 0.00122 \text{ m} = \mathbf{1.22\ mm}$$

Para la capa 2,

$$t = (1.846 \times 10^{-5})(73.43) = 0.00136 \text{ m} = \mathbf{1.36\ mm}$$

Similarmente, para la capa 3

$t = 0.00149$ m = **1.49 mm**

Para la capa 4

$t =$ **1.52 mm**

Para la capa 5

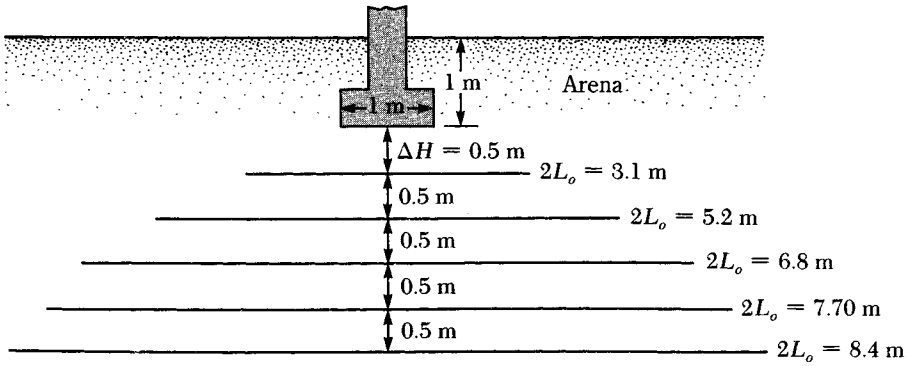
$t =$ **1.52 mm**

En cada capa, tirantes con espesor de 1.6 mm serán suficientes. Sin embargo, si se usa acero galvanizado, la rapidez de la corrosión es aproximadamente de 0.025 mm/año, por lo que t debe ser de $1.6 + (0.025)(50) =$ **2.85 mm.**

Cálculo de la longitud mínima de los tirantes
La longitud mínima de los tirantes en cada capa debe ser igual a $2L_o$. La siguiente tabla da la longitud de los tirantes en cada capa:

Capa no.	Longitud mínima del tirante, $2L_o$ (m)
1	3.1
2	5.2
3	6.8
4	7.7
5	8.4

La figura 4.43 es un diagrama de la cimentación con los tirantes. El diseño se cambia variando B, d, N y ΔH para determinar la combinación más económica.



▼ FIGURA 4.43 ▲

▼ EJEMPLO 4.11

Refiérase al ejemplo 4.10. Para la carga dada, determine el ancho de la cimentación necesaria para tierra sin refuerzo. Note que el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga es 3 y que el asentamiento admisible es de 25 mm.

Solución:

Consideración de la capacidad de carga
Para una cimentación corrida,

$$q_u = \gamma D_f N_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma$$

Para $\phi = 35°$, $N_q = 33.3$ y $N_\gamma = 48.03$, por lo que

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{1}{FS}\left[\gamma D_f N_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma\right]$$

o

$$q_{adm} = \frac{1}{3}\left[(17.3)(1)(33.3) + \frac{1}{2}(17.3)(B)(48.03)\right]$$
$$= 192.03 + 138.5B \qquad \text{(a)}$$

Sin embargo,

$$q_{adm} = \frac{1.8 \times 10^3\,\text{kN}}{(B)(1)} \qquad \text{(b)}$$

Igualando los lados derechos de las ecuaciones (a) y (b) se obtiene

$$\frac{1800}{(B)(1)} = 192.03 + 138.5B$$

Resolviendo la ecuación anterior se obtiene $B \approx 3$ m, por lo que, con $B = 3$ m, $q_{adm} =$ **600 kN/m²**.

Consideración del asentamiento
Para un ángulo de fricción de $\phi = 35°$, el número de penetración estándar promedio corregido es aproximadamente entre 10 y 15 (ecuación 2.11). De la ecuación (4.53), para el valor superior, $N_{cor} = 15$,

$$q_{adm} = 11.98 N_{cor}\left(\frac{3.28B + 1}{3.28}\right)^2\left(1 + \frac{0.33D_f}{B}\right)$$

para un asentamiento de 25 mm aproximadamente. Ahora se realizan algunos tanteos:

B supuesta (m) (1)	$q_{adm} = 11.98N_{cor}\left(\frac{3.28B+1}{3.28B}\right)^2\left(1+\frac{0.33D_f}{B}\right)$ (kN/m²) (2)	$Q = (B)(q_{adm})$ = Col. 1 × Col. 2 (kN/m)
6	209	1254
9	199	1791[a]

Nota: $D_f = 1$ m
[a] 1800 kN/m requerida

Para $N_{cor} = 15$, el ancho de la cimentación debe ser de 9 m o mayor. En base a la consideración de la falla por capacidad de carga y asentamiento tolerable, éste último criterio gobernará, por lo que B es aproximadamente **9 m.**

Nota: Los resultados de este cálculo muestran que el uso de tierra armada para la construcción de cimentaciones es deseable. Sin embargo, varios factores deben considerarse antes de tomar una decisión final. Por ejemplo, la tierra armada requiere sobreexcavación y relleno. Por consiguiente, bajo muchas circunstancias, la selección del material y la compactación apropiadas hacen más económica la construcción de cimentaciones sobre suelos *no reforzados*. ▲

PROBLEMAS

4.1 Una superficie flexible circular está sometida a una carga uniformemente distribuida de 3000 lb/pies². El diámetro de la superficie cargada es de 9.5 pies. Determine el incremento del esfuerzo en una masa de suelo en un punto localizado a 7.5 pies debajo del centro de la superficie cargada.

4.2 Refiérase a la figura 4.5 que muestra una superficie flexible rectangular. Se dan: $B_1 = 1.2$ m, $B_2 = 3$ m, $L_1 = 3$ m y $L_2 = 6$ m. Si la superficie está sometida a una carga uniforme de 110 kN/m², determine el incremento de esfuerzo a una profundidad de 8 m localizada inmediatamente debajo del punto O.

4.3 Resuelva el problema 4.2 con los siguientes datos:

$B_1 = 5$ pies $\quad B_2 = 10$ pies

$L_1 = 7$ pies $\quad L_2 = 12$ pies

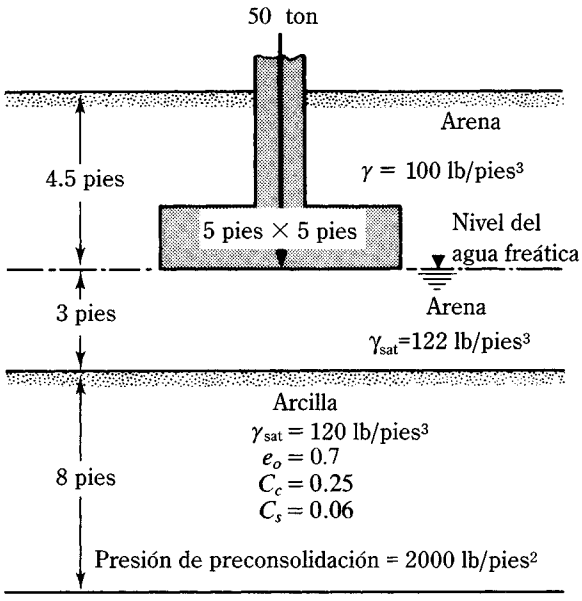
Carga uniforme sobre la superficie flexible = 2500 lb/pies²

Determine el incremento de esfuerzo bajo el punto O a una profundidad de 20 pies.

4.4 Usando la ecuación (4.10), determine el incremento de esfuerzo (Δp) de $z = 0$ a $z = 5$ m debajo del centro de la superficie descrita en el problema 4.2.

4.5 Usando la ecuación (4.10), determine el incremento de esfuerzo (Δp) de $z = 0$ a $z = 20$ pies debajo del centro de la superficie descrita en el problema 4.3.

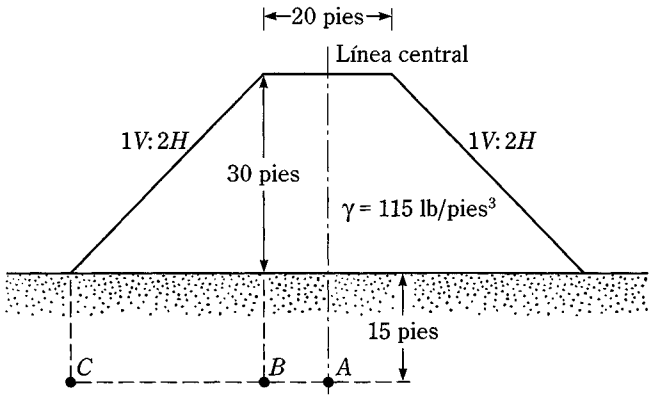
4.6 Refiérase a la figura P4.6. Usando el procedimiento delineado en la sección 4.5, determine el incremento promedio del esfuerzo en el estrato de arcilla bajo el centro de la cimentación debido a la carga neta de la cimentación de 900 kN.



▼ FIGURA P4.6

4.7 Resuelva el problema 4.6 usando el método 2:1 [ecuación (4.14) y ecuación (4.43)].

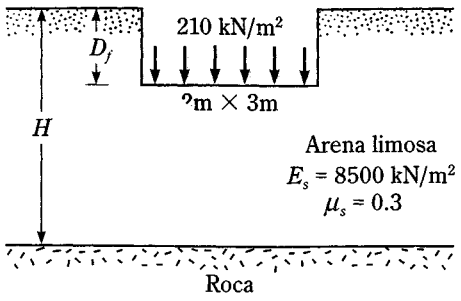
4.8 La figura P4.8 muestra una carga de terraplén sobre una capa de suelo de arcilla limosa. Determine el incremento de esfuerzo en los puntos A, B y C, localizados a una profundidad de 15 pies debajo de la superficie del terreno.



▼ FIGURA P4.8

4.9 Resuelva el problema 4.2 usando la carta de Newmark.

4.10 Resuelva el problema 4.3 usando la carta de Newmark.



▼ **FIGURA P4.11**

4.11 Una superficie flexible cargada (figura P4.11) tiene 2 m × 3 m en planta y soporta una carga uniformemente distribuida de 210 kN/m². Estime el asentamiento elástico debajo del centro de la superficie cargada. Suponga $D_f = 0$ y $H = \infty$.

4.12 Resuelva el problema 4.11 suponiendo $D_f = 0$ y $H = 4$ m.

4.13 Refiérase a la figura 4.17. Una cimentación de 10 pies × 6.5 pies en planta descansa sobre un depósito de arena. La carga neta por área unitaria al nivel de la cimentación q_o es de 3200 lb/pies². Para la arena, $\mu_s = 0.3$, $E_s = 3200$ lb/pulg², $D_f = 2.95$ pies y $H = 32$ pies. Suponga que la cimentación es rígida y determine el asentamiento elástico que la cimentación sufrirá. Use la ecuación (4.32a). Ignore el efecto de la profundidad de empotramiento.

4.14 Resuelva el problema 4.13 para los siguientes datos: dimensiones de 1.8 m × 1.8 m, $q_o = 190$ kN/m², $D_f = 1$ m, $H = 15$ m, $\mu_s = 0.35$, $E_s = 16{,}500$ kN/m² y $\gamma = 16.5$ kN/m³.

4.15 Refiérase a la figura 4.21. Una cimentación que mide 1.5 m × 3 m está soportada por arcilla saturada. Con los datos: $Df = 1.2$ m, $H = 3$ m, E_s (arcilla) = 600 kN/m² y $q_o = 150$ kN/m², determine el asentamiento elástico de la cimentación.

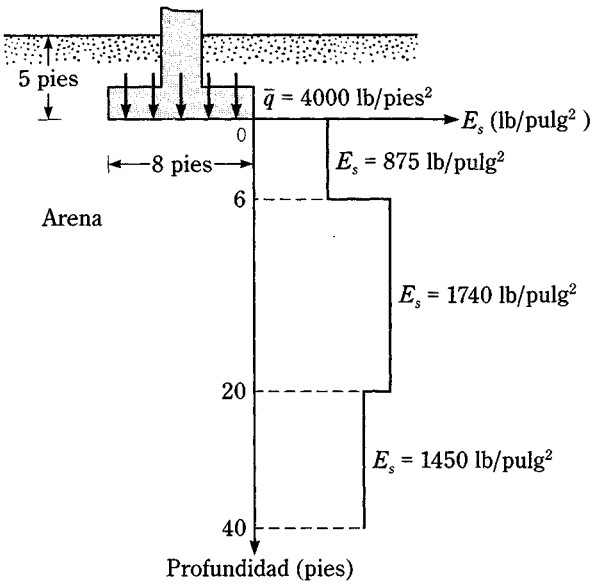
4.16 Resuelva el problema 4.13 con la ecuación (4.35). Para el factor de corrección, C_2, use un tiempo de 5 años para el flujo plástico y para el peso específico, γ, del suelo, use 110 lb/pies³. Suponga una gráfica I_z igual que para una cimentación cuadrada.

4.17 Resuelva el problema 4.14 con la ecuación (4.35). Para el factor de corrección, C_2, use un tiempo de 4 años para el flujo plástico.

4.18 Una cimentación corrida sobre un depósito de arena se muestra en la figura P4.18 junto con la variación del módulo de elasticidad del suelo (E_s). Suponiendo $\gamma = 115$ lb/pies³ y $C_2 = 10$ años, calcule el asentamiento elástico de la cimentación usando el factor de influencia de deformación unitaria.

4.19 Estime el asentamiento por consolidación del estrato de arcilla mostrado en la figura P4.6, usando los resultados del problema 4.6.

4.20 Estime el asentamiento por consolidación del estrato de arcilla mostrado en la figura P4.6, utilizando los resultados del problema 4.7.



▼ **FIGURA P4.18**

4.21 Los siguientes son los resultados de pruebas de penetración estándar en un depósito de suelo granular:

Profundidad (pies)	Número de penetración estándar de campo, N_f
5	11
10	10
15	12
20	9
25	14

a. Use la relación de Skempton dada en la tabla 2.4 para obtener números corregidos de la penetración estándar. Use $\gamma = 115$ lb/pies^3.
b. ¿Cuál será la capacidad de carga neta admisible de una cimentación de 5 pies × 5 pies en planta? Se dan: $D_f = 3$ pies y asentamiento admisible = 1 pulgada. Use las relaciones presentadas en la sección 4.15.

4.22 Dos pruebas de placa de carga con placas cuadradas fueron realizadas en el campo. Para un asentamiento de 1 pulgada, los resultados fueron

Ancho de placa (pulg)	Carga (lb)
12	8,070
24	25,800

¿Qué tamaño de zapata cuadrada se requiere para soportar una carga neta de 150,000 lb con un asentamiento de 1 pulgada?

4.23 La figura 4.39c muestra una cimentación corrida sobre suelo reforzado. Aquí, $B = 0.9$ m; $D_f = 1$ m; número de capas de refuerzo, $N = 5$; $\Delta H = 0.4$ m. Realice los cálculos necesarios y trace las líneas en ambos lados de la cimentación que defina el punto de esfuerzo cortante máximo $\tau_{xz(\text{máx})}$ sobre los refuerzos.

4.24 Las fuerzas en los tirantes bajo una cimentación corrida están dadas por la ecuación (4.87). Para la cimentación descrita en el problema 4.23, $q_o = 200$ kN/m^2 y $q_R/q_o = 4.5$. Determine las fuerzas en los tirantes $T_{(N)}$ en kN/m para cada capa de refuerzo.

4.25 Resuelva el problema 4.24 con $q_o = 300$ kN/m^2 y $q_R/q_o = 6$.

4.26 Una cimentación corrida (véase la figura 4.39c) va a ser construida sobre tierra armada para soportar una carga de 82.3 klb/pies. Use los siguientes parámetros:

Cimentación: $B = 4$ pies, $D_f = 2.6$ pies, factor de seguridad contra falla por capacidad de carga = 3 y asentamiento tolerable = 0.8 pulgada.

Suelo: $\gamma = 116$ lb/pies^3, $\phi = 37°$, $E_s = 5200$ lb/pulg^2 y $\mu_s = 0.30$.

Refuerzo: $\Delta H = 1.3$ pies, $N = 5$, $LDR = 70\%$ y ancho de tiras de refuerzo = 0.23 pie.

Calcule:

a. Número de tiras de refuerzo por pie de longitud de la cimentación
b. Carga admisible por área unitaria de la cimentación, q_o, sin refuerzo
c. La tasa q_R/q_o
d. Las fuerzas en los tirantes para cada capa de refuerzo bajo la cimentación (klb/pie)

4.27 Refiérase al problema 4.26. Para el refuerzo, $f_y = 38{,}000$ lb/pulg^2, $\phi_\mu = 25°$, factor de seguridad contra ruptura del tirante = 2.5 y factor de seguridad contra la zafadura del mismo = 2.5. Calcule:

a. Espesor mínimo de los tirantes necesario para resistir la ruptura
b. Longitud mínima de los tirantes en cada capa de refuerzo

REFERENCIAS

Ahlvin, R. G., and Ulery, H. H. (1962). "Tabulated Values of Determining the Composite Pattern of Stresses, Strains, and Deflections Beneath a Uniform Load on a Homogeneous Half Space", *Highway Research Board Bulletin 342*, pp. 1-13.

American Society for Testing and Materials (1982). *Annual Book of ASTM Standards*, part 19, Philadelphia.

Binquet, J., and Lee, K. L. (1975a). "Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Mass", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 101, no. GT12, pp. 1241-1255.

Binquet, J., and Lee, K. L. (1975b). "Bearing Capacity Analysis of Reinforced Earth Slabs", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 101, no. GT12, pp. 1257-1276.

Bjerrum, L. (1963). "Allowable Settlement of Structures", Proceedings, European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Germany, vol. III, pp. 135-137.

Boussinesq, J. (1983). *Application des Potentials à L'Etude de L'Equilibre et du Mouvement des Solides Elastiques*, Gauthier-Villars, Paris.

Bowles, J. E. (1977). *Foundation Analysis and Design*, 2nd ed., McGraw-Hill, New York.

Burland, J. B., and Worth, C. P. (1974). "Allowable and Differential Settlement of Structures Including Damage and Soild-Structure Interaction", *Proceedings*, Conference on Settlement of Structures, Cambridge University, England, pp. 611-654.

Christian, J.T. , and Carrier, W. D. (1978). "Janbu, Bjerrum, and Kjaernsli's Chart Reinterpreted", *Canadian Geotechnical Journal*, vol.15, pp. 124-128.

D'Appolonia, D.J., D'Appolonia, E., and Brissettee, R.F. (1970). "Settlement of Spread Footings on Sand: Closure", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE, vol. 96, no. 2, pp. 754-762.

Das, B. M. (1981). "Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Surface Footings on Sand," *Soils and Foundations*, vol. 21, no.1, pp. 115-119.

Das, B. (1997). *Advanced Soil Mechanics*, 2nd ed., Taylor and Francis, Washington, D.C.

Grant, R.J., Christian, J. T., and Vanmarcke, E. H. (1974). "Differential Settlement of Buildings", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 100, no. GT9, pp. 973-991.

Griffiths, D.V. (1984)."A Chart for Estimating the Average Vertical Stress Increase in an Elastic Foundation Below a Uniformly Loaded Rectangular Area", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 21, no. 4, 710-713.

Harr, M. E. (1966). *Fundamentals of Theoretical Soil Mechanics*, McGraw-Hill, New York.

Housel, W. S. (1929)."A Practical Method for the Selection of Foundations Based on Fundamental Research in Soil Mechanics", *Reseach Bulletin no. 13*, University of Michigan, Ann Arbor.

Janbu, N., Bjerrum, L., and Kjaersli, B.(1956). "Veiledning ved losning av fundamentering–soppgaver", *Publication no.16*, Norwegian Geotechnical Institute, pp. 30-32.

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, pp. 373-377.

Mandel, J., and Salencon, J. (1972). "Force portante d'un sol sur une assise rigide (étude theorizué)", *Geotechnique*, vol. 22, no. 1, pp. 79-93.

Meyerhof, G. G. (1956)."Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 82, no. SM1, pp.1-19.

Meyerhof, G. G. (1965). "Shallow Foundations", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 91, no. SM2, pp. 21-31.

Meyerhof, G. G. (1974). "Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlying Clay", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 11, no. 2, pp. 223-229.

Mitchell, J.K., and Gardner, W. S. (1975). "*In Situ* Measurement of Volume Change Characteristics", *Proceedings*, Specialty Conference, American Society of Civil Engineers, vol. 2, pp. 279-345.

Newmark, N. M. (1935)."Simplified Computation of Vertical pressure in Elastic Foundation", *Circular 24*, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana.

Newmark, N. M. (1942)."Influence Charts for Computation of Stresses in Elastic Foundations", *Bulletin* no. 338, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana.

Osterberg, J. O. (1957). "Influence Values for Vertical Stresses in Semi-Infinite Mass Due to Embankment Loading", *Proceedings*, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, vol. 1, pp. 393-396.

Pfeifle, T. W., and Das, B. M. (1979). "Bearing Capacity of Surface Footings on Sand Layer Resting on a Rigid Rough Base", *Soils and Foundations*, vol. 19, no. 1, pp. 1-11.

Polshin, D. E., and Tokar, R.A. (1957). "Maximum Allowable Nonuniform Settlement of Structures", *Proceedings*, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, vol.1, pp. 402-405.

Schmertmann, J. H. (1970)."Static Cone to Compute Settlement Over Sand", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 96, no. SM3, pp. 1011-1043.

Schmertmann, J. H. (1978). *Guideliness for Cone Penetrations: Performance and Desing*, FHWA-TS-78-209, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.

Schmertmann, J. H. and Hartmann, J. P. (1978)."Improved Strain Infuence Factor Diagrams", *Journal of the Geotechnical Engineering Divisions*, American Society of Civil Engineers, vol. 104, no GT8, pp. 1131-1135.

Schnabel, J. J. (1972)."Foundation Construction on Compacted Structural Fill in the Washington, D.C., Area", *Proceedings*, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, American Society of Civil Engineers, vol. 1, part 2, pp. 1019-1036.

Skempton, A.W., and Bjerrum, L. (1957)."A Contribution to Settlement Analysis of Foundations in Clay", *Geotechnique*, London, vol. 7, p 178.

Steinbrenner, W. (1934)."Tafeln zur Setzungsberechnung", *Die Strasse*, vol. 1, pp. 121-124.

Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., Wiley, New York.

Wahls, H.E. (1981)."Tolerable Settlement of Buildings", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 107, no. GT11, pp. 1489-1504.

CAPÍTULO CINCO

LOSAS PARA CIMENTACIONES

5.1 INTRODUCCIÓN

Las cimentaciones con losas son principalmente de tipo superficial y son uno de cuatro tipos principales de *zapatas combinadas* (véase la figura 5.1a). Se da a continuación un resumen breve de las zapatas combinadas y de los métodos para calcular sus dimensiones:

1. *Zapata rectangular combinada*: En varios casos, la carga soportada por una columna y la capacidad de carga del suelo son tales que el diseño estándar de una zapata aislada requerirá una extensión de la cimentación de la columna más allá del límite del predio. En tal caso, una sola cimentación rectangular soporta dos o más columnas como muestra la figura 5.1b. Si se conoce la presión del suelo neta permisible, el tamaño de la cimentación ($B \times L$) se calcula de la siguiente manera.
   a. Determinar el área A de la cimentación:

$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{q_{\text{perm(neta)}}} \tag{5.1}$$

   donde Q_1, Q_2 = cargas de las columnas
   $q_{\text{perm(neta)}}$ = capacidad de carga neta admisible del suelo

   b. Determinar la posición de la resultante de las cargas de las columnas. De la figura 5.1b,

$$X = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2} \tag{5.2}$$

   c. Para una distribución uniforme de la presión del suelo bajo la cimentación, la resultante de las cargas de las columnas pasa por el centroide de la cimentación. Entonces

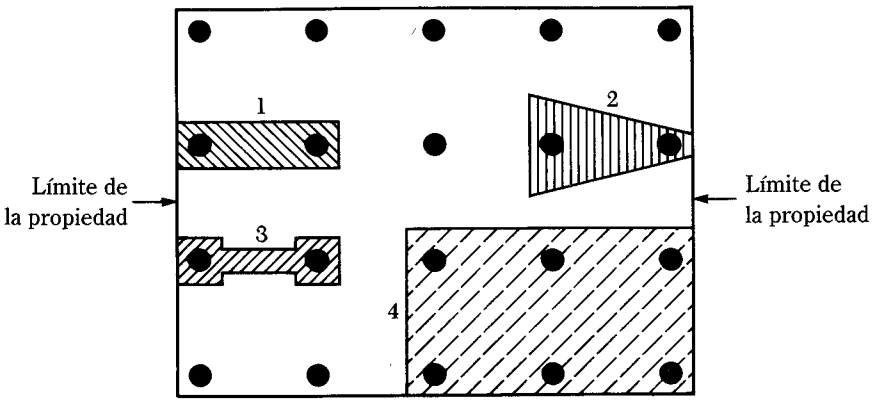
$$L = 2(L_2 + X) \tag{5.3}$$

   donde L = longitud de la cimentación
   d. Una vez determinada la longitud L, el valor de L_1 se obtiene:

$$L_1 = L - L_2 - L_3) \tag{5.4}$$

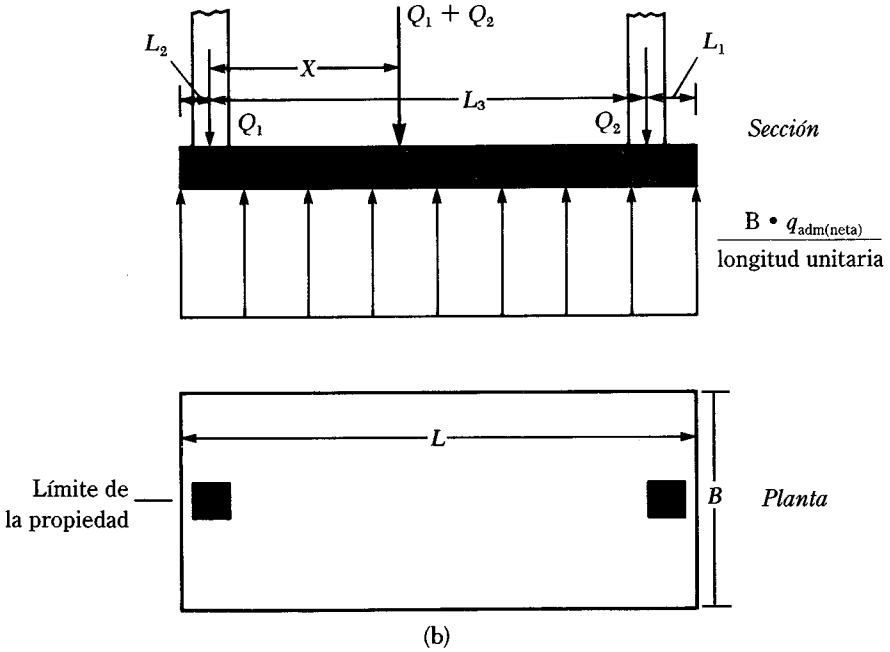
   Note que la magnitud de L_2 se conocerá y dependerá de la posición del límite de la propiedad.
   e. El ancho de la cimentación es entonces

$$B = \frac{A}{L} \tag{5.5}$$



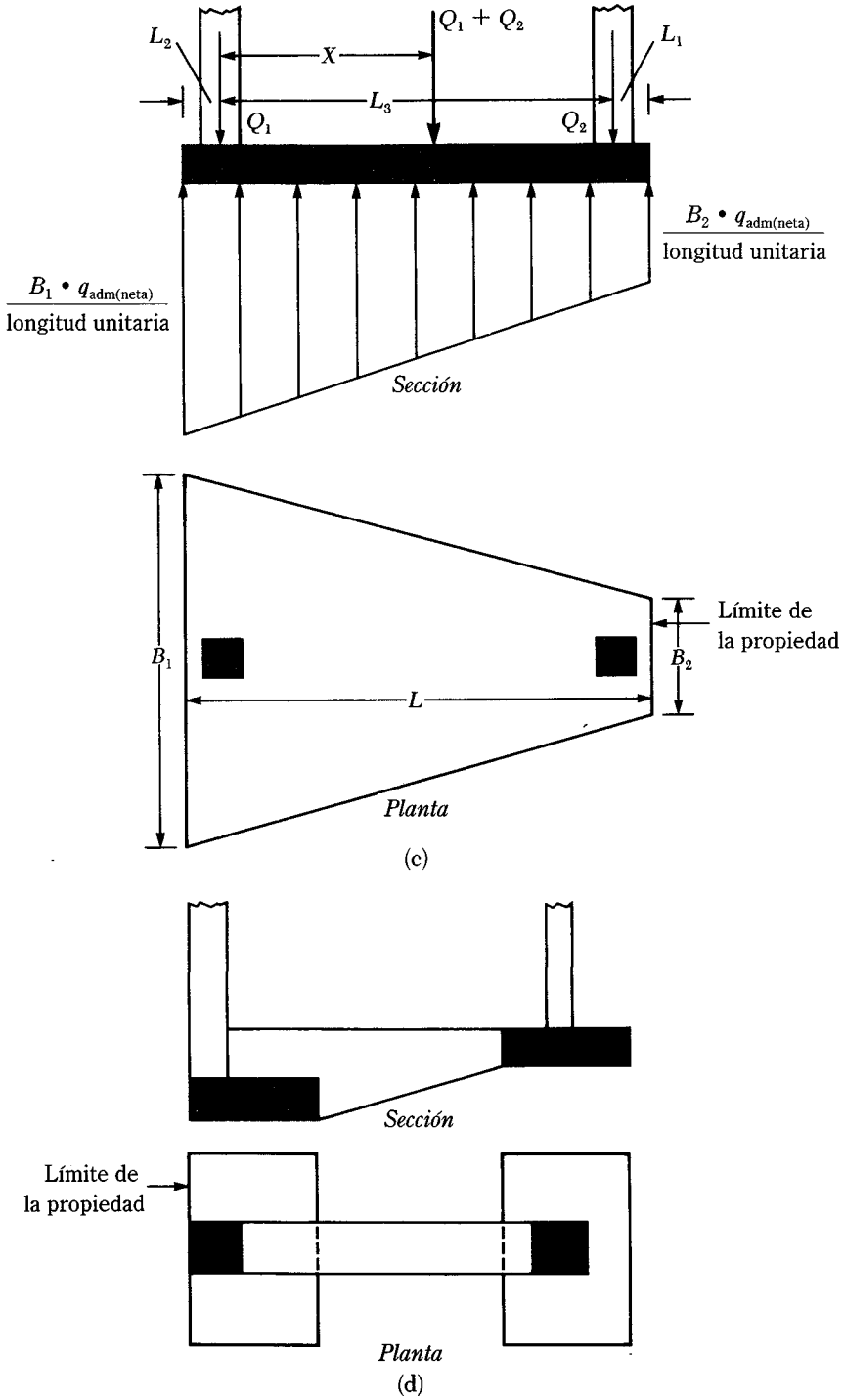
1 Zapata rectangular combinada
2 Zapata trapezoidal combinada
3 Zapata en viga volada
4 Losa de cimentación

(a)



(b)

▼ **FIGURA 5.1** (a) Zapata combinada; (b) zapata rectangular combinada



▼ **FIGURA 5.1** (Continuación) (c) Zapata trapezoidal combinada; (d) zapata en viga volada

2. *Zapata trapezoidal combinada*: Ésta (figura 5.1c) se usa a veces como una cimentación aislada para una columna que soporta una gran carga donde el espacio es reducido. El tamaño de la cimentación que distribuirá uniformemente la presión sobre el suelo se obtiene de la siguiente manera.

   a. Si se conoce la presión neta admisible, determine el área de la cimentación:

   $$A = \frac{Q_1 + Q_2}{q_{\text{adm(neta)}}}$$

   De la figura 5.1c,

   $$A = \frac{B_1 + B_2}{2} L \tag{5.6}$$

   b. Determinar la posición de la resultante de las cargas de las columnas:

   $$X = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2}$$

   c. De las propiedades de un trapezoide,

   $$X + L_2 = \left(\frac{B_1 + 2B_2}{B_1 + B_2}\right)\frac{L}{3} \tag{5.7}$$

   Con los valores de A, L, X y L_2 conocidos, se resuelven las ecuaciones (5.6) y (5.7) para obtener B_1 y B_2. Note que para un trapezoide

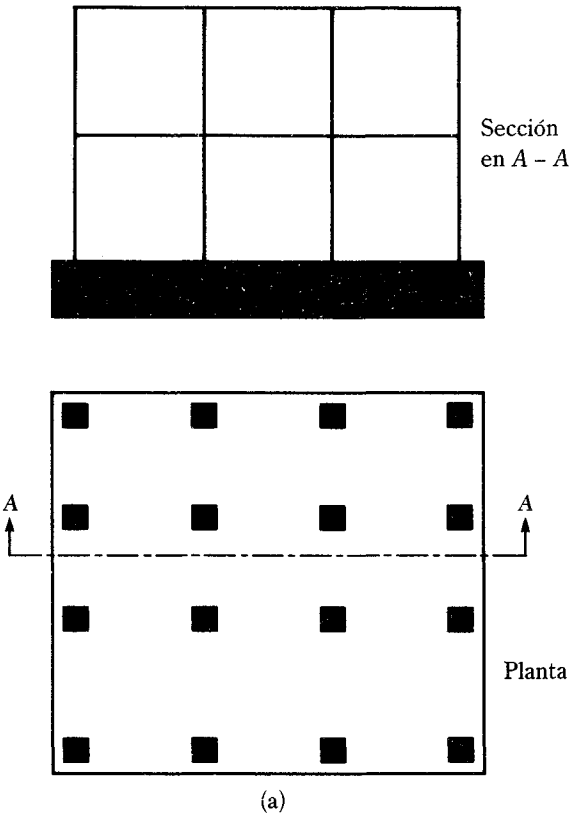
   $$\frac{L}{3} < X + L_2 < \frac{L}{2}$$

3. *Zapata en voladizo*: Este tipo de construcción de zapata combinada usa una *contratrabe* para conectar una cimentación de columna excéntricamente cargada con la cimentación de una columna interior (figura 5.1d). Las zapatas en voladizo se usan en vez de las zapatas combinadas trapezoidales o rectangulares cuando la capacidad de apoyo admisible del suelo es alta y las distancias entre las columnas es grande.

4. *Losa de cimentación*: Este tipo de cimentación es una zapata combinada que cubre toda la superficie bajo una estructura que soporta varias columnas y muros (figura 5.1a). Las losas de cimentación se prefieren a veces para suelos de baja capacidad de carga pero que tienen que soportar grandes cargas de columnas y/o muros. Bajo ciertas condiciones, las zapatas corridas tienen que cubrir más de la mitad de la superficie bajo un edificio, y entonces las losas de cimentación resultan más económicas.

5.2 TIPOS COMUNES DE LOSAS PARA CIMENTACIONES

Varios tipos de losas para cimentaciones se usan actualmente. Algunos de los tipos más comunes se muestran esquemáticamente en la figura 5.2 e incluyen:



▼ **FIGURA 5.2** Tipos de losas de cimentación: (a) losa plana

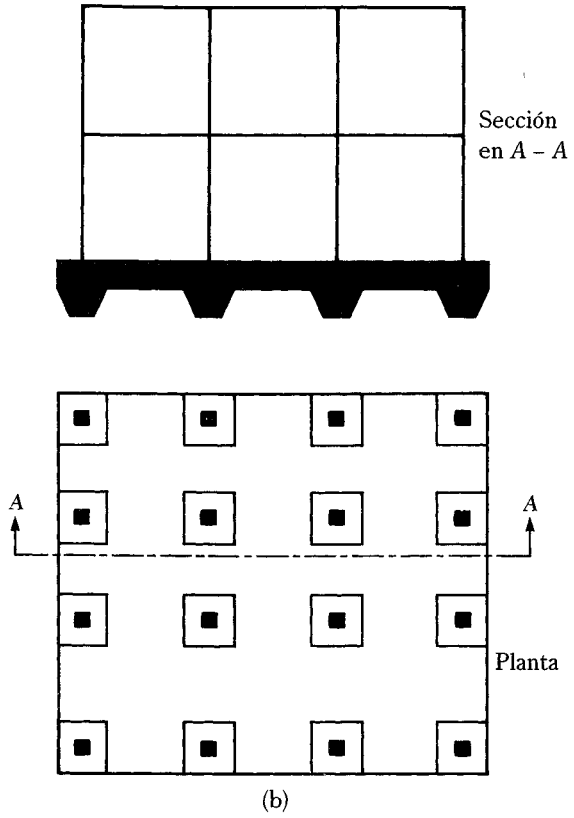
1. Placa plana (figura 5.2a). La losa es de espesor uniforme.
2. Placa plana con mayor espesor bajo las columnas (figura 5.2b).
3. Vigas y losa (figura 5.2c). Las vigas corren en ambas direcciones y las columnas se localizan en la intersección de las vigas.
4. Losa con muros de sótano como parte de la placa (figura 5.2d). Los muros actúan como rigidizadores de la losa.

Las losas de cimentación en ocasiones son soportadas por pilotes, que ayudan a reducir el asentamiento de una estructura construida sobre suelo altamente compresible. Cuando el nivel freático es alto, las losas se colocan a menudo sobre pilotes para controlar la flotabilidad.

5.3 CAPACIDAD DE CARGA DE LOSAS PARA CIMENTACIONES

La *capacidad de carga total última* de una losa de cimentación se determina con la misma ecuación usada para cimentaciones superficiales (véase la sección 3.7), o

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \tfrac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \tag{3.25}$$



▼ **FIGURA 5.2** (Continuación), (b) Losa plana de mayor espesor bajo columnas

(El capítulo 3 da los valores apropiados de los factores de capacidad de carga, de forma, de profundidad y de inclinación de la carga.) El término B en la ecuación (3.25) es la dimensión más pequeña de la losa. La *capacidad neta última* es

$$q_{\text{neta}(u)} = q_u - q \tag{3.19}$$

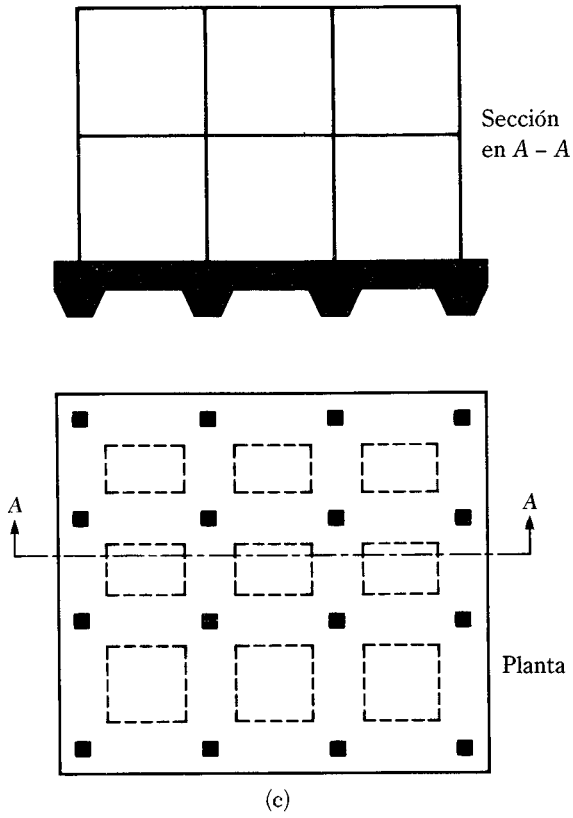
Un factor de seguridad adecuado debe usarse para calcular la capacidad de carga neta *admisible*. Para losas sobre arcilla, el factor de seguridad no debe ser menor que 3 bajo carga muerta y carga viva máxima. Sin embargo, bajo las condiciones más extremas, el factor de seguridad debe ser por lo menos de entre 1.75 y 2. Para losas construidas sobre arena debe usarse normalmente un factor de seguridad de 3. Bajo la mayoría de las condiciones de trabajo, el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga en losas sobre arena es muy grande.

Para arcillas saturadas con $\phi = 0$ y condición de carga vertical, la ecuación (3.25) da

$$q_u = c_u N_c F_{cs} F_{cd} + q \tag{5.8}$$

donde c_u = cohesión no drenada

(*Nota*: $N_c = 5.14, N_q = 1$ y $N_\gamma = 0$.)



(c)

▼ **FIGURA 5.2** (Continuación) (c) Vigas y losa

De la tabla 3.5, para $\phi = 0$,

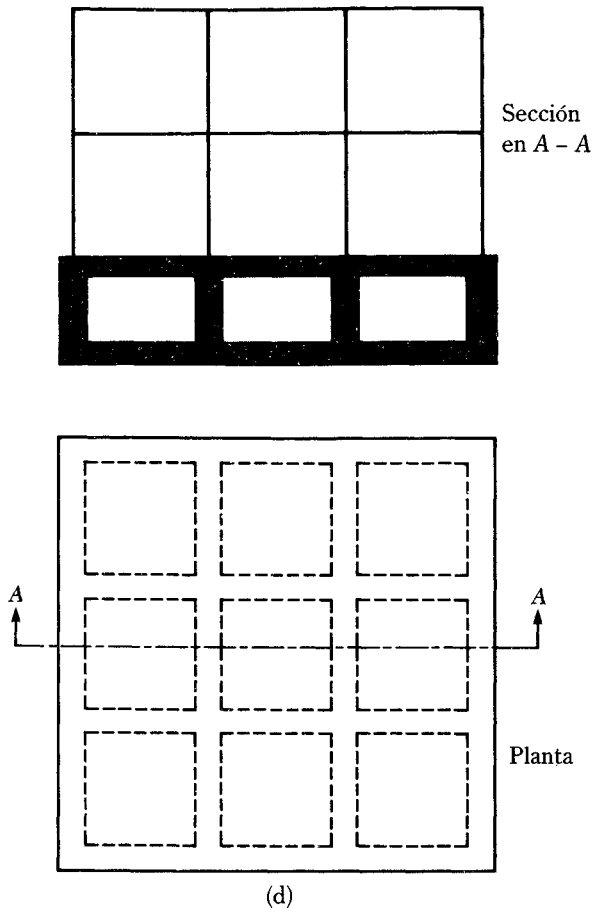
$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L}\left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{1}{5.14}\right) = 1 + \frac{0.195B}{L}$$

y

$$F_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

La sustitución de los anteriores factores de forma y profundidad en la ecuación (5.8) da

$$q_u = 5.14c_u\left(1 + \frac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\frac{D_f}{B}\right) + q \tag{5.9}$$



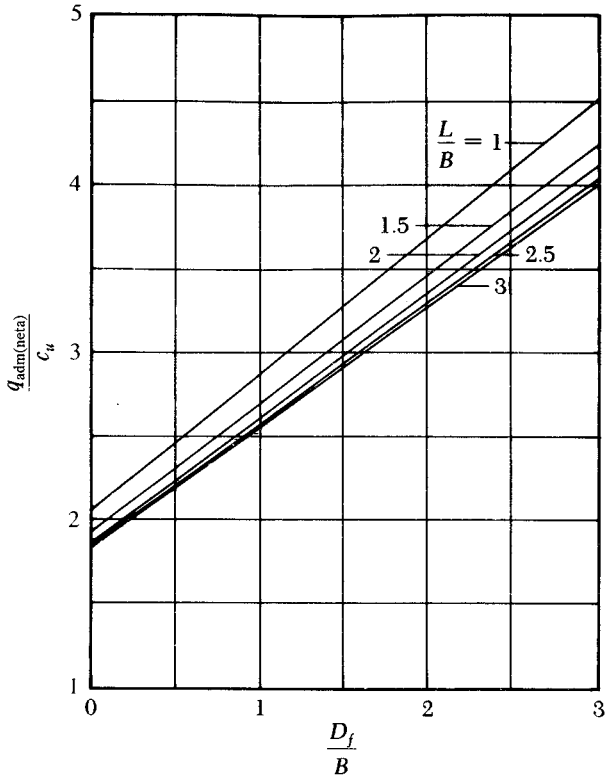
▼ **FIGURA 5.2** (Continuación) (d) Losa con muro de sótano

Por consiguiente, la capacidad de carga neta última es

$$q_{\text{neta}(u)} = q_u - q = 5.14c_u\left(1 + \frac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\,\frac{D_f}{B}\right) \tag{5.10}$$

Para $FS = 3$, la capacidad de carga neta admisible del suelo es entonces

$$q_{\text{adm(neta)}} = \frac{q_{u(\text{neta})}}{FS} = 1.713c_u\left(1 + \frac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\,\frac{D_f}{B}\right) \tag{5.11}$$



▼ **FIGURA 5.3** Gráfica de $q_{adm(neta)}/c_u$ contra D_f/B [ec. (5.11)] (*nota*: factor de seguridad = 3)

La figura 5.3 muestra una gráfica de $q_{adm(neta)}/c_u$ para varios valores de L/B y D_f/B, basada en la ecuación (5.11).

La capacidad de carga neta admisible para losas de cimentación construidas sobre depósitos de suelo granular es adecuadamente determinada a partir de los números de resistencia por penetración estándar. De la ecuación (4.53), para cimentaciones superficiales,

$$q_{adm(neta)}\ (kN/m^2) = 11.98N_{cor}\left(\frac{3.28B + 1}{3.28B}\right)^2 F_d\left(\frac{S_e}{25.4}\right)$$

donde N_{cor} = resistencia por penetración estándar corregida
B = ancho (m)
$F_d = 1 + 0.33\,(D_f/B) \leq 1.33$
S_e = asentamiento, en mm

Cuando el ancho B es grande, la ecuación anterior es aproximada (suponiendo que $3.28B + 1 \approx 3.28B$) por

$$q_{adm(neta)}\ (kN/m^2) \approx 11.98 N_{cor} F_d \left(\frac{S_e}{25.4}\right)$$
$$= 11.98 N_{cor} \left[1 + 0.33\left(\frac{D_f}{B}\right)\right]\left[\frac{S_e(mm)}{25.4}\right] \quad (5.12)$$
$$\leq 15.93 N_{cor}\left[\frac{S_e(mm)}{25.4}\right]$$

En unidades inglesas, la ecuación (5.12) se expresa como

$$q_{adm(neta)}\ (klb/pie^2) = 0.25 N_{cor}\left[1 + 0.33\left(\frac{D_f}{B}\right)\right][S_e(pulg)] \quad (5.13)$$
$$\leq 0.33 N_{cor}[S_e(pulg)]$$

Note que la ecuación (5.13) podía haberse obtenido de las ecuaciones (4.54) y (4.56).

Obsérvese además que las ecuaciónes (4.53) y (4.56) originales fueron para un asentamiento de 1 pulg (25.4 mm) con un asentamiento diferencial de aproximadamente 0.75 pulg (19 mm) Sin embargo, los anchos de las losas de cimentación son mayores que los de zapatas corridas aisladas. Como lo muestra la tabla 4.3, la profundidad del incremento significativo del esfuerzo en el suelo debajo de una cimentación depende del ancho de ésta. Por consiguiente, para una losa de cimentación, el ancho de la zona de influencia debe ser mucho mayor que para una zapata corrida. Las bolsas de suelo suelto bajo una losa pueden entonces estar más uniformemente distribuidas, lo que conduce a un asentamiento diferencial más pequeño. La hipótesis acostumbrada es por consiguiente que, para un asentamiento máximo de 2 pulg en una losa (50.8 mm), el asentamiento diferencial será de 0.75 pulg (19 mm). Usando esta lógica y suponiendo conservadoramente que F_d es igual a 1, se pueden aproximar las ecuaciones (5.12) y (5.13) con

$$q_{adm(neta)}\ (kN/m^2) \approx 23.96 N_{cor} \quad (5.14)$$

y

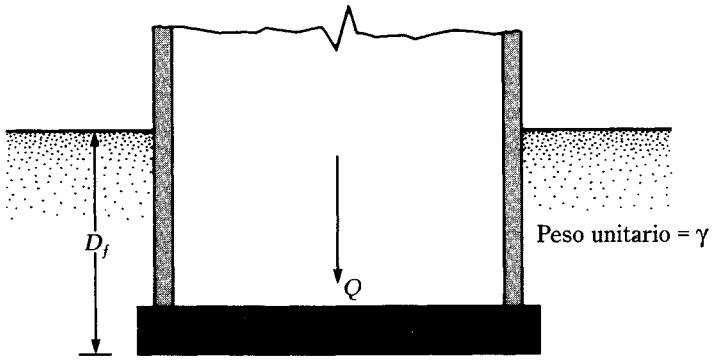
$$q_{adm(neta)}\ (klb/pie^2) \approx 0.5 N_{cor} \quad (5.15)$$

La presión neta aplicada sobre una cimentación (figura 5.4) se expresa como

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f \quad (5.16)$$

donde Q = peso muerto de la estructura y la carga viva
A = área de la losa

En todos los casos, q debe ser menor que o igual a $q_{adm(neta)}$.



▼ **FIGURA 5.4** Definición de presión neta sobre el suelo causada por una losa de cimentación

▼ **EJEMPLO 5.1**

Determinar la capacidad de carga neta última de una losa de cimentación que mide 45 pies × 30 pies sobre una arcilla saturada con $c_u = 1950$ lb/pies^2, $\phi = 0$ y $D_f = 6.5$ pies.

Solución: De la ec. (5.10)

$$q_{\text{neta}(u)} = 5.14c_u\left[1 + \left(\frac{0.195B}{L}\right)\right]\left[1 + 0.4\,\frac{D_f}{B}\right]$$

$$= (5.14)(1950)\left[1 + \left(\frac{0.195 \times 30}{45}\right)\right]\left[1 + \left(\frac{0.4 \times 6.5}{30}\right)\right]$$

$$= \mathbf{12{,}307\ lb/pies^2}$$ ▲

▼ **EJEMPLO 5.2**

¿Cuál será la capacidad de carga neta admisible por apoyo de una losa de cimentación con dimensiones de 45 pies × 30 pies construida sobre un depósito de arena? Aquí, $D_f = 6$ pies, asentamiento admisible = 1 pulgada y número de penetración promedio corregido $N_{\text{cor}} = 10$.

Solución: De la ec. (5.13),

$$q_{\text{adm(neta)}} = 0.25N_{\text{cor}}\left(1 + \frac{0.33D_f}{B}\right)S_e \le 0.33N_{\text{cor}}S_e$$

$$q_{\text{adm(neta)}} = 0.25(10)\left[1 + \frac{0.33(6)}{30}\right](1) \approx \mathbf{2.67\ klb/pies^2}$$ ▲

5.4 ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES DE LOSAS PARA CIMENTACIONES

El Comité 336 (1988) del American Concrete Institute sugirió el siguiente método para calcular el asentamiento diferencial de las losas de cimentación. De acuerdo con este método, el factor de rigidez (K_r) se calcula como

$$K_r = \frac{E'I_b}{E_s B^3} \tag{5.17}$$

donde E' = módulo de elasticidad del material usado en la estructura
E_s = módulo de elasticidad del suelo
B = ancho de la cimentación
I_b = momento de inercia de la estructura por unidad de longitud en ángulo recto con B

El término $E'I_b$ expresar como

$$E'I_b = E'\left(I_F + \sum I_{b'} + \sum \frac{ah^3}{12}\right) \tag{5.18}$$

donde $E'I_b$ = rigidez por flexión de la superestructura y cimentación por longitud unitaria en ángulo recto con B
$\sum E'I_{b'}$ = rigidez por flexión de los miembros enmarcados en ángulo recto con B
$\sum (E'ah^3/12)$ = rigidez por flexión de los muros cortantes
a = espesor del muro cortante
h = altura del muro cortante
$E'I_F$ = flexibilidad de la cimentación

Con base en el valor de K_r, la razón (δ) del asentamiento diferencial al asentamiento total se estima de la siguiente manera:

1. Si $K_r > 0.5$, ésta puede tratarse como una losa rígida y $\delta = 0$.
2. Si $K_r = 0.5$, entonces $\delta \approx 0.1$.
3. Si $K_r = 0$, entonces $\delta = 0.35$ para losas cuadradas ($B/L = 1$) y $\delta = 0.5$ para cimentaciones largas ($B/L = 0$).

5.5 OBSERVACIONES DE ASENTAMIENTOS EN CAMPO PARA LOSAS DE CIMENTACIÓN

Varias observaciones de asentamientos en campo de losas de cimentación deben consultarse en la literatura técnica. En esta sección se comparan los asentamientos observados de algunas losas de cimentación construidas sobre depósitos de suelo granular con los obtenidos con las ecuaciones (5.12) y (5.13).

Meyerhof (1965) compiló los asentamientos máximos observados en losas de cimentación construidas sobre arena y grava, los cuales se muestran en la tabla 5.1. En la ecuación (5.13), si el factor de profundidad, $1 + 0.33(D_f/B)$, se supone aproximadamente igual a 1,

$$S_e = \frac{q_{\text{adm(neta)}}}{0.25N_{\text{cor}}} \tag{5.19}$$

La tabla 5.2 muestra una comparación de los asentamientos máximos observados de la tabla 5.1 y los asentamientos obtenidos con la ecuación (5.19). Para los casos considerados, la razón de $S_{e\,\text{calculada}}/S_{e\,\text{observada}}$ varía entre 0.84 y 3.6. El cálculo de la capacidad de carga neta admisible con la ecuación (5.12) o (5.13) dará un valor seguro y conservador.

▼ **TABLA 5.1** Asentamiento observado máximo en losas de cimentación sobre arena y grava[a]

Caso No.	Estructura	Referencia	B (pies)	N_{cor} (prom)	$q_{adm(neta)}$ (klb/pie^2)	Asentamiento máximo observado, S_e (pulg)
1	T. Edison São Paulo, Brasil	Rios y Silva (1948)	60	15	4.8	0.6
2	Banco de Brasil São Paulo, Brasil	Rios y Silva (1948); Vargas (1961)	75	18	5.0	1.1
3	Iparanga São Paulo, Brasil	Vargas (1948)	30	9	6.4	1.4
4	C.B.I., Esplanada São Paulo, Brasil	Vargas (1961)	48	22	8.0	1.1
5	Riscala São Paulo, Brasil	Vargas (1948)	13	20	4.8	0.5
6	Thyssen Dusseldorf, Alemania	Schultze (1962)	74	25	5.0	0.95
7	Ministerio en Dusseldorf, Alemania	Schultze (1962)	52	20	4.6	0.8
8	Chimenea en Colonia, Alemania	Schultze (1962)	67	10	3.6	0.4

[a] Según Meyerhof (1965)

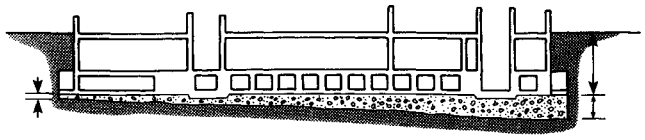
Stuart y Graham (1975) reportaron el caso del edificio del Instituto Ashby de la Universidad Queens en Belfast, Irlanda, cuya construcción comenzó en agosto de 1960. El edificio está soportado por una losa de cimentación de 180 pies (longitud) × 65 pies (ancho). La figura 5.5a muestra un diagrama esquemático de la sección transversal del edificio. La naturaleza del subsuelo junto con los valores de la resistencia por penetración estándar en campo al sur del edificio, se muestran en la figura 5.5b. La base de la losa se construyó aproximadamente 20 pies abajo de la superficie del terreno.

La variación del número de penetración estándar corregido con la profundidad se muestra en la tabla 5.3. Note que el valor N_{cor} promedio entre el fondo de la losa y una

▼ **TABLA 5.2** Comparación de asentamientos observados y calculados

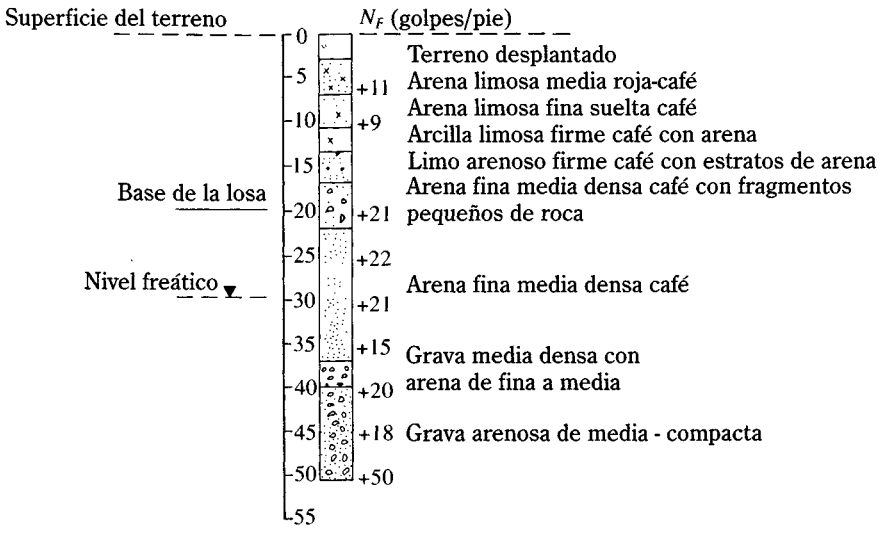
Caso 1[a]	Asentamiento máximo observado, S_e (pulg)	Asentamiento calculado, S_e [ec. (5.19)]	$\frac{S_{e\,calculado}}{S_{e\,observado}}$
1	0.6	1.28	2.1
2	1.1	1.11	1.0
3	1.4	2.84	2.03
4	1.1	1.45	1.32
5	0.5	0.96	1.92
6	0.95	0.8	0.84
7	0.8	0.92	1.15
8	0.4	1.44	3.6

[a] Refiérase a la tabla 5.1



(a)

Barreno 4–Extremo sur



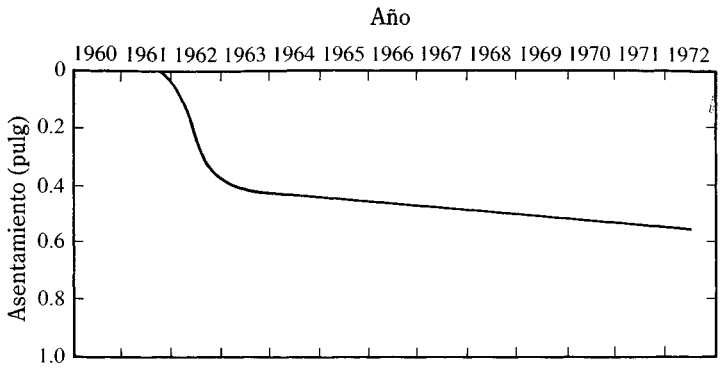
(b)

▼ **FIGURA 5.5** Edificio Ashby Institute de la Universidad Queens, según Stuart y Graham (1975): (a) sección transversal del edificio; (b) condiciones del subsuelo en el extremo sur

▼ **TABLA 5.3** Determinación de la resistencia estándar a penetración corregida

Profundidad debajo de la superficie del terreno (pies)	Número de penetración estándar en campo, N_F	σ_v'[a] (ton/pie²)	$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma_v'}}$[b]	N_{cor} [ec. (2.7)]
20	21	1.2	0.91	19
25	22	1.5	0.82	18
30	21	1.8	0.75	16
35	15	2.1	0.69	10
40	20	2.4	0.65	13
45	18	2.7	0.61	11
50	50	3.0	0.58	29

[a] σ_v' = (profundidad) (γ); γ = 120 lb/pies³ (supuesto)
[b] Tabla 2.4



▼ **FIGURA 5.6** Asentamiento medio en el extremo sur de la losa de cimentación, según Stuart y Graham (1975)

profundidad de 30 pies ($\approx B/2$) es aproximadamente 17. Los ingenieros estimaron para la *carga muerta y viva* [ec. (5.16)] neta promedio al nivel de la losa de cimentación un valor de 3360 lb/pies^2. De la ec. (5.13),

$$S_e = \frac{q_{\text{adm(neta)}}}{0.25N_{\text{cor}}\left[1 + 0.33\left(\frac{D_f}{B}\right)\right]} \tag{5.20}$$

Sustituyendo los valores apropiados en la ecuación (5.20) se obtiene el asentamiento en el extremo sur del edificio:

$$S_e = \frac{(3360/1000)}{(0.25)(17)[1 + 0.33(20/65)]} = 0.72 \text{ pulg}$$

Su construcción se terminó en febrero de 1964. La figura 5.6 muestra la variación del asentamiento medio de la losa en el extremo sur. En 1972 (ocho años después de la terminación del edificio) el asentamiento medio era de 0.55 pulgadas. El asentamiento estimado de 0.72 pulg es entonces aproximadamente 30% mayor que el real observado.

5.6 CIMENTACIONES COMPENSADAS

El asentamiento de una losa de cimentación se reduce decreciendo el incremento de presión neta sobre el suelo, lo que se hace aumentando la profundidad de empotramiento, D_f. Este aumento es particularmente importante para losas sobre arcillas blandas, donde grandes asentamientos por consolidación son de esperarse. De la ecuación (5.16), la presión aplicada neta promedio sobre el suelo es

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f$$

Para no tener incremento de la presión neta del suelo sobre un suelo bajo una cimentación compensada, q debe ser cero. Entonces

$$D_f = \frac{Q}{A\gamma} \tag{5.21}$$

Esta relación para D_f se denomina usualmente la profundidad de una *cimentación totalmente compensada*.

El factor de seguridad contra falla por capacidad de carga para cimentaciones parcialmente compensadas (es decir, $D_f < Q/A\gamma$) se expresa como

$$FS = \frac{q_{neta(u)}}{q} = \frac{q_{neta(u)}}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f} \tag{5.22}$$

Para arcillas saturadas, el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga se obtiene sustituyendo la ecuación (5.10) en la ecuación (5.22):

$$\boxed{FS = \frac{5.14c_u\left(1 + \frac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\frac{D_f}{B}\right)}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f}} \tag{5.23}$$

▼ EJEMPLO 5.3

Refiérase a la figura 5.4. La losa mide 60 pies × 100 pies. La carga total muerta más viva sobre la losa es de 25×10^3 klb. La losa está colocada sobre una arcilla saturada que tiene peso unitario de 120 lb/pies^3 y $c_u = 2800$ lb/pies^2. Si $D_f = 5$ pies, determine el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga.

Solución: De la ecuación (5.23), el factor de seguridad es

$$FS = \frac{5.14c_u\left(1 + \frac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\frac{D_f}{B}\right)}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f}$$

Con $c_u = 2800$ lb/pies^2, $D_f = 5$ pies, $B = 60$ pies, $L = 100$ pies y $\gamma = 120$ lb/pies^3, se obtiene

$$FS = \frac{(5.14)\,(2800)\left[1 + \frac{(0.195)(60)}{100}\right]\left[1 + 0.4\left(\frac{5}{60}\right)\right]}{\left(\frac{25 \times 10^6 \text{ lb}}{60 \times 100}\right) - (120)(5)} = \mathbf{4.66}$$

▲

▼ EJEMPLO 5.4

Considere una losa de cimentación de 90 pies × 120 pies en planta, como muestra la figura 5.7. La carga total muerta y viva sobre la losa es de 45×10^3 klb. Estime el asentamiento por consolidación de la cimentación.

Solución: De la ecuación (1.64),

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log\left(\frac{p_o + \Delta p_{\text{prom}}}{p_o}\right)$$

$$p_o = (11)(100) + (40)(121.5 - 62.4) + \frac{18}{2}(118 - 62.4) \approx 3964 \text{ lb/pies}^2$$

$$H_c = 18 \times 12 \text{ pulg}$$

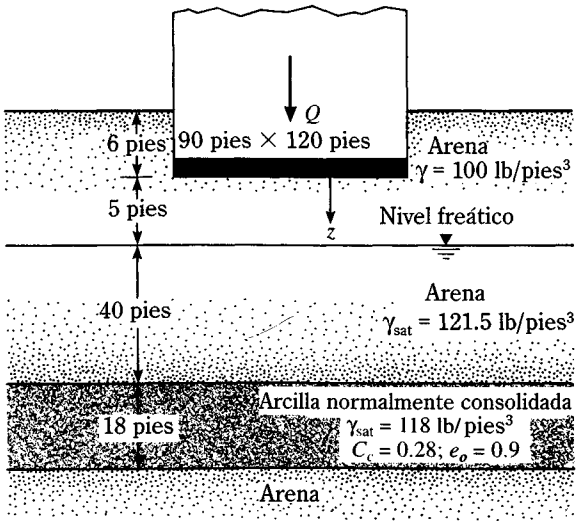
$$C_c = 0.28$$

$$e_o = 0.9$$

Para $Q = 45 \times 10^6$ lb, la carga neta por área unitaria es

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f = \frac{45 \times 10^6}{90 \times 120} - (100)(6) \approx 3567 \text{ lb/pies}^2$$

Para calcular Δp_{prom}, nos referimos a la sección 4.5. El área cargada se divide en cuatro áreas, cada una de 45 pies × 60 pies. Usando la ecuación (4.19) calculamos ahora el incremento del esfuerzo promedio en la capa de arcilla debajo de la esquina de cada área rectangular.



▼ FIGURA 5.7

$$\Delta p_{\text{prom}(H_2/H_1)} = q\left[\frac{H_2 I_{a(H_2)} - H_1 I_{a(H_1)}}{H_2 - H_1}\right]$$
$$= 3567\left[\frac{(5 + 40 + 18)I_{a(H_2)} - (5 + 40)I_{a(H_1)}}{18}\right]$$

Para $I_{a(H_2)}$,

$$m = \frac{B}{H_2} = \frac{45}{5 + 40 + 18} = 0.71$$
$$n = \frac{L}{H_2} = \frac{60}{63} = 0.95$$

De la figura 4.8, para $m = 0.71$ y $n = 0.95$, el valor de $I_{a(H_2)}$ es 0.21. De nuevo, para $I_{a(H_1)}$,

$$m = \frac{B}{H_1} = \frac{45}{45} = 1$$
$$n = \frac{L}{H_1} = \frac{60}{45} = 1.33$$

De la figura 4.8, $I_{a(H_1)} = 0.225$, es decir

$$\Delta p_{\text{prom}(H_2/H_1)} = 3567\left[\frac{(63)(0.21) - (45)(0.225)}{18}\right] = 615.3 \text{ lb/pies}^2$$

El incremento del esfuerzo bajo el centro del área de 90 pies $\times$ 120 pies es entonces (4)(615.3) = 2461.2 lb/pies^2. Por tanto,

$$S_c = \frac{(0.28)(18 \times 12)}{1 + 0.9} \log\left(\frac{3964 + 2461.2}{3964}\right) = \mathbf{6.68 \text{ pulg}}$$ ▲

5.7 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS PARA CIMENTACIONES

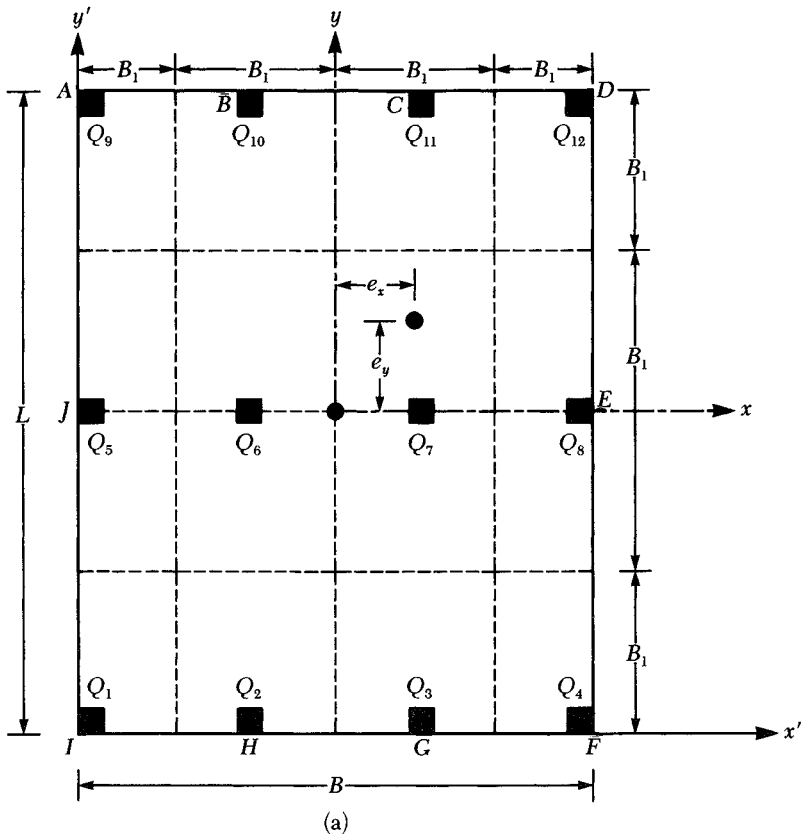
El diseño estructural de las losas de cimentación se efectúa por dos métodos convencionales: el método rígido convencional y el método flexible aproximado. Los métodos de diferencias finitas y de elemento finito también se usan, pero esta sección sólo cubre los conceptos básicos de los dos primeros métodos de diseño.

Método rígido convencional

El *método rígido convencional* para el diseño de losas de cimentación se explica paso a paso con referencia a la figura 5.8.

1. La figura 5.8a muestra la losa de $L \times B$ y las cargas de columnas Q_1, Q_2, Q_3,... Calcular la carga total de columnas según

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \cdots \tag{5.24}$$



▼ **FIGURA 5.8** Diseño rígido convencional de una losa de cimentación

2. Determinar la presión q sobre el suelo, debajo de los puntos $A, B, C, D, \ldots$ de la losa, usando la ecuación

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x} \tag{5.25}$$

donde $A = BL$
$I_x = (1/12)BL^3$ = momento de inercia respecto al eje x
$I_y = (1/12)LB^3$ = momento de inercia respecto al eje y
M_x = momento de las cargas de las columnas respecto al eje $x = Qe_y$
M_y = momento de las cargas de las columnas respecto al eje $y = Qe_x$

Las excentricidades de las cargas, e_x y e_y, en las direcciones x y y, se determinan usando coordenadas (x', y'):

$$x' = \frac{Q_1 x_1' + Q_2 x_2' + Q_3 x_3' + \cdots}{Q} \tag{5.26}$$

y

$$e_x = x' - \frac{B}{2} \tag{5.27}$$

Similarmente

$$y' = \frac{Q_1 y_1' + Q_2 y_2' + Q_3 y_3' + \cdots}{Q} \tag{5.28}$$

y

$$e_y = y' - \frac{L}{2} \tag{5.29}$$

3. Comparar los valores de las presiones del suelo determinadas en el paso 2 con la presión neta admisible del suelo para determinar si $q \leq q_{\text{adm(neta)}}$.
4. Dividir la losa en varias franjas en las direcciones x y y (véase la figura 5.8a). Haga el ancho de cualquier franja igual a B_1.
5. Dibujar los diagramas de fuerza cortante, V, y momento flexionante, M, para cada franja individual (en las direcciones x y y). Por ejemplo, la presión promedio del suelo en la franja del fondo en la dirección x de la figura 5.8a es

$$q_{\text{prom}} \approx \frac{q_I + q_F}{2} \tag{5.30}$$

donde q_I y q_F = presiones del suelo en los puntos I y F determinadas en el paso 2.

La reacción total del suelo es igual a $q_{\text{prom}} B_1 B$. Ahora se obtiene la carga total en la columna sobre la franja igual a $Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$. La suma de las cargas de columna sobre la franja no será igual a $q_{\text{prom}} B_1 B$ porque la fuerza cortante entre las franjas adyacentes no se ha tomado en cuenta. Por esta razón, la reacción del suelo y las cargas de columna necesitan ser ajustadas,

$$\text{Carga promedio} = \frac{q_{\text{prom}} B_1 B + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)}{2} \tag{5.31}$$

Ahora, la reacción del suelo promedio modificada es

$$q_{\text{prom(modificada)}} = q_{\text{prom}} \left(\frac{\text{carga promedio}}{q_{\text{prom}} B_1 B} \right) \tag{5.32}$$

y el factor por modificación de la carga de columna es

$$F = \frac{\text{carga promedio}}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4} \tag{5.33}$$

Las cargas de columna modificadas son entonces FQ_1, FQ_2, FQ_3 y FQ_4. Esta carga modificada sobre la franja se muestra en la figura 5.8b. Ahora se dibujan los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante para esta franja. Este procedimiento se repite para todas las franjas en las direcciones x y y.

6. Determinar la profundidad efectiva d de la losa revisando el cortante por tensión diagonal cerca de varias columnas. De acuerdo con el Código 318-95 del ACI (Sección 11.12.2.1c, American Concrete Institute, 1995), para la sección crítica,

$$U = b_o d\,[\phi(0.34)\sqrt{f_c'}] \tag{5.34}$$

donde U = carga factorizada de la columna (MN), o (carga de la columna) × (factor de carga)
ϕ = factor de reducción = 0.85
f_c' = resistencia a compresión del concreto a los 28 días (MN/m²)

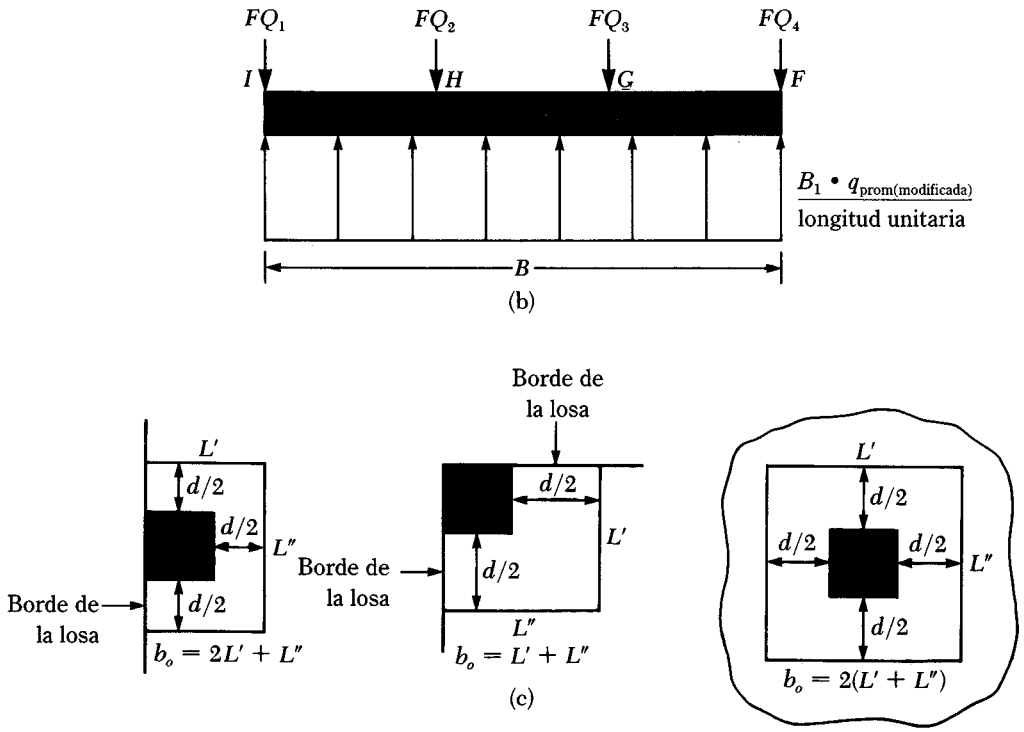
La unidades de b_o y d en la ecuación (5.34) están en metros. En unidades inglesas, la ecuación (5.34) se expresa como

$$U = b_o d(4\phi\sqrt{f_c'}] \tag{5.35}$$

donde U está en lb, b_o y d están en pulgadas y f_c' en lb/pulg²

La expresión para b_o en términos de d, que depende de la posición de la columna con respecto a la planta de la losa, se obtiene en la figura 5.8c.

7. De los diagramas de momento de todas las franjas *en una dirección* (x o y), obtenga los momentos *máximos* positivo y negativo por ancho unitario (es decir, $M' = M/B_1$).



▼ **FIGURA 5.8** (Continuación)

8. Determinar las áreas de acero por ancho unitario para refuerzo positivo y negativo en las direcciones x y y.

$$M_u = (M')(\text{factor de carga}) = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \tag{5.36}$$

y

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} \tag{5.37}$$

donde A_s = área de acero por ancho unitario
f_y = esfuerzo de fluencia del refuerzo en tensión
M_u = momento factorizado
ϕ = 0.9 = factor de reducción

Los ejemplos 5.5 y 5.6 ilustran el uso del método rígido convencional para el diseño de losas de cimentación.

Método flexible aproximado

En el método rígido convencional de diseño, la losa se supone infinitamente rígida. Además, la presión del suelo se distribuye en línea recta y el centroide de la presión del suelo coincide con la línea de acción de las cargas resultantes de las columnas (véase la figura 5.9). En el *método flexible aproximado* de diseño, el suelo se supone equivalente a un número infinito de resortes elásticos, como muestra la figura 5.9b, denominada a veces como la *cimentación Winkler*. La constante elástica de esos resortes supuestos se denomina el *coeficiente k de reacción del subsuelo*.

Para entender los conceptos fundamentales del diseño de cimentaciones flexibles, considere una viga de ancho B_1 y longitud infinita, como muestra la figura 5.9c. La viga está sometida a una sola carga concentrada Q. De los fundamentos de la mecánica de materiales,

$$M = E_F I_F \frac{d^2 z}{dx^2} \tag{5.38}$$

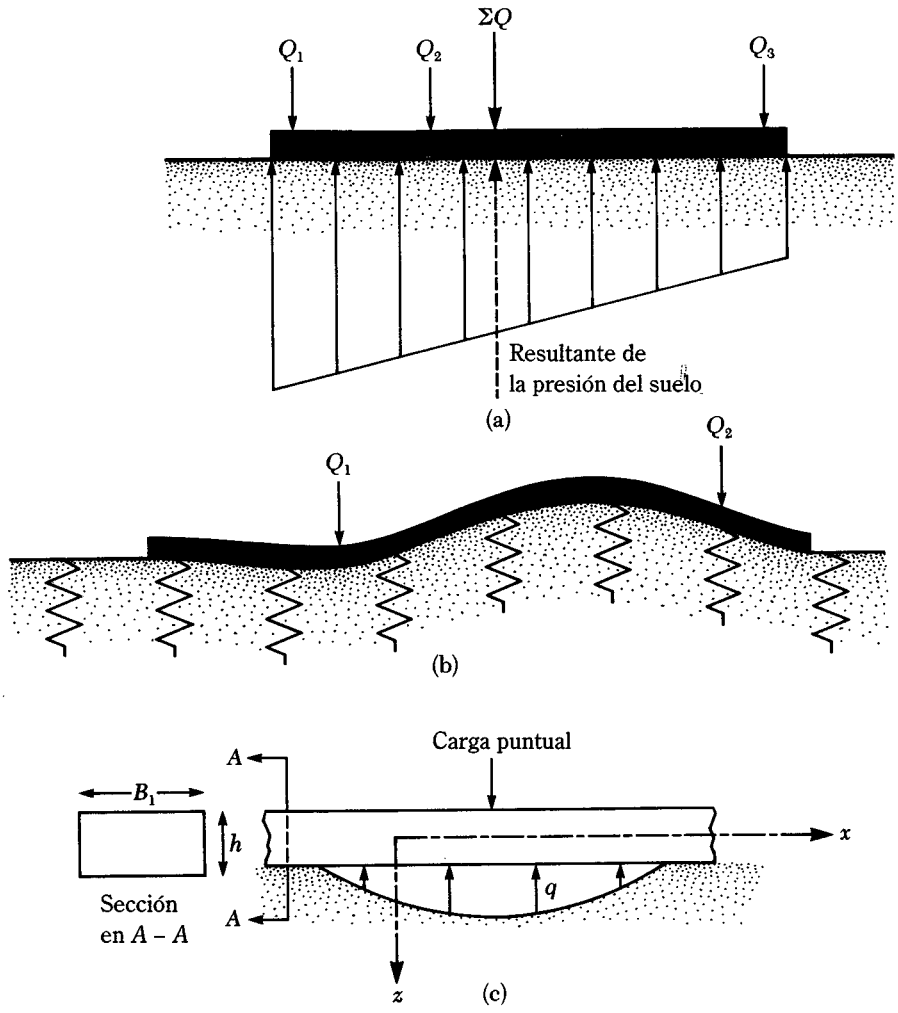
donde M = momento en cualquier sección
E_F = módulo de elasticidad del material de la cimentación
I_F = momento de inercia de la sección transversal de la viga = $(\frac{1}{12}) B_1 h^3$ (véase la figura 5.9c)

Sin embargo,

$$\frac{dM}{dx} = \text{fuerza cortante} = V$$

y

$$\frac{dV}{dx} = q = \text{reacción del suelo}$$



▼ **FIGURA 5.9** (a) Principios del diseño por el método rígido convencional; (b) principios del método flexible aproximado; (c) obtención de la ecuación (5.42) para vigas sobre cimentación elástica

Por consiguiente,

$$\frac{d^2M}{dx^2} = q \tag{5.39}$$

Combinando las ecuaciones (5.38) y (5.39) se obtiene

$$E_F I_F \frac{d^4z}{dx^4} = q \tag{5.40}$$

Pero la reacción del suelo es

$$q = -zk'$$

donde z = deflexión
$k' = kB_1$
k = coeficiente de la reacción del subsuelo (kN/m^3 o lb/pulg^3)

Por tanto

$$E_F I_F = \frac{d^4z}{dx^4} = -zkB_1 \tag{5.41}$$

La solución de la ec. (5.41) es

$$z = e^{-\alpha x}(A' \cos \beta x + A'' \operatorname{sen} \beta x) \tag{5.42}$$

donde A' y A'' son constantes y

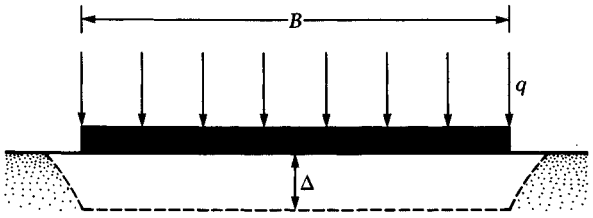
$$\beta = \sqrt[4]{\frac{B_1 k}{4E_F I_F}} \tag{5.43}$$

La dimensión del término β como se definió en la ecuación anterior es (longitud)$^{-1}$. Este parámetro es muy importante en la determinación si una losa de cimentación debe ser diseñada por el método rígido convencional o por el método flexible aproximado. De acuerdo con el Comité 336 (1988) del American Concrete Institute, las losas deben diseñarse por el método rígido convencional si el espaciamiento de las columnas en una franja es menor que $1.75/\beta$. Si es mayor que $1.75/\beta$, deberá usarse el método flexible aproximado.

Para efectuar el análisis para el diseño estructural de una losa flexible, deben conocerse los principios de la evaluación del *coeficiente, k, de reacción del subsuelo*. Antes de proceder con el estudio del método flexible de diseño, veamos este coeficiente con más detalle.

Si una cimentación de ancho B (figura 5.10) está sometida a una carga por área unitaria de q, ésta sufrirá un asentamiento, Δ. El coeficiente de módulo, k, del subsuelo se define como

$$\boxed{k = \frac{q}{\Delta}} \tag{5.44}$$



▼ **FIGURA 5.10** Definición del coeficiente k de la reacción del subsuelo

Las unidades de k son kN/m^3 (o lb/pulg^3). El valor del coeficiente de reacción del subsuelo no es una constante para un suelo dado. Éste depende de varios factores, como la longitud, L, y el ancho, B, de la cimentación y también de la profundidad del empotramiento de ésta. Terzaghi (1955) hizo un amplio estudio de los parámetros que influyen en el coeficiente de reacción del subsuelo. Determinó que el valor del coeficiente disminuye con el ancho de la cimentación. En el campo deben llevarse a cabo pruebas de carga por medio de placas cuadradas de 1 pie $\times$ 1 pie (0.3 m $\times$ 0.3 m) para calcular el valor de k. El valor de k se relaciona con cimentaciones grandes que midan $B \times B$ de la siguiente manera.

Cimentaciones sobre suelos arenosos

$$k = k_{0.3}\left(\frac{B + 0.3}{2B}\right)^2 \tag{5.45}$$

donde $k_{0.3}$ y k = coeficientes de la reacción del subsuelo de las cimentaciones que miden 0.3 m $\times$ 0.3 m y B (m) $\times$ B (m), respectivamente, (las unidades son kN/m^3)

En unidades inglesas, la ecuación (5.45) se expresa como

$$k = k_1\left(\frac{B + 1}{2B}\right)^2 \tag{5.46}$$

donde k_1 y k = coeficientes de la reacción del subsuelo de las cimentaciones que miden 1 pie $\times$ 1 pie y B (pies) $\times$ B (pies), respectivamente (las unidades son lb/pulg^3)

Cimentaciones sobre arcillas

$$k(\text{kN/m}^3) = k_{0.3}(\text{kN/m}^3)\left[\frac{0.3\ (\text{m})}{B\ (\text{m})}\right] \tag{5.47}$$

La definición de k en la ecuación (5.47) es la misma que la de la ecuación (5.45).

En unidades inglesas,

$$k(\text{lb/pulg}^3) = k_1(\text{lb/pulg}^3)\left[\frac{1\ (\text{pie})}{B\ (\text{pie})}\right] \tag{5.48}$$

Las definiciones de k y k_1 son las mismas que las de la ecuación (5.46).

Para cimentaciones rectangulares con dimensiones $B \times L$ (para suelo y q similares)

$$k = \frac{k_{(B\times B)}\left(1 + 0.5\,\frac{B}{L}\right)}{1.5} \tag{5.49}$$

donde k = coeficiente del módulo del subsuelo de la cimentación rectangular $(L \times B)$

$k_{(B\times B)}$ = coeficiente del módulo del subsuelo de una cimentación cuadrada con dimensiones $B \times B$

La ecuación (5.49) indica que el valor de k para una cimentación muy larga con ancho B es aproximadamente $0.67k_{(B\times B)}$.

El módulo de elasticidad de los suelos granulares crece con la profundidad. Como el asentamiento de una cimentación depende del módulo de elasticidad, el valor de k crece conforme aumenta la profundidad de la cimentación.

La tabla siguiente da algunos rangos típicos del valor para el coeficiente de reacción k_1 del subsuelo para suelos arenosos y arcillosos.

Arena (seca o húmeda)	
Suelta:	29–92 lb/pulg³ (8–25 MN/m³)
Media:	91–460 lb/pulg³ (25–125 MN/m³)
Densa:	460–1380 lb/pulg³ (125–375 MN/m³)
Arena (saturada)	
Suelta:	38–55 lb/pulg³ (10–15 MN/m³)
Media:	128–147 lb/pulg³ (35–40 MN/m³)
Densa:	478–552 lb/pulg³ (130–150 MN/m³)
Arcilla	
Rígida:	44–92 lb/pulg³ (12–25 MN/m³)
Muy rígida:	92–184 lb/pulg³ (25–50 MN/m³)
Dura:	>184 lb/pulg³ (>50 MN/m³)

Scott (1981) propuso que para suelos arenosos el valor de $k_{0.3}$ se obtenga de la resistencia por penetración estándar a cualquier profundidad dada, o

$$k_{0.3}(\text{MN/m}^3) = 18N_{\text{cor}} \tag{5.50}$$

donde N_{cor} = resistencia a la penetración estándar *corregida*.

En unidades inglesas,

$$k_1(\text{U.S. ton/pie}^3) = 6N_{\text{cor}} \tag{5.51}$$

Para vigas largas, Vesic (1961) propuso una ecuación para estimar la reacción del subsuelo:

$$k' = Bk = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_F I_F}} \frac{E_s}{1 - \mu_s^2}$$

o

$$k = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_F I_F}} \frac{E_s}{B(1 - \mu_s^2)} \tag{5.52}$$

donde E_s = módulo de elasticidad del suelo
B = ancho de la cimentación
E_F = módulo de elasticidad del material de la cimentación
I_F = momento de inercia de la sección transversal de la cimentación
μ_s = relación de Poisson del suelo

Para la mayoría de los fines prácticos, la ecuación (5.52) se aproxima por

$$k = \frac{E_s}{B(1 - \mu_s^2)} \tag{5.53}$$

El coeficiente de reacción del subsuelo es también un parámetro muy útil en el diseño de pavimentos rígidos de carreteras o aeropistas. El pavimento con una superficie de desgaste de concreto se llama generalmente *pavimento rígido* y con una superficie de desgaste asfáltica se llama *pavimento flexible*. Para una carga de superficie que actúa sobre un pavimento rígido, el esfuerzo de tensión máximo ocurre en la base de la losa. Para estimar la magnitud del esfuerzo de tensión horizontal máximo desarrollado en la base del pavimento rígido, son sumamente útiles las soluciones elásticas para losas sobre cimentaciones Winkler. Parte de este trabajo inicial fue hecho por Westergaard (1926, 1939, 1947).

Ahora que hemos analizado el coeficiente de reacción del subsuelo, procederemos con el análisis del método flexible aproximado de diseño de losas de cimentación. Este método, tal como es propuesto por el Comité 336 (1988) del American Concrete Institute, será descrito paso a paso. El procedimiento de diseño se basa principalmente en la teoría de placas. Su uso permite que los efectos (es decir, momento, fuerza cortante y deflexión) de una carga concentrada de columna sean evaluados. Si las zonas de influencia de dos o más columnas se cruzan, se usa la superposición para obtener el momento, fuerza cortante y deflexión netos en cualquier punto.

1. Suponga un espesor, h, para la losa de acuerdo con el paso 6 como se hizo en el método rígido convencional. (*Nota*: h es el espesor *total* de la losa.)
2. Determine la rigidez por flexión R de la losa:

$$R = \frac{E_F h^3}{12(1 - \mu_F^2)} \tag{5.54}$$

donde E_F = módulo de elasticidad del material de la cimentación
μ_F = relación de Poisson del material de la cimentación

3. Determine el radio de la rigidez efectiva:

$$L' = \sqrt[4]{\frac{R}{k}} \tag{5.55}$$

donde k = coeficiente de la reacción del subsuelo

La zona de influencia de cualquier carga de columna será del orden de 3 a $4L'$.

4. Determine el momento (en coordenadas polares en un punto) causado por una carga de columna (figura 5.11a):

$$M_r = \text{momento radial} = -\frac{Q}{4}\left[A_1 - \frac{(1-\mu_F)A_2}{\frac{r}{L'}}\right] \tag{5.56}$$

$$M_t = \text{momento tangencial} = -\frac{Q}{4}\left[\mu_F A_1 - \frac{(1-\mu_F)A_2}{\frac{r}{L'}}\right] \tag{5.57}$$

donde r = distancia radial desde la carga de la columna

Q = carga de la columna

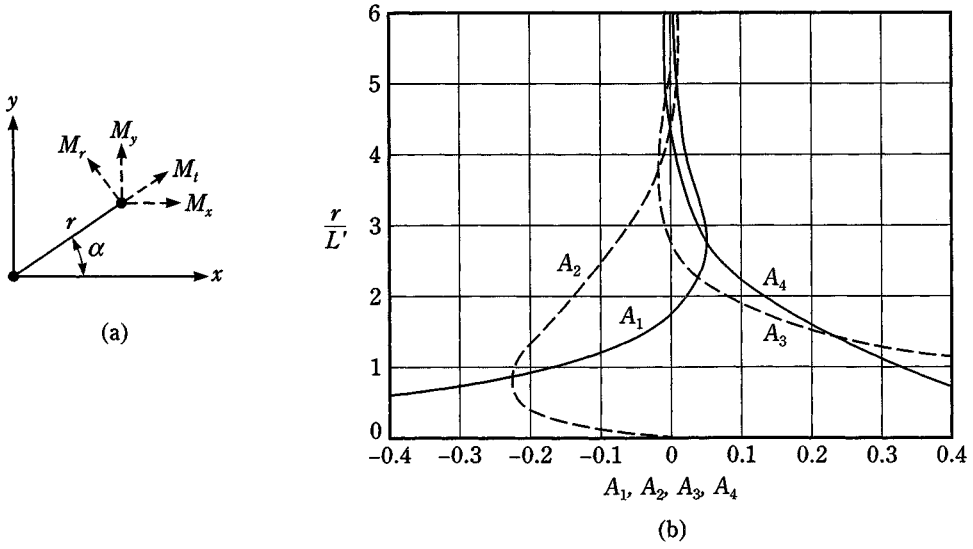
A_1, A_2 = funciones de r/L'

Las variaciones de A_1 y A_2 con r/L' se muestran en la figura 5.11b (véanse los detalles en Hetenyi, 1946).

En el sistema coordenado cartesiano (figura 5.11a),

$$M_x = M_t \operatorname{sen}^2 \alpha + M_r \cos^2 \alpha \tag{5.58}$$

$$M_y = M_t \cos^2 \alpha + M_r \operatorname{sen}^2 \alpha \tag{5.59}$$



▼ **FIGURA 5.11** Método flexible aproximado para el diseño de losas

5. Para un ancho unitario de losa, determine la fuerza cortante, V, causada por una carga de columna:

$$V = \frac{Q}{4L'} A_3 \tag{5.60}$$

La variación de A_3 con r/L' se muestra en la figura 5.11b.

6. Si el borde de la losa se localiza en la zona de influencia de una columna, determine el momento y la fuerza cortante a lo largo de la cuña (suponga que la losa es continua). Momento y fuerza cortante opuestos en signo a los determinados son aplicados a los bordes para satisfacer las condiciones conocidas.
7. La deflexión (δ) en cualquier punto es dada por

$$\delta = \frac{QL'^2}{4R} A_4 \tag{5.61}$$

La variación de A_4 se da en la figura 5.11.

▼ EJEMPLO 5.5

La planta de una losa de cimentación con cargas de columnas se muestra en la figura 5.12. Use la ecuación (5.25) para calcular las presiones del suelo en los puntos $A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K, L, M$ y N. El tamaño de la losa es de 76 pies × 96 pies, todas las columnas son de 24 pulg × 24 pulg en sección transversal y $q_{adm(neta)} = 1.5$ klb/pies^2. Verifique que las presiones del suelo son menores que la capacidad de carga neta admisible.

Solución: De la figura 5.12,

Carga muerta de columnas (DL) = 100 + 180 + 190 + 110 + 180 + 360 + 400 + 200 + 190 + 400 + 440 + 200 + 120 + 180 + 180 + 120
= 3550 klb

Carga viva de columnas (LL) = 60 + 120 + 120 + 70 + 120 + 200 + 250 + 120 + 130 + 240 + 300 + 120 + 70 + 120 + 120 + 70
= 2230 klb

Por lo que

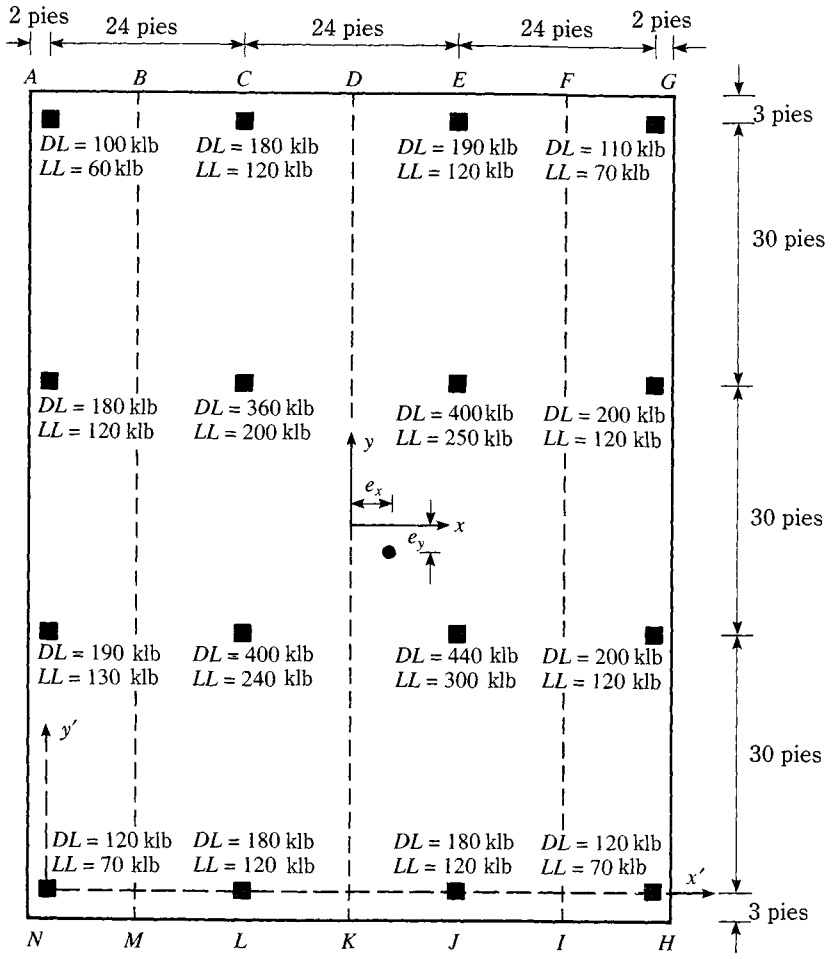
Carga de servicio = 3550 + 2230 = 5780 klb

De acuerdo con el ACI 318-95 (sección 9.2), carga factorizada, U = (1.4) (Carga muerta) + (1.7)(Carga viva). Entonces,

Carga factorizada = (1.4)(3550) + (1.7)(2230) = 8761 klb

Los momentos de inercia de la cimentación son

$I_x = \frac{1}{12}(76)(96)^3 = 5603 \times 10^3$ pies^4
$I_y = \frac{1}{12}(96)(76)^3 = 3512 \times 10^3$ pies^4



Nota: *DL* = carga muerta
LL = carga viva

▼ **FIGURA 5.12** Planta de una losa de cimentación

y

$$\Sigma M_{y'} = 0$$

Entonces,

$$5780x' = (24)(300 + 560 + 640 + 300) + (48)(310 + 650 + 740 + 300) + (72)(180 + 320 + 320 + 190)$$

$$x' = 36.664 \text{ pies}$$

y

$$e_x = 36.664 - 36.0 = 0.664 \text{ pies}$$

Similarmente,

$$\Sigma M_{x'} = 0$$

Entonces,

$$5780y' = (30)(320 + 640 + 740 + 320) + (60)(300 + 560 + 650 + 320) + (90)(160 + 300 + 310 + 180)$$

$$y' = 44.273 \text{ pies}$$

y

$$e_y = 44.273 - \tfrac{90}{2} = -0.727 \text{ pies}$$

Los momentos causados por excentricidad son

$$M_x = Qe_y = (8761)(0.727) = 6369 \text{ klb-pies}$$
$$M_y = Qe_x = (8761)(0.664) = 5817 \text{ klb-pies}$$

De la ec. (5.25)

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}$$

$$= \frac{8761}{(76)(96)} \pm \frac{(5817)(x)}{3512 \times 10^3} \pm \frac{(6369)(y)}{5603 \times 10^3}$$

o

$$q = 1.20 \pm 0.0017x \pm 0.0011y \text{ (klb-pie}^2\text{)}$$

Puede elaborarse ahora la siguiente tabla.

Punto	$\frac{Q}{A}$ (klb/pie^2)	x (pies)	$\pm 0.0017x$ (pies)	y (pies)	$\pm 0.0011y$ (pies)	q (klb/pies^2)
A	1.2	−38	−0.065	48	−0.053	**1.082**
B	1.2	−24	−0.041	48	−0.053	**1.106**
C	1.2	−12	−0.020	48	−0.053	**1.127**
D	1.2	0	0.0	48	−0.053	**1.147**
E	1.2	12	0.020	48	−0.053	**1.167**
F	1.2	24	0.041	48	−0.053	**1.188**
G	1.2	38	0.065	48	−0.053	**1.212**
H	1.2	38	0.065	−48	0.053	**1.318**
I	1.2	24	0.041	−48	0.053	**1.294**
J	1.2	12	0.020	−48	0.053	**1.273**
K	1.2	0	0.0	−48	0.053	**1.253**
L	1.2	−12	−0.020	−48	0.053	**1.233**
M	1.2	−24	−0.041	−48	0.053	**1.212**
N	1.2	−38	−0.065	−48	0.053	**1.188**

Las presiones del suelo en todos los puntos son menores que el valor dado de $q_{adm(neta)} = 1.5$ klb/pies^2. ▲

▼ EJEMPLO 5.6

Use los resultados del ejemplo 5.5 y el método rígido convencional.

a. Determine el espesor de la losa.
b. Divida la losa en cuatro franjas (*ABMN, BCDKLM, DEFIJK* y *FGHI*) y determine las reacciones promedio del suelo en los extremos de cada franja.
c. Determine los requisitos de refuerzo en la dirección y para $f'_c = 3000$ lb/pulg^2 y $f_y = 60{,}000$ lb/pulg^2.

Solución:

Parte a: Determinación del espesor de la losa

Para la columna de perímetro crítico, como muestra la figura 5.13 (ACI 318-95; sección 9.2.1),

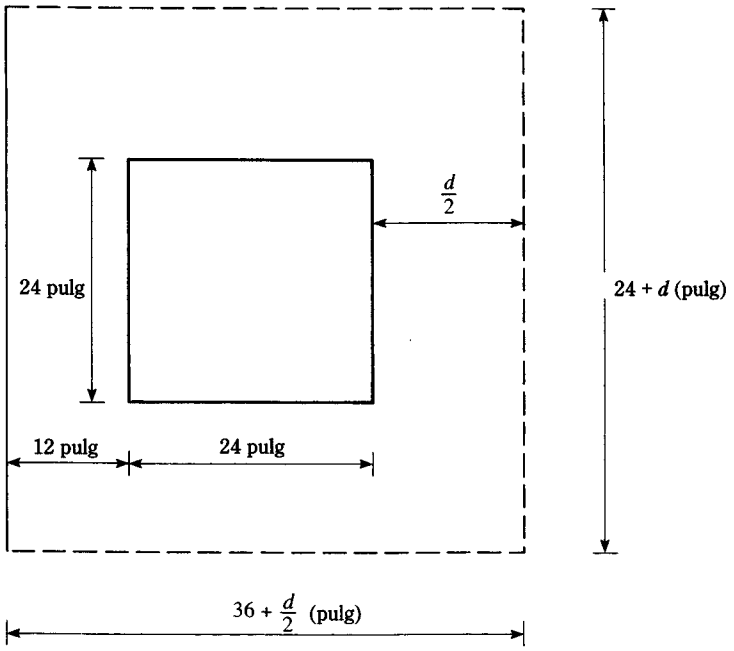
$$U = 1.4(DL) + 1.7\,(LL) = (1.4)(190) + (1.7)(130) = 487 \text{ klb}$$
$$b_o = 2(36 + d/2) + (24 + d) = 96 + 2d \text{ (pulgs)}$$

Del ACI 318-95

$$\phi V_c \geq V_u$$

donde V_c = resistencia cortante nominal del concreto
V_u = resistencia cortante factorizada

$$\phi V_c = \phi(4)\sqrt{f'_c}\,b_o d = (0.85)(4)\,(\sqrt{3000})(96 + 2d)\,d$$



▼ **FIGURA 5.13** Columna de perímetro crítico

Por lo tanto

$$\frac{(0.85)(4)(\sqrt{3000})(96 + 2d)d}{1000} \geq 487$$

$$(96 + 2d)d \geq 2615.1$$

$$d \approx 19.4 \text{ pulg}$$

Para la columna interna crítica mostrada en la figura 5.14,

$$b_o = 4(24 + d) = 96 + 4d \text{ (pulg)}$$

$$U = (1.4)(440) + (1.7)(300) = 1126 \text{ klb}$$

y

$$\frac{(0.85)(4)(\sqrt{3000})(96 + 4d)d}{1000} \geq 1126$$

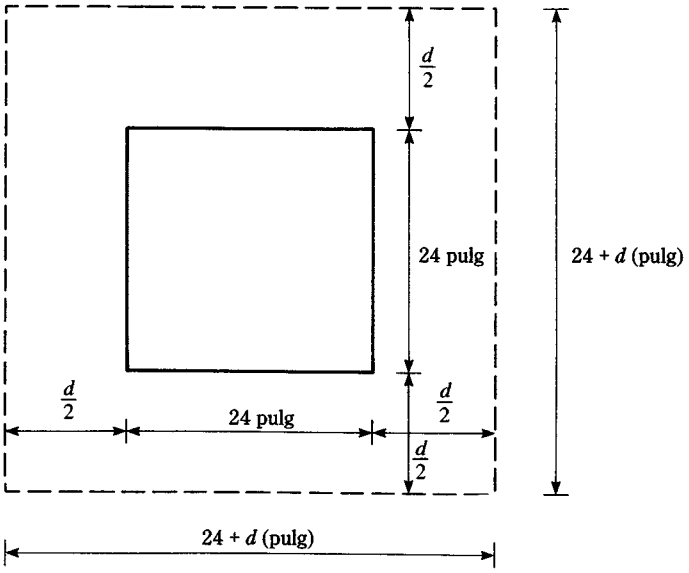
$$(96 + 4d)d \geq 6046.4$$

$$d \approx 28.7 \text{ pulg}$$

Use $d = 29$ pulgadas.

Con un recubrimiento mínimo de 3 pulg sobre el refuerzo de acero y barras de acero de 1 pulg de diámetro, el espesor total de la losa es

$$h = 29 + 3 + 1 = \mathbf{33 \text{ pulgadas}}$$



▼ **FIGURA 5.14** Columna interna crítica

Parte b: Reacción promedio del suelo

Refiérase a la figura 5.12. Para la franja *ABMN* (ancho = 14 pies),

$$q_1 = \frac{q_{(\text{en } A)} + q_{(\text{en } B)}}{2} = \frac{1.082 + 1.106}{2} = \mathbf{1.094\ klb/pies^2}$$

$$q_2 = \frac{q_{(\text{en } M)} + q_{(\text{en } N)}}{2} = \frac{1.212 + 1.188}{2} = \mathbf{1.20\ klb/pies^2}$$

Para la franja *BCDKLM* (ancho = 24 pies),

$$q_1 = \frac{1.106 + 1.127 + 1.147}{3} = \mathbf{1.127\ klb/pies^2}$$

$$q_2 = \frac{1.253 + 1.233 + 1.212}{3} = \mathbf{1.233\ klb/pies^2}$$

Para la franja *DEFIJK* (ancho = 24 pies),

$$q_1 = \frac{1.147 + 1.167 + 1.188}{3} = \mathbf{1.167\ klb/pies^2}$$

$$q_2 = \frac{1.294 + 1.273 + 1.253}{3} = \mathbf{1.273\ klb/pies^2}$$

Para la franja *FGHI* (ancho = 14 pies),

$$q_1 = \frac{1.188 + 1.212}{2} = \mathbf{1.20\ klb/pies^2}$$

$$q_2 = \frac{1.318 + 1.294}{2} = \mathbf{1.306\ klb/pies^2}$$

Revise $\Sigma F_V = 0$:

Reacción del suelo para la franja *ABMN* $= \frac{1}{2}(1.094 + 1.20)(14)(96) = 1541.6$ klb

Reacción del suelo para la franja *BCDKLM* $= \frac{1}{2}(1.127 + 1.233)(24)(96) = 2718.7$ klb

Reacción del suelo para la franja *DEFIJK* $= \frac{1}{2}(1.167 + 1.273)(24)(96) = 2810.9$ klb

Reacción del suelo para la franja *GFHJ* $= \frac{1}{2}(1.20 + 1.306)(14)(96) = \underline{1684.0\ \text{klb}}$

$$\sum 8755.2\ \text{klb} \approx \sum \text{Carga de columna} = 8761\ \text{klb} - \text{OK}$$

Parte c: Requisitos del refuerzo

Refiérase a la figura 5.15 para el diseño de la franja *BCDKLM*. La figura 5.15 muestra el diagrama de carga, en el que

$$Q_1 = (1.4)(180) + (1.7)(120) = 456 \text{ klb}$$

$$Q_2 = (1.4)(360) + (1.7)(200) = 844 \text{ klb}$$

$$Q_3 = (1.4)(400) + (1.7)(240) = 968 \text{ klb}$$

$$Q_4 = (1.4)(180) + (1.7)(120) = 456 \text{ klb}$$

Los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante se muestran en las figuras 5.15b y c, respectivamente. De la figura 5.15c, el momento positivo máximo en el fondo de la cimentación = 2281.1/24 = 95.05 klb-pie/pie.

Para los conceptos de diseño de una sección rectangular en flexión, refiérase a la figura 5.16.

$$\sum \text{Fuerza de compresión } C = 0.85 f'_c ab$$

$$\sum \text{Fuerza de tensión } T = A_s f_y$$

$$C = T$$

Note que para este caso b = 1 pie = 12 pulgadas

$$(0.85)(3)(12)a = A_s(60)$$

$$A_s = 0.51a$$

De la ec. (5.36),

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$(95.05)(12) = (0.9)(0.51a)(60)\left(29 - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = 1.47 \text{ pulg}$$

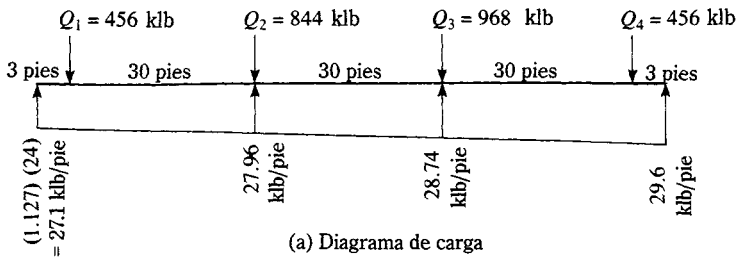
Entonces

$$A_s = (0.51)(1.47) = 0.75 \text{ pulg}^2$$

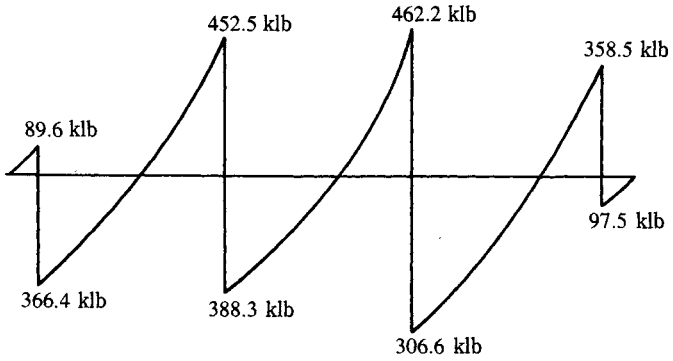
- Refuerzo mínimo $s_{\text{mín}}$ (ACI 318-95, sección 10.5) = $200/f_y$ = 200/60,000 = 0.00333
- A_s mínimo = (0.00333)(12)(29) = 1.16 pulg²/pies. Por lo tanto, use refuerzo mínimo con A_s = 1.16 pulg²/pies.
- **Use barras no. 9 a 10 pulg centro a centro (A_s = 1.2 pulg²/pies) en el fondo de la cimentación.**

De la figura 5.15c, el momento máximo negativo = 2447.8 klb-pie/24 = 102 klb-pie-/pie. Por observación, $A_s \leq A_{s(\text{mín})}$.

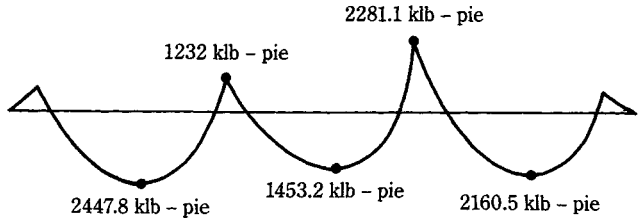
- **Use barras no. 9 a 10 pulg centro a centro en la parte superior de la cimentación.** ▲



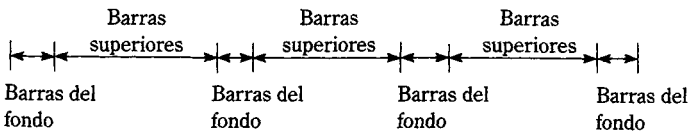
(a) Diagrama de carga



(b) Diagrama de fuerza cortante

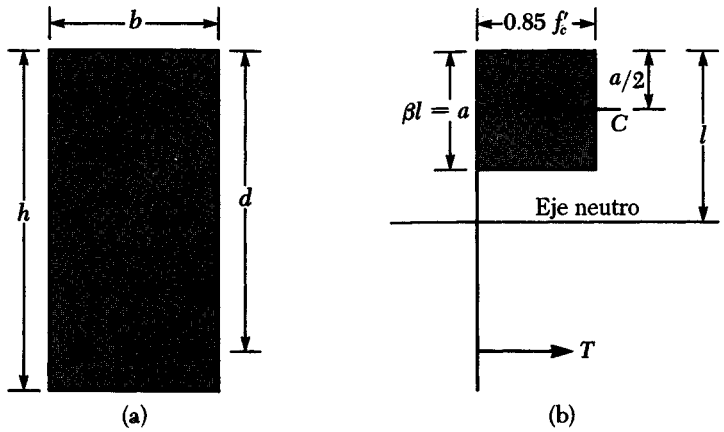


(c) Diagrama de momento flexionante



(d) Localización del refuerzo principal

▼ **FIGURA 5.15**



▼ **FIGURA 5.16** Sección rectangular en flexión; (a) sección transversal, (b) distribución supuesta del esfuerzo en la sección transversal

▼ EJEMPLO 5.7

De una prueba de placa de carga (dimensiones de la placa: 1 pie × 1 pie) en el campo, se determinó que el coeficiente de reacción del subsuelo en un suelo arenoso es de 80 lb/pulg³. (a) ¿Cuál será el valor del coeficiente de reacción del subsuelo sobre el mismo suelo para una cimentación con dimensiones de 30 pies × 30 pies? (b) Si la cimentación tiene dimensiones de 45 pies × 30 pies, ¿cuál será el valor del coeficiente de reacción del subsuelo?

Solución:

Parte a

De la ec. (5.46),

$$k = k_1\left(\frac{B+1}{2B}\right)^2$$

donde $k_1 = 80$ lb/pulg²
$B = 30$ pies

Entonces

$$k = 80\left[\frac{30+1}{(2)(30)}\right]^2 = \mathbf{21.36\ pulg^3}$$

Parte b

De la ec. (5.49),

$$k = \frac{k_{(B\times B)}\left(1 + 0.5\,\frac{B}{L}\right)}{1.5}$$

$$k_{(30\text{ pies}\times 30\text{ pies})} = 21.36\text{ lb/pulg}^3$$

Entonces

$$k = \frac{(21.36)(1 + 0.5\frac{30}{45})}{1.5} = \mathbf{19\text{ lb/pulg}^3}$$ ▲

PROBLEMAS

5.1 Determine la capacidad de carga neta última de las losas de cimentación con las siguientes características:

a. $c_u = 120$ kN/m^2, $\phi = 0$, $B = 8$ m, $L = 18$ m, $D_f = 3$ m

b. $c_u = 2500$ lb/pies^2, $\phi = 0$, $B = 20$ pies, $L = 30$ pies, $D_f = 6.2$ pies

5.2 La siguiente tabla da los resultados de una prueba estándar de penetración en el campo (suelo arenoso):

Profundidad (m)	Valor de campo, N_f
1.5	9
3.0	12
4.5	11
6.0	7
7.5	13
9.0	11
10.5	13

Estime la capacidad de carga neta admisible de una losa de cimentación de 6.5 m × 5 m en planta. Aquí, $D_f = 1.5$ m y asentamiento admisible = 50.8 mm. Suponga que el peso unitario del suelo $\gamma = 16.5$ kN/m^3.

5.3 Resuelva el problema 5.2 para un asentamiento admisible de 30 mm.

5.4 Una losa de cimentación sobre suelo de arcilla saturada tiene dimensiones de 20 m × 20 m. Se dan: carga muerta y viva = 48 MN, $c_u = 30$ kN/m^2, γarcilla = 18.5 kN/m^3.

a. Encuentre la profundidad, D_f, de la losa para tener una cimentación totalmente compensada.

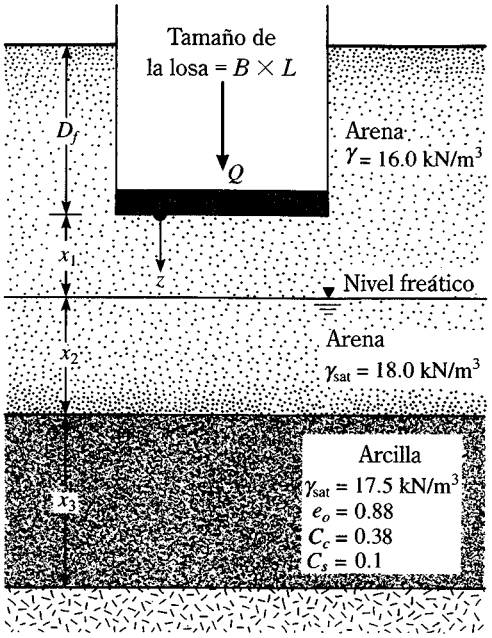
b. ¿Cuál será la profundidad (D_f) de la losa para tener un factor de seguridad de 2 contra falla por capacidad de carga?

5.5 Resuelva el problema 5.4 parte b con $c_u = 20$ kN/m^2.

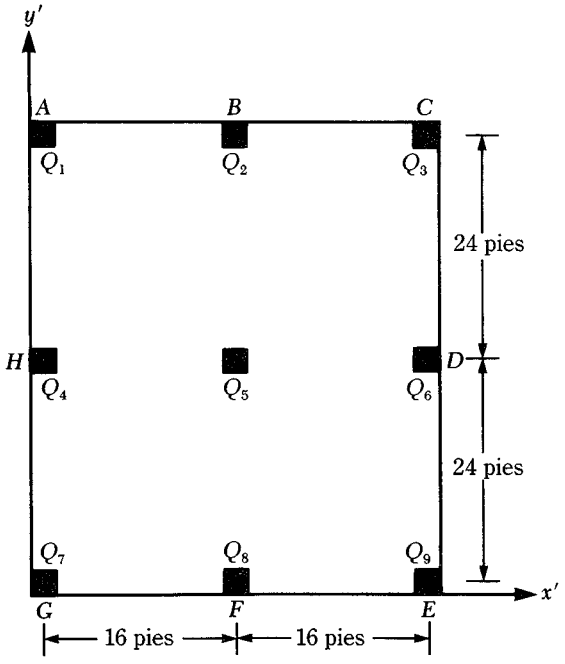
5.6 En la figura P5.6 se muestra una losa de cimentación. Los parámetros de diseño son $L = 12$ m, $B = 10$ m, $D_f = 2.2$ m, $Q = 30$ MN, $x_1 = 2$ m, $x_2 = 2$ m, $x_3 = 5.2$ m y presión de preconsolidación $p_c = 105$ kN/m^2. Calcule el asentamiento por consolidación bajo el centro de la losa.

5.7 Para la losa de cimentación en el problema 5.6, estime el asentamiento por consolidación bajo la esquina de la losa.

5.8 Refiérase a la figura P5.8. Para la losa, Q_1, $Q_3 = 40$ toneladas, Q_4, Q_5, $Q_6 = 60$ toneladas, Q_2, $Q_9 = 45$ toneladas y Q_7, $Q_8 = 50$ toneladas. Todas las columnas son de 20 pulg × 20



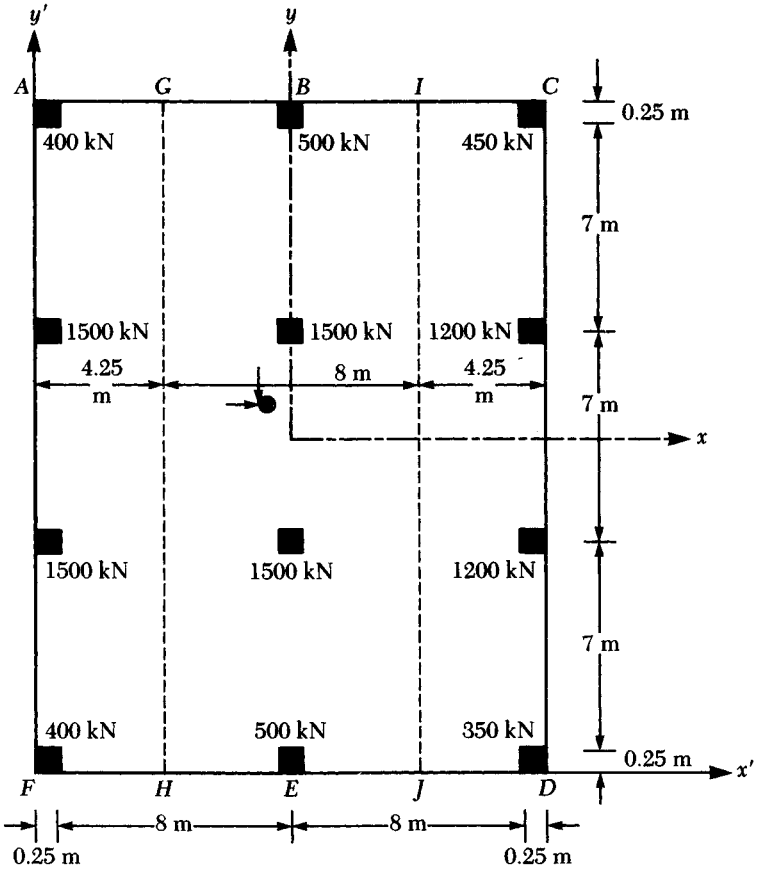
▼ FIGURA P5.6



▼ FIGURA P5.8

pulg en sección transversal. Use el procedimiento delineado en la sección 5.7 para determinar la presión sobre el suelo en A, B, C, D, E, F, G y H.

5.9 La planta de una losa de cimentación con cargas de columnas se muestra en la figura P5.9. Calcule la presión del suelo en los puntos A, B, C, D, E y F. *Nota*: Todas las columnas son de 0.5 m × 0.5 m en sección transversal.



▼ FIGURA P5.9

5.10 Divida la losa mostrada en la figura P5.9 en tres franjas, tales como la *AGHF* (B_1 = 4.25 m), la *GIJH* (B_1 = 8 m) y la *ICDJ* (B_1 = 4.25 m). Use los resultados del problema 5.9 y determine los requisitos del refuerzo en la dirección y. Aquí, f'_c = 20.7 MN/m², f_y = 413.7 MN/m² y el factor de carga es de 1.7.

5.11 De la prueba de la placa de carga (dimensiones de la placa: 1 pie × 1 pie) en el campo, se ha determinado que el coeficiente de reacción de un subsuelo arenoso es de 55 lb/pulg³. ¿Cuál será el valor del coeficiente de reacción del subsuelo para una cimentación con dimensiones de 25 pies × 25 pies sobre el mismo suelo?

5.12 Refiérase al problema 5.11. Si la cimentación tuviese dimensiones de 70 pies × 30 pies, ¿cuál sería el valor del coeficiente de reacción del subsuelo?

5.13 La reacción de un subsuelo arenoso obtenida en una prueba de placa de carga (dimensiones de la placa: 1 m × 0.7 m) fue de 18 kN/m². ¿Cuál será el valor de k sobre el mismo suelo para una cimentación de 5 m × 3.5 m?

REFERENCIAS

American Concrete Institute (1995). *ACI Standard Building Code Requirements for Reinforced Concrete*, ACI 318-95, Farmington Hills, Michigan.

American Concrete Institute Committee 336 (1988). "Suggested Design Procedures for Combined Footings and Mats", *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 63, no. 10, pp. 1041-1077.

Hetenyi, M. (1946). *Beams of Elastic Foundations*, University of Michigan Press, Ann Arbor.

Meyerhof, G. G. (1965). "Shallow Foundations", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 91, no. SM2, pp. 21– 31.

Rios, L. y Silva, F. P. (1948). "Foundations in Downtown Sao Paulo (Brazil)", *Proceedings*, Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, vol. 4, p. 69.

Schultze, E. (1962). "Probleme bei der Auswertung von Setzungsmessungen", *Proceedings*, Baugrundtagung, Essen, Germany, p. 343.

Scott, R. F. (1981). *Foundation Analysis*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.

Stuart, J. G., y Graham, J. (1975). "Settlement Performance of a Raft Foundation on Sand", en *Settlement of Structures*, Halsted Press, Nueva York, pp. 62-67.

Terzaghi, K. (1955). "Evaluation of the Coefficient of Subgrade Reactions", *Geotechnique*, Institute of Engineers, London, vol. 5, no. 4, pp. 197-226.

Vargas, M. (1948). "Building Settlement Observations in Sao Paulo", *Proceedings*, Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, vol. 4, p. 13.

Vargas, M. (1961). "Foundations of Tall Buildings on Sand in Sao Paulo (Brazil)", *Proceedings*, Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, París, vol. 1, p. 841.

Vesic, A. S. (1961). "Bending of Beams Resting on Isotropic Solid", *Journal of the Engineeing Mechanics Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 87, no. EM2, pp. 35-53.

Westgaard, H. M. (1926). "Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis", *Public Roads*, vol. 7, no. 12, pp. 23-35.

Westergaard, H. M. (1939). "Stresses in Concrete Runways of Airports", *Proceedings*, Highway Research Board, vol. 19, pp. 197-205.

Westergaard, H. M. (1947). "New Formulas for Stresses in Concrete Pavements of Airfields", *Proceedings*, American Society of Civil Engineers, vol. 73, pp. 687-701.

CAPÍTULO SEIS

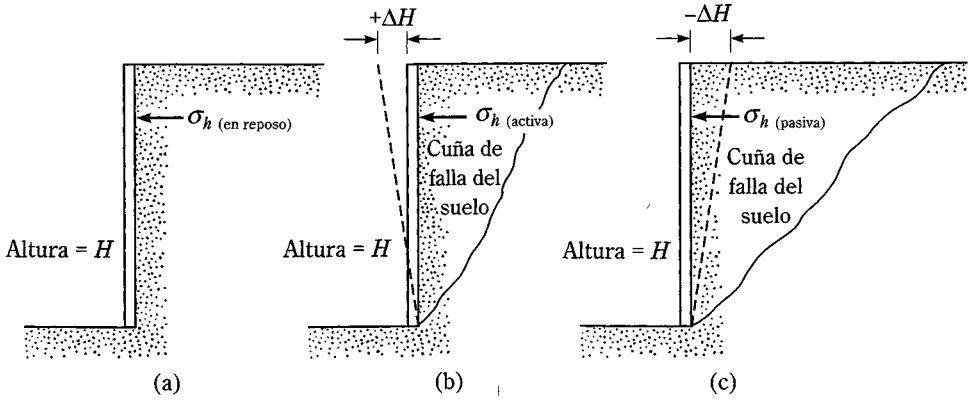
PRESIÓN LATERAL DE TIERRA

6.1 INTRODUCCIÓN

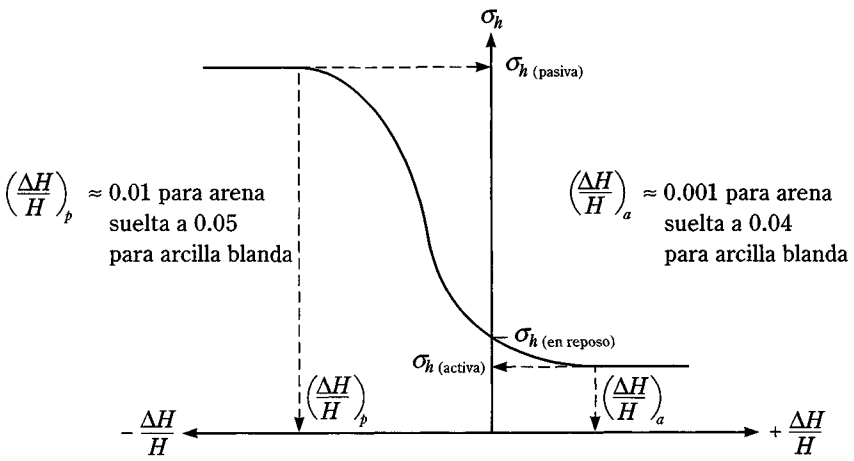
Los taludes verticales o casi verticales de suelo son soportados por muros de retención, tablaestacas en voladizo vertical, ataguías de tablaestacas, cortes apuntalados y otras estructuras similares. El adecuado diseño de esas estructuras requiere la estimación de la presión lateral de la tierra, que es una función de varios factores, tales como: (a) el tipo y magnitud del movimiento de los muros, (b) los parámetros de resistencia cortante del suelo, (c) el peso específico del suelo y (d) las condiciones de drenaje en el relleno. La figura 6.1 muestra un muro de retención de altura H. Para tipos similares de relleno:

a. El muro está restringido contra movimiento (figura 6.1b). La presión lateral de la tierra sobre el muro a cualquier profundidad se llama *presión de la tierra en reposo*.
b. El muro se inclina respecto al suelo retenido (figura 6.1b). Con suficiente inclinación del muro, fallará una cuña triangular de suelo detrás del muro. La presión lateral para esta condición se llama *presión activa de la tierra*.
c. El muro es empujado hacia el suelo retenido (figura 6.1c). Con suficiente movimiento del muro, fallará una cuña de suelo. La presión lateral para esta condición se llama *presión pasiva de la tierra*.

La figura 6.2 muestra la naturaleza de la variación de la presión lateral (σ_h) a cierta profundidad sobre el muro con la magnitud del movimiento de éste.



▼ **FIGURA 6.1** Naturaleza de la presión lateral de la tierra sobre un muro de retención



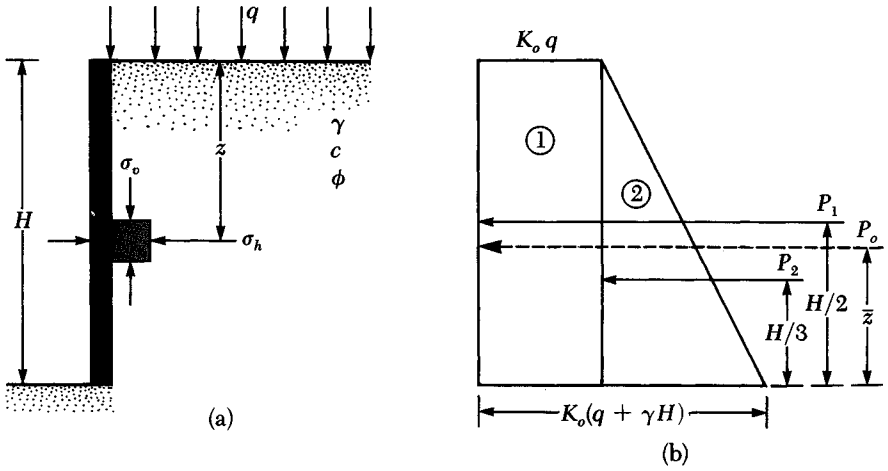
▼ **FIGURA 6.2** Naturaleza de la variación de la presión lateral de la tierra a una cierta profundidad

En las siguientes secciones veremos varias relaciones para determinar las presiones en reposo, activa y pasiva sobre un muro de retención. Se supone que el lector ya conoce el concepto de presión lateral en suelos, por lo que este capítulo servirá como repaso.

6.2 PRESIÓN LATERAL DE TIERRA EN REPOSO

Considere un muro vertical de altura H, como muestra la figura 6.3, que retiene un suelo con peso específico de γ. Una carga uniformemente distribuida de q/área unitaria, es también aplicada a la superficie del terreno. La resistencia cortante, s, del suelo es

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



▼ **FIGURA 6.3** Presión de la tierra en reposo

donde c = cohesión
ϕ = ángulo de fricción
σ' = esfuerzo normal efectivo

A cualquier profundidad z debajo de la superficie del terreno, el esfuerzo vertical es

$$\sigma_v = q + \gamma z \tag{6.1}$$

Si el *muro está en reposo y no se permite que se mueva* respecto a la masa del suelo (es decir, deformación horizontal nula), la presión lateral a una profundidad z es

$$\sigma_h = K_o\sigma_v' + u \tag{6.2}$$

donde u = presión de poro del agua
K_o = coeficiente de presión de la tierra en reposo

Para un suelo normalmente consolidado, la relación para K_o (Jaky, 1944) es

$$\boxed{K_o \approx 1 - \text{sen } \phi} \tag{6.3}$$

La ecuación (6.3) es una aproximación empírica.

Para arcillas normalmente consolidadas, el coeficiente de presión de tierra en reposo se aproxima (Brooker y Ireland, 1965) por

$$\boxed{K_o \approx 0.95 - \text{sen } \phi} \tag{6.4}$$

donde ϕ = ángulo de fricción máximo drenado

Con base en los resultados experimentales de Brooker y Ireland (1965), el valor de K_o para arcillas normalmente consolidadas es aproximado en relación con el índice de plasticidad (PI):

$$K_o = 0.4 + 0.007(PI) \qquad (\text{para } PI \text{ entre 0 y 40}) \tag{6.5}$$

y

$$K_o = 0.64 + 0.001(PI) \qquad (\text{para } PI \text{ entre 40 y 80}) \tag{6.6}$$

Para arcillas preconsolidadas,

$$K_{o(\text{preconsolidadas})} \approx K_{o(\text{normalmente consolidadas})} \sqrt{OCR} \tag{6.7}$$

donde OCR = tasa de preconsolidación

Mayne y Kulhawy (1982) analizaron los resultados de 171 suelos diferentes probados en laboratorio. Con base en este estudio, ellos propusieron una relación empírica general para estimar la magnitud de K_o para arena y arcilla:

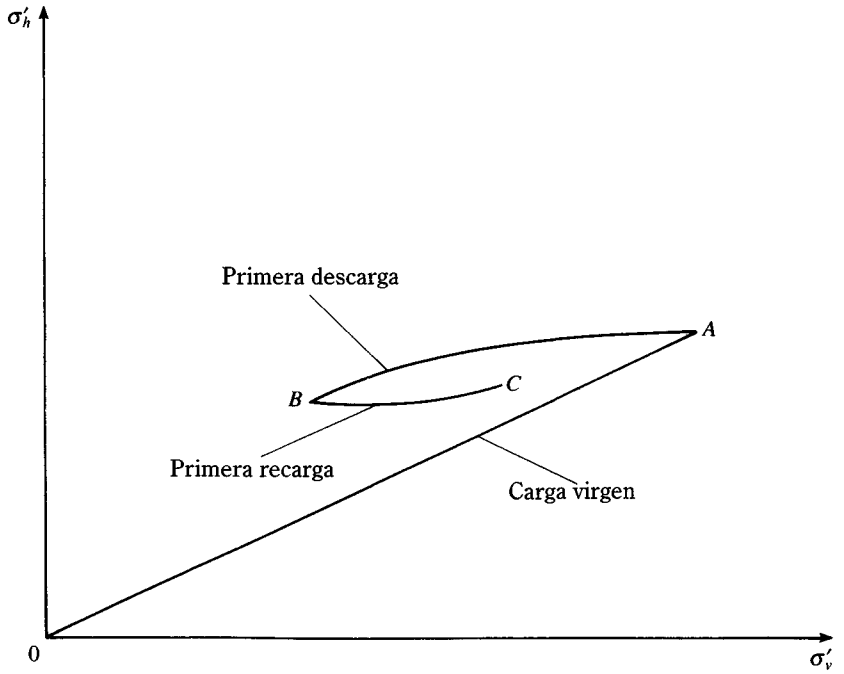
$$K_o = (1 - \text{sen } \phi)\left[\frac{OCR}{OCR_{\text{máx}}^{(1-\text{sen }\phi)}} + \frac{3}{4}\left(1 - \frac{OCR}{OCR_{\text{máx}}}\right)\right] \tag{6.8}$$

donde OCR = tasa de preconsolidación presente
$OCR_{\text{máx}}$ = tasa de preconsolidación máxima

En la figura 6.4, $OCR_{\text{máx}}$ es el valor de OCR en el punto B.

Con un valor seleccionado apropiadamente del coeficiente de presión de tierra en reposo, la ecuación (6.2) se usa para determinar la variación de la presión lateral de la tierra con la profundidad z. La figura 6.3b exhibe la variación de σ_h con la profundidad para el muro mostrado en la figura 6.3a. Note que si la sobrecarga $q = 0$ y la presión de poro $u = 0$, el diagrama de presión será un triángulo. La fuerza total, P_o, *por unidad de longitud* del muro dado en la figura 6.3a ahora se obtiene del área del diagrama de presión dado en la figura 6.3b como

$$P_o = P_1 + P_2 = qK_oH + \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_o \tag{6.9}$$



▼ **FIGURA 6.4** Historia del esfuerzo de un suelo bajo condición K_o

donde P_1 = área del rectángulo 1
P_2 = área del triángulo 2

La localización de la línea de acción de la fuerza resultante, P_o, se logra tomando momentos respecto al fondo del muro. Entonces,

$$\bar{z} = \frac{P_1 = \left(\frac{H}{2}\right) + P_2\left(\frac{H}{3}\right)}{P_o} \tag{6.10}$$

Si el nivel freático está a una profundidad $z < H$, el diagrama de presión en reposo mostrado en la figura 6.3b tendrá que ser modificado un poco, como muestra la figura 6.5. Si el peso específico efectivo del suelo debajo del nivel freático es γ' (es decir, $\gamma_{sat} - \gamma_w$),

En $z = 0$, $\sigma_h' = K_o\sigma_v' = K_o q$

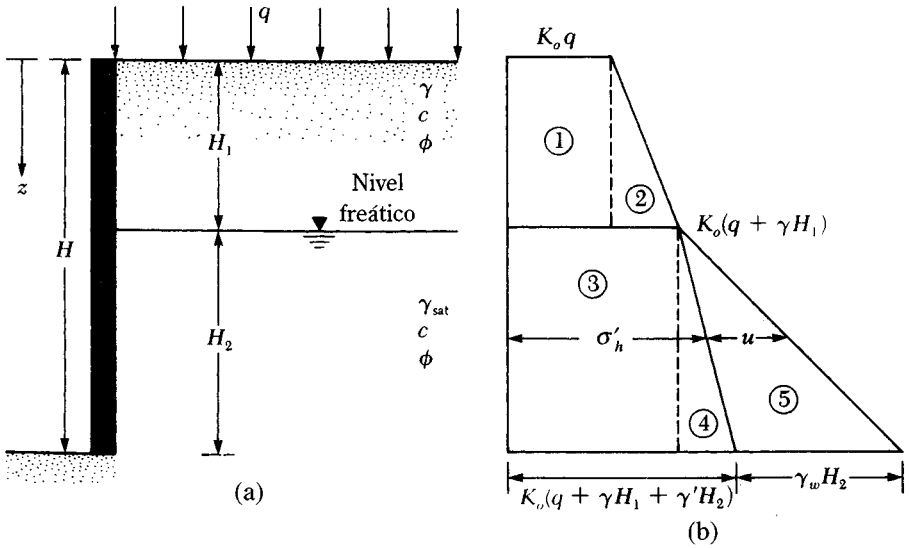
En $z = H_1$, $\sigma_h' = K_o\sigma_v' = K_o(q + \gamma H_1)$

En $z = H_2$, $\sigma_h' = K_o\sigma_v' = K_o(q + \gamma H_1 + \gamma' H_2)$

Note que en estas ecuaciones, σ'_v y σ'_h son las presiones efectivas vertical y horizontal. La determinación de la distribución de presión total sobre el muro requiere añadir la presión hidrostática. La presión hidrostática, u, es cero de $z = 0$ a $z = H_1$; en $z = H_2$, $u = H_2\gamma_w$. La variación de σ'_h y u con la profundidad se muestra en la figura 6.5b. Por lo tanto, la fuerza total por longitud unitaria del muro se determina del área del diagrama de presión. Se obtiene entonces

$$P_o = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5$$

donde A = área del diagrama de presión



▼ FIGURA 6.5

Entonces,

$$P_o = K_o q H_1 + \tfrac{1}{2} K_o \gamma H_1^2 + K_o(q + \gamma H_1) H_2 + \tfrac{1}{2} K_o \gamma' H_2^2 + \tfrac{1}{2} K_o \gamma_w H_2^2 \tag{6.11}$$

Sherif y otros (1984) demostraron por medio de varias pruebas de modelos que la ecuación (6.3) da buenos resultados para estimar la presión lateral de la tierra en reposo para arenas sueltas. Sin embargo, para arena densa compactada, subestima considerablemente el valor de K_o. Por esta razón, ellos propusieron una relación modificada para K_o:

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi) + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\text{mín})}} - 1\right) 5.5 \tag{6.12}$$

donde γ_d = peso específico seco de la arena *in situ*
$\gamma_{d(\text{mín})}$ = peso específico seco mínimo posible de la arena (véase el capítulo 1)

▼ EJEMPLO 6.1

Para el muro de retención mostrado en la figura 6.6(a), determine la fuerza lateral de la tierra en reposo por unidad de longitud del muro. Determine también la posición de la fuerza resultante.

Solución:

$K_o = 1 - \text{sen } \phi = 1 - \text{sen } 30° = 0.5$

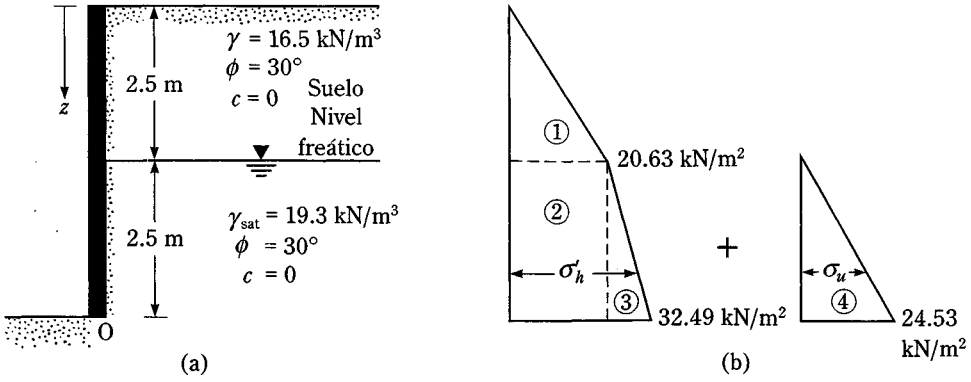
En $z = 0$, $\sigma_v' = 0$; $\sigma_h' = 0$

En $z = 2.5$ m, $\sigma_v' = (16.5)(2.5) = 41.25$ kN/m^2;

$$\sigma_h' = K_o \sigma_v' = (0.5)(41.25) = 20.63 \text{ kN/m}^2$$

En $z = 5$ m, $\sigma_v' = (16.5)(2.5) + (19.3 - 9.81)2.5 = 64.98$ kN/m^2;

$$\sigma_h' = K_o \sigma_v' = (0.5)(64.98) = 32.49 \text{ kN/m}^2$$



▼ FIGURA 6.6

La distribución de la presión hidrostática es como sigue:

De $z = 0$ a $z = 2.5$ m, $u = 0$. En $z = 5$ m, $u = \gamma_w(2.5) = (9.81)(2.5) = 24.53$ kN/m^2. La distribución de la presión sobre el muro se muestra en la figura 6.6b.

La fuerza total por longitud unitaria del muro se determina del área del diagrama de presión, o

$$P_o = \text{Área 1} + \text{Área 2} + \text{Área 3} + \text{Área 4}$$
$$= \tfrac{1}{2}(2.5)(20.63) + (2.5)(20.63) + \tfrac{1}{2}(2.5)(32.49 - 20.63) + \tfrac{1}{2}(2.5)(24.53) = \mathbf{122.85\ kN/m}$$

La localización del centro de presión medido desde el fondo del muro (punto O) =

$$\bar{z} = \frac{(\text{Área 1})\left(2.5 + \frac{2.5}{3}\right) + (\text{Área 2})\left(\frac{2.5}{2}\right) + (\text{Área 3} + \text{Área 4})\left(\frac{2.5}{3}\right)}{P_o}$$
$$= \frac{(25.788)(3.33) + (51.575)(1.25) + (14.825 + 30.663)(0.833)}{122.85}$$
$$= \frac{85.87 + 64.47 + 37.89}{122.85} = \mathbf{1.53\ m}$$

▲

PRESIÓN ACTIVA

6.3 PRESIÓN ACTIVA DE TIERRA DE RANKINE

La condición de la presión lateral de tierra descrita en la sección 6.2 implica muros que no ceden en absoluto. Sin embargo, si un muro tiende a moverse alejándose del suelo una distancia Δx, como muestra la figura 6.7a, la presión del suelo sobre el muro a cualquier profundidad decrecerá. Para un muro *sin fricción*, el esfuerzo horizontal, σ_h, a una profundidad z será igual a $K_o\sigma_v$ $(= K_o\gamma z)$ cuando Δx es cero. Sin embargo, con $\Delta x > 0$, σ_h será menor que $K_o\sigma_v$.

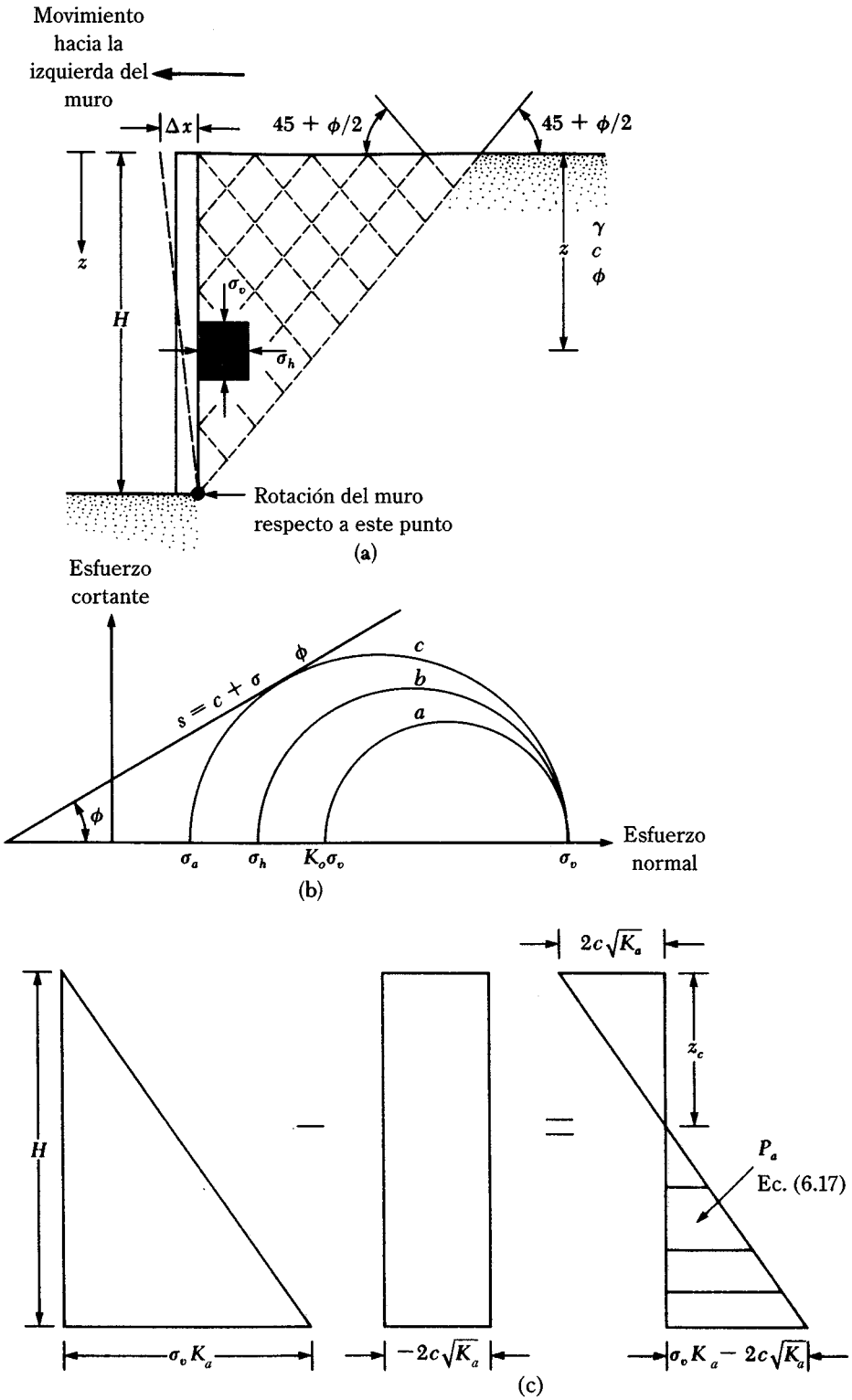
Los círculos de Mohr correspondientes a desplazamientos del muro de $\Delta x = 0$ y $\Delta x > 0$ se muestran por los círculos a y b, respectivamente, en la figura 6.7b. Si el desplazamiento del muro, Δx, continúa creciendo, el correspondiente círculo de Mohr tocará eventualmente la envolvente de falla de Mohr-Coulomb definida por la ecuación

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

El círculo marcado con c en la figura 6.7b. Representa la condición de falla en la masa del suelo; el esfuerzo horizontal es igual entonces a σ_a y se denomina *presión activa de Rankine*. Las *líneas de deslizamiento* (planos de falla) en el suelo forman entonces ángulos de $\pm(45 + \phi/2)$ con la horizontal, como muestra la figura 6.7a.

Refiérase de nuevo a la ecuación (1.84), que relaciona los esfuerzos principales para un círculo de Mohr que toca la envolvente de falla de Mohr-Coulomb:

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



▼ **FIGURA 6.7** Presión activa de Rankine

Para el círculo de Mohr c en la figura 6.7b,

Esfuerzo principal mayor, $\sigma_1 = \sigma_v$

y

Esfuerzo principal menor, $\sigma_3 = \sigma_a$

Entonces

$$\sigma_v = \sigma_a \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_v}{\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} - \frac{2c}{\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

o

$$\boxed{\begin{aligned}\sigma_a &= \sigma_v \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \\ &= \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a}\end{aligned}} \tag{6.13}$$

donde $K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$ = coeficiente de presión activa de Rankine (tabla 6.1)

La variación de la presión activa con la profundidad para el muro mostrado en la figura 6.7a se da en la figura 6.7c. Note que $\sigma_v = 0$ en $z = 0$ y $\sigma_v = \gamma H$ en $z = H$. La distribución de presión muestra que en $z = 0$, la presión activa es igual a $-2c\sqrt{K_a}$, que indica un esfuerzo de tensión, el cual decrece con la profundidad y es cero a la profundidad $z = z_c$, o

$$\gamma z_c K_a - 2c\sqrt{K_a} = 0$$

y

$$\boxed{z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}} \tag{6.14}$$

La profundidad z_c se llama *profundidad de la grieta de tensión*, porque el esfuerzo de tensión en el suelo causará eventualmente una grieta a lo largo de la interfaz suelo-muro. La fuerza activa total de Rankine por unidad de longitud del muro antes de que ocurra la grieta de tensión es

$$\begin{aligned}P_a &= \int_0^H \sigma_a dz = \int_0^H \gamma z K_a dz - \int_0^H 2c\sqrt{K_a} dz \\ &= \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a}\end{aligned} \tag{6.15}$$

▼ **TABLA 6.1** Variación del K_a de Rankine

Ángulo de fricción ϕ del suelo (grados)	$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$
20	0.490
21	0.472
22	0.455
23	0.438
24	0.422
25	0.406
26	0.395
27	0.376
28	0.361
29	0.347
30	0.333
31	0.320
32	0.307
33	0.295
34	0.283
35	0.271
36	0.260
37	0.249
38	0.238
39	0.228
40	0.217
41	0.208
42	0.198
43	0.189
44	0.180
45	0.172

Después de que ocurre la grieta de tensión, la fuerza sobre el muro será causada sólo por la distribución de presión entre las profundidades $z = z_c$ y $z = H$, como muestra el área sombreada en la figura 6.7c. Ésta se expresa como

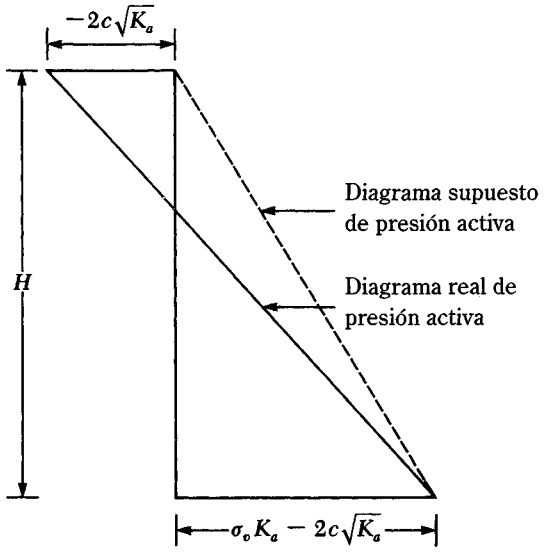
$$P_a = \tfrac{1}{2}(H - z_c)(\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}) \tag{6.16}$$

o

$$P_a = \frac{1}{2}\left(H - \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}\right)(\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}) \tag{6.17}$$

Para fines de cálculo en algunos problemas de diseño de muros de retención, un relleno de suelo cohesivo se reemplaza por un suelo supuesto granular con un diagrama de presión activa triangular de Rankine con $\sigma_a = 0$ en $z = 0$ y $\sigma_a = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a}$ en $z = H$ (véase la figura 6.8). En tal caso, la fuerza activa supuesta por unidad de longitud de muro es

$$P_a = \tfrac{1}{2}H(\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}) = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_a - cH\sqrt{K_a} \tag{6.18}$$



▼ **FIGURA 6.8** Diagrama supuesto de presión activa para un relleno de arcilla detrás de un muro de retención

Sin embargo, la condición de presión activa de la tierra se alcanzará sólo si se permite que el muro "ceda" suficientemente. La cantidad necesaria de desplazamiento hacia afuera del muro es aproximadamente de entre $0.001H$ y $0.004H$ para rellenos de suelo granular y aproximadamente de entre $0.01H$ y $0.04H$ para rellenos de suelo cohesivo.

▼ EJEMPLO 6.2

Un muro de retención de 6 m de altura debe soportar un suelo con peso específico $\gamma = 17.4$ kN/m^3, un ángulo de fricción $\phi = 26°$ y cohesión $c = 14.36$ kN/m^2. Determine la fuerza activa de Rankine por unidad de longitud del muro antes y después de que ocurra la grieta de tensión y determine la línea de acción de la resultante en ambos casos.

Solución: Para $\phi = 26°$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2(45 - 13) = 0.39$$

$$\sqrt{K_a} = 0.625$$

$$\sigma_a = \gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

Refiérase a la figura 6.7c:

En $z = 0$, $\sigma_a = -2c\sqrt{K_a} = -2(14.36)(0.625) = -17.95$ kN/m^2

En $z = 6$ m, $\sigma_a = (17.4)(6)(0.39) - 2(14.36)(0.625)$
$= 40.72 - 17.95 = 22.77$ kN/m^2

Fuerza activa antes de la ocurrencia de la grieta de tensión: ec. (6.15)

$$P_a = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a}$$
$$= \tfrac{1}{2}(6)(40.72) - (6)(17.95) = 122.16 - 107.7 = 14.46 \text{ kN/m}$$

La línea de acción de la resultante se determina tomando el momento del área de los diagramas de presión respecto al fondo del muro,

$$P_a\bar{z} = (122.16)(\tfrac{6}{3}) - (107.7)(\tfrac{6}{2})$$

o

$$\bar{z} = \frac{244.32 - 323.1}{14.46} = \mathbf{-5.45\ m}$$

Fuerza activa después de la ocurrencia de la grieta de tensión: ec. (6.14)

$$z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2(14.36)}{(17.4)(0.625)} = 2.64\text{m}$$

Usando la ec. (6.16) se obtiene

$$P_a = \tfrac{1}{2}(H - z_c)(\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}) = \tfrac{1}{2}(6 - 2.64)(22.77) = 38.25 \text{ kN/m}$$

La figura 6.7c muestra que la fuerza $P_a = 38.25$ kN/m es el área del triángulo sombreado. Por consiguiente, la línea de acción de la resultante estará localizada a una altura de $\bar{z} = (H - z_c)/3$ por arriba del fondo del muro, o

$$\bar{z} = \frac{6 - 2.64}{3} = \mathbf{1.12\ m}$$ ▲

Para la construcción de la mayoría de los muros de retención se usa un relleno granular y $c = 0$. El ejemplo 6.2 es entonces un problema académico; sin embargo, ilustra los principios básicos del cálculo de la presión activa de Rankine.

▼ EJEMPLO 6.3

Para el muro de retención mostrado en la figura 6.9a, suponga que el muro cede lo suficiente para desarrollar el estado activo. Determine la fuerza activa de Rankine por unidad de longitud del muro y la localización de la línea de acción resultante.

Solución: Si la cohesión, c, es igual a cero

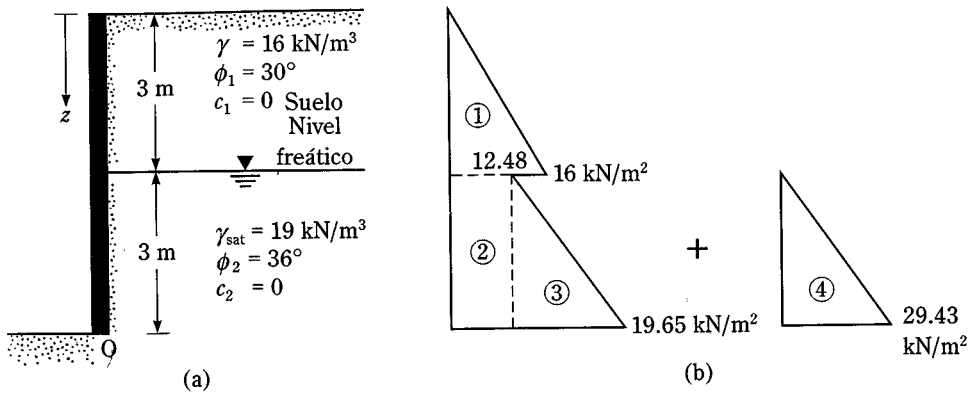
$$\sigma_a' = \sigma_v' K_a$$

Para la capa superior del suelo, $\phi_1 = 30°$, por lo que

$$K_{a(1)} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi_1}{2}\right) = \tan^2(45 - 15) = \frac{1}{3}$$

Similarmente, para la capa inferior de suelo, $\phi_2 = 36°$ y

$$K_{a(2)} = \tan^2\left(45 - \frac{36}{2}\right) = 0.26$$



▼ FIGURA 6.9

Debido a la presencia del nivel freático, la presión lateral efectiva y la presión hidrostática tienen que calcularse por separado.

En $z = 0$, $\sigma_v' = 0$, $\sigma_a' = 0$

En $z = 3$ m, $\sigma_v' = \gamma z = (16)(3) = 48$ kN/m²

A esta profundidad, para el estrato superior del suelo

$$\sigma_a' = K_{a(1)}\sigma_v' = (\tfrac{1}{3})(48) = 16 \text{ kN/m}^2$$

Similarmente, para el estrato inferior del suelo

$$\sigma_a' = K_{a(2)}\sigma_v' = (0.26)(48) = 12.48 \text{ kN/m}^2$$

En $z = 6$ m, $\sigma_v' = (\gamma)(3) + (\gamma_{sat} - \gamma_w)(3) = (16)(3) + (19 - 9.81)(3)$
$= 48 + 27.57 = 75.57$ kN/m²

$$\sigma_a' = K_{a(2)}\sigma_v' = (0.26)(75.57) = 19.65 \text{ kN/m}^2$$

La presión hidrostática, u, es cero de $z = 0$ a $z = 3$ m. En $z = 6$ m, $u = 3\gamma_w = 3(9.81) = 29.43$ kN/m². El diagrama de distribución de presiones se grafica en la figura 6.9b. La fuerza por unidad de longitud

P_a = Área 1 + Área 2 + Área 3 + Área 4
$= \frac{1}{2}(3)(16) + (3)(12.48) + \frac{1}{2}(3)(19.65 - 12.48) + \frac{1}{2}(3)(29.43)$
$= 24 + 37.44 + 10.76 + 44.15 = 116.35$ kN/m

La distancia de la línea de acción de la resultante desde el fondo del muro ($\bar{z}$) se determina tomando momentos respecto al fondo del muro (punto O en la figura 6.9a), o

$$\bar{z} = \frac{(24)\left(3+\frac{3}{3}\right) + (37.44)\left(\frac{3}{2}\right) + (10.76)\left(\frac{3}{3}\right) + (44.15)\left(\frac{3}{3}\right)}{116.35}$$

$$= \frac{96 + 56.16 + 10.76 + 44.15}{116.35} = \mathbf{1.78\ m}$$ ▲

▼ **EJEMPLO 6.4**

Refiérase al ejemplo 6.3. Si las otras cantidades permanecen iguales, suponga que en el estrato superior, $c_1 = 24$ kN/m^2 (no cero como en el ejemplo 6.3). Determine P_a después de que ocurre la grieta de tensión.

Solución: De la ec. (6.14)

$$z_c = \frac{2c_1}{\gamma\sqrt{K_{a(1)}}} = \frac{(2)(24)}{(16)\sqrt{(\frac{1}{3})}} = 5.2\ \text{m}$$

Como la profundidad del estrato superior es sólo de 3 m, la profundidad de la grieta de tensión será de la misma medida. Entonces el diagrama de presión hasta $z = 3$ m será cero. Para $z > 3$ m, el diagrama de presión será el mismo que el mostrado en la figura 6.9, o

$$P_a = \underbrace{\text{Área 2} + \text{Área 3} + \text{Área 4}}_{\text{Figura 6.9}}$$

$$= 37.44 + 10.76 + 44.15 = \mathbf{92.35\ kN/m}$$ ▲

6.4 PRESIÓN ACTIVA DE TIERRA DE RANKINE PARA TERRAPLÉN INCLINADO

Si el relleno de un muro sin fricción es un *suelo granular* ($c = 0$) y se eleva con un ángulo α con respecto a la horizontal (figura 6.10), el *coeficiente de presión activa de la tierra*, K_a, se expresa en la forma

$$K_a = \cos\alpha \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}} \tag{6.19}$$

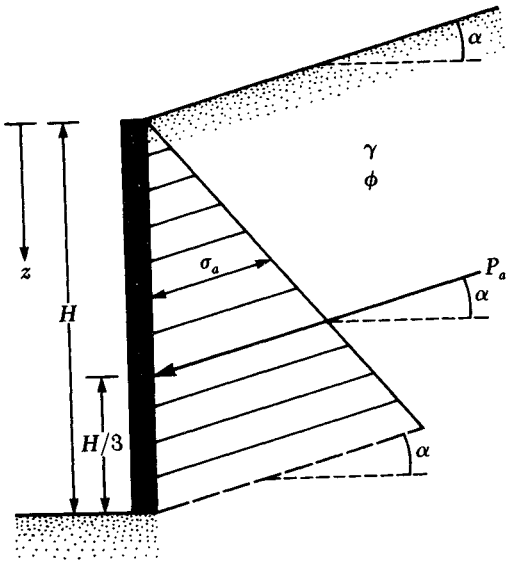
donde ϕ = ángulo de fricción del suelo

A cualquier profundidad z, la *presión activa de Rankine* se expresa como

$$\sigma_a = \gamma z K_a \tag{6.20}$$

La fuerza total por unidad de longitud del muro es

$$P_a = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_a \tag{6.21}$$



▼ **FIGURA 6.10** Notación para la presión activa; ecs. (6.19), (6.20) y (6.21)

Note que en este caso, la dirección de la fuerza resultante, P_a, está *inclinada a un ángulo* α *con la horizontal* y cruza el muro a una distancia de $H/3$ desde la base del muro. La tabla 6.2 presenta los valores de K_a (presión activa de la tierra) para varios valores de α y ϕ.

El análisis anterior se extiende a un relleno inclinado con un suelo c–ϕ. Los detalles de la derivación matemática están dados por Mazindrani y Ganjali (1997). Como en la ecuación (6.20), para este caso

$$\sigma_a = \gamma z K_a = \gamma z K_a' \cos \alpha \tag{6.22}$$

▼ **TABLA 6.2** Coeficiente K_a [ec. (6.19)] de presión activa de la tierra

	ϕ (grados)→						
↓ α (grados)	28	30	32	34	36	38	40
0	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217
5	0.366	0.337	0.311	0.286	0.262	0.240	0.219
10	0.380	0.350	0.321	0.294	0.270	0.246	0.225
15	0.409	0.373	0.341	0.311	0.283	0.258	0.235
20	0.461	0.414	0.374	0.338	0.306	0.277	0.250
25	0.573	0.494	0.434	0.385	0.343	0.307	0.275

▼ **TABLA 6.3** Valores de K'_a

ϕ (grados)	α (grados)	$\frac{c}{\gamma z}$ 0.025	0.05	0.1	0.5
15	0	0.550	0.512	0.435	−0.179
	5	0.566	0.525	0.445	−0.184
	10	0.621	0.571	0.477	−0.186
	15	0.776	0.683	0.546	−0.196
20	0	0.455	0.420	0.350	−0.210
	5	0.465	0.429	0.357	−0.212
	10	0.497	0.456	0.377	−0.218
	15	0.567	0.514	0.417	−0.229
25	0	0.374	0.342	0.278	−0.231
	5	0.381	0.348	0.283	−0.233
	10	0.402	0.366	0.296	−0.239
	15	0.443	0.401	0.321	−0.250
30	0	0.305	0.276	0.218	−0.244
	5	0.309	0.280	0.221	−0.246
	10	0.323	0.292	0.230	−0.252
	15	0.350	0.315	0.246	−0.263

donde

$$K_a' = \frac{1}{\cos^2 \phi} \left\{ 2\cos^2 \alpha + 2\left(\frac{c}{\gamma z}\right)\cos \phi \operatorname{sen} \phi - \sqrt{\left[4\cos^2 \alpha (\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi) + 4\left(\frac{c}{\gamma z}\right)^2 \cos^2 \phi + 8\left(\frac{c}{\gamma z}\right)\cos^2 \alpha \operatorname{sen} \phi \cos \phi\right]} \right\} - 1 \tag{6.23}$$

Algunos valores de K'_a se dan en la tabla 6.3. Para un problema de este tipo, la profundidad de la grieta de tensión, z_c, se da por

$$z_c = \frac{2c}{\gamma}\sqrt{\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}} \tag{6.24}$$

▼ EJEMPLO 6.5

Refiérase al muro de retención mostrado en la figura 6.10. Se dan: $H = 7.5$ m, $\gamma = 18$ kN/m^3, $\phi = 20°$, $c = 13.5$ kN/m^2 y $\alpha = 10°$. Calcule la fuerza activa de Rankine, P_a, por unidad de longitud del muro y la localización de la resultante después de que ocurre la grieta de tensión.

Solución: De la ec. (6.24),

$$z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{\frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}}} = \frac{(2)(13.5)}{18}\sqrt{\frac{1 + \text{sen } 20}{1 - \text{sen } 20}} = 2.14 \text{ m}$$

En $z = 7.5$ m

$$\frac{c}{\gamma z} = \frac{13.5}{(18)(7.5)} = 0.1$$

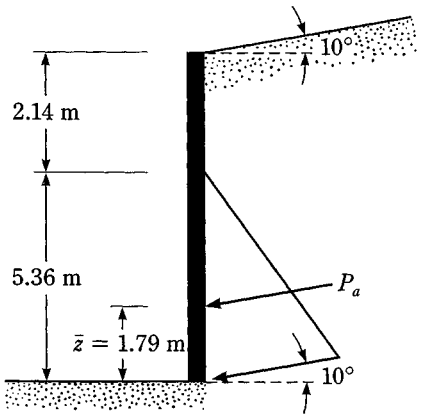
De la tabla 6.3, para 20°, $c/\gamma z = 0.1$ y $\alpha = 10°$, el valor de K_a' es 0.377, por lo que en $z = 7.5$ m

$$\sigma_a = \gamma z K_a' \cos \alpha = (18)(7.5)(0.377)(\cos 10) = 50.1 \text{ kN/m}^2$$

Después de que ocurre la grieta de tensión, la distribución de la presión sobre el muro será como muestra la figura 6.11, por lo que

$$P_a = \left(\frac{1}{2}\right)(50.1)(7.5 - 2.14) = \mathbf{134.3 \text{ kN/m}}$$

$$\bar{z} = \frac{7.5 - 2.14}{3} = \mathbf{1.79 \text{ m}}$$



▼ FIGURA 6.11 ▲

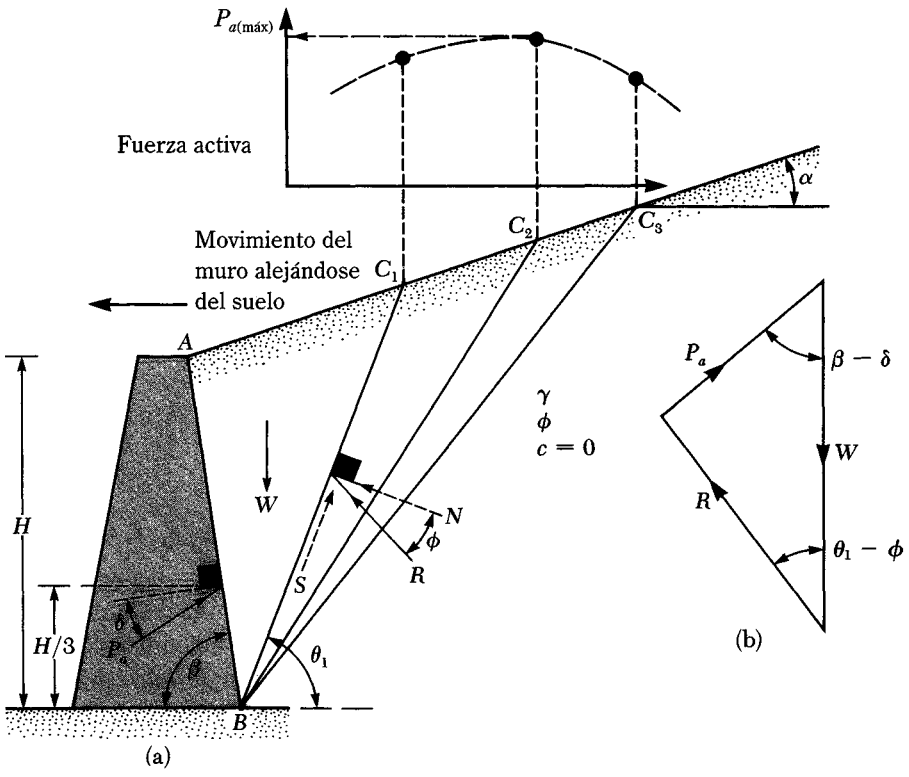
6.5 PRESIÓN ACTIVA DE TIERRA DE COULOMB

Los cálculos de la presión activa de tierra de Rankine vistos en las secciones anteriores se basaron en la hipótesis de que el muro no tiene fricción. En 1776, Coulomb propuso una teoría para calcular la presión lateral de la tierra sobre un muro de retención con relleno de suelo granular, tomando en cuenta la fricción del muro.

Para aplicar la teoría de la presión activa de Coulomb, considérese un muro de retención con su espalda inclinada un ángulo β respecto a la horizontal, como muestra la figura 6.12a. El relleno es un suelo granular que se inclina un ángulo α con la horizontal y δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro (es decir, el ángulo de fricción del muro).

Bajo presión activa, el muro se moverá alejándose de la masa del suelo (hacia la izquierda en la figura 6.12a). Coulomb supuso que, en tal caso, la superficie de falla en el suelo sería un plano (por ejemplo, $BC_1, BC_2, \ldots$). Entonces, para hallar la fuerza activa

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$



▼ **FIGURA 6.12** Presión activa de Coulomb

en el ejemplo, considérese una posible cuña de falla de suelo ABC_1. Las fuerzas que actúan sobre esta cuña ABC_1 (por unidad de longitud en ángulo recto a la sección transversal mostrada), son las siguientes:

1. El peso W de la cuña.
2. La resultante, R, de las fuerzas normales y cortantes resistentes a lo largo de la superficie BC_1. La fuerza R estará inclinada un ángulo ϕ respecto a la normal a la superficie BC_1.
3. La fuerza activa por longitud unitaria del muro, P_a. La fuerza P_a estará inclinada un ángulo δ respecto a la normal al respaldo del muro.

Para fines de equilibrio, un triángulo de fuerzas se dibuja como muestra la figura 6.12b. Note que θ_1 es el ángulo que BC_1 forma con la horizontal. Como la magnitud de W así como las direcciones de las tres fuerzas son conocidas, el valor de P_a ahora es determinado. Similarmente, las fuerzas activas de otras cuñas de prueba, tales como las $ABC_2, ABC_3, \ldots$ se determinan. El valor máximo de P_a así calculado es la fuerza activa de Coulomb (véase la parte superior de la figura 6.12), que se expresa como

$$P_a = \tfrac{1}{2} K_a \gamma H^2 \tag{6.25}$$

donde

$$K_a = \text{coeficiente de presión activa de Coulomb} = \frac{\operatorname{sen}^2(\beta + \phi)}{\operatorname{sen}^2 \beta \operatorname{sen}(\beta - \delta)\left[1 + \sqrt{\dfrac{\operatorname{sen}(\phi + \delta)\operatorname{sen}(\phi - \alpha)}{\operatorname{sen}(\beta - \delta)\operatorname{sen}(\alpha + \beta)}}\right]^2} \tag{6.26}$$

y H = altura del muro.

Los valores del coeficiente, K_a, de presión activa de la tierra para un muro de retención vertical ($\beta = 90°$) con relleno horizontal ($\alpha = 0°$) se dan en la tabla 6.4. Note que la línea de acción de la resultante (P_a) actúa a una distancia de $H/3$ arriba de la base del muro y está inclinada un ángulo δ respecto a la normal al respaldo del muro.

En el diseño práctico de los muros de retención, el valor del ángulo de fricción, δ, se supone con un valor de entre $\phi/2$ y $\frac{2}{3}\phi$. Los coeficientes de la presión activa para varios valores de ϕ, α y β con $\delta = \frac{1}{2}\phi$ y $\frac{2}{3}\phi$ se dan en las tablas 6.5 y 6.6. Esos coeficientes son consideraciones de diseño muy útiles.

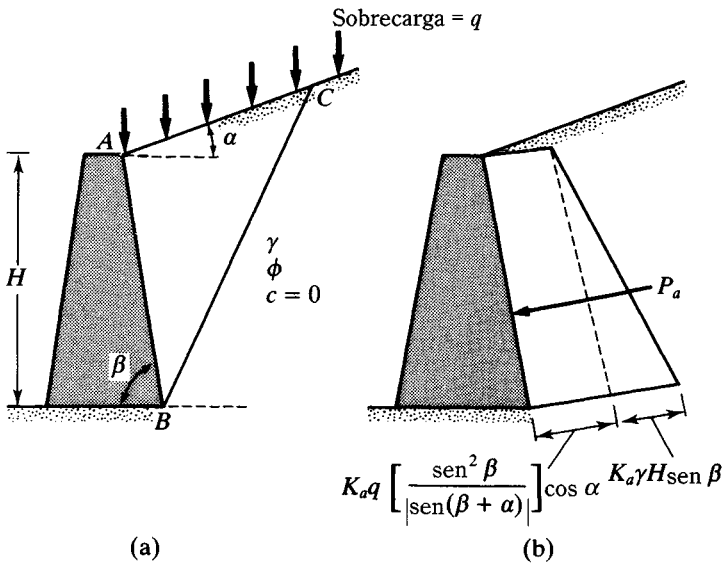
Si una sobrecarga uniforme de intensidad q está localizada sobre el relleno, como

▼ **TABLA 6.4** Valores de K_a [ec. (6.26)] para $\beta = 90°$ y $\alpha = 0°$

	δ (grados)					
ϕ (grados)	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2098	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

muestra la figura 6.13, la fuerza activa, P_a, se calcula como

$$P_a = \tfrac{1}{2} K_a \gamma_{eq} H^2 \quad \text{(Ec. (6.26))} \tag{6.27}$$



▼ **FIGURA 6.13** Presión activa de Coulomb con sobrecarga sobre el relleno

▼ **TABLA 6.5** Valores de K_a [ec. (6.26)]. Nota: $\delta = \frac{2}{3}\phi$

α (grados)	ϕ (grados)	β (grados) 90	85	80	75	70	65
0	28	0.3213	0.3588	0.4007	0.4481	0.5026	0.5662
	29	0.3091	0.3467	0.3886	0.4362	0.4908	0.5547
	30	0.2973	0.3349	0.3769	0.4245	0.4794	0.5435
	31	0.2860	0.3235	0.3655	0.4133	0.4682	0.5326
	32	0.2750	0.3125	0.3545	0.4023	0.4574	0.5220
	33	0.2645	0.3019	0.3439	0.3917	0.4469	0.5117
	34	0.2543	0.2916	0.3335	0.3813	0.4367	0.5017
	35	0.2444	0.2816	0.3235	0.3713	0.4267	0.4919
	36	0.2349	0.2719	0.3137	0.3615	0.4170	0.4824
	37	0.2257	0.2626	0.3042	0.3520	0.4075	0.4732
	38	0.2168	0.2535	0.2950	0.3427	0.3983	0.4641
	39	0.2082	0.2447	0.2861	0.3337	0.3894	0.4553
	40	0.1998	0.2361	0.2774	0.3249	0.3806	0.4468
	41	0.1918	0.2278	0.2689	0.3164	0.3721	0.4384
	42	0.1840	0.2197	0.2606	0.3080	0.3637	0.4302
5	28	0.3431	0.3845	0.4311	0.4843	0.5461	0.6190
	29	0.3295	0.3709	0.4175	0.4707	0.5325	0.6056
	30	0.3165	0.3578	0.4043	0.4575	0.5194	0.5926
	31	0.3039	0.3451	0.3916	0.4447	0.5067	0.5800
	32	0.2919	0.3329	0.3792	0.4324	0.4943	0.5677
	33	0.2803	0.3211	0.3673	0.4204	0.4823	0.5558
	34	0.2691	0.3097	0.3558	0.4088	0.4707	0.5443
	35	0.2583	0.2987	0.3446	0.3975	0.4594	0.5330
	36	0.2479	0.2881	0.3338	0.3866	0.4484	0.5221
	37	0.2379	0.2778	0.3233	0.3759	0.4377	0.5115
	38	0.2282	0.2679	0.3131	0.3656	0.4273	0.5012
	39	0.2188	0.2582	0.3033	0.3556	0.4172	0.4911
	40	0.2098	0.2489	0.2937	0.3458	0.4074	0.4813
	41	0.2011	0.2398	0.2844	0.3363	0.3978	0.4718
	42	0.1927	0.2311	0.2753	0.3271	0.3884	0.4625
10	28	0.3702	0.4164	0.4686	0.5287	0.5992	0.6834
	29	0.3548	0.4007	0.4528	0.5128	0.5831	0.6672
	30	0.3400	0.3857	0.4376	0.4974	0.5676	0.6516
	31	0.3259	0.3713	0.4230	0.4826	0.5526	0.6365
	32	0.3123	0.3575	0.4089	0.4683	0.5382	0.6219
	33	0.2993	0.3442	0.3953	0.4545	0.5242	0.6078
	34	0.2868	0.3314	0.3822	0.4412	0.5107	0.5942
	35	0.2748	0.3190	0.3696	0.4283	0.4976	0.5810
	36	0.2633	0.3072	0.3574	0.4158	0.4849	0.5682
	37	0.2522	0.2957	0.3456	0.4037	0.4726	0.5558
	38	0.2415	0.2846	0.3342	0.3920	0.4607	0.5437
	39	0.2313	0.2740	0.3231	0.3807	0.4491	0.5321
	40	0.2214	0.2636	0.3125	0.3697	0.4379	0.5207
	41	0.2119	0.2537	0.3021	0.3590	0.4270	0.5097
	42	0.2027	0.2441	0.2921	0.3487	0.4164	0.4990

▼ **TABLA 6.5** Continuación

α (grados)	ϕ (grados)	β (grados) 90	85	80	75	70	65
15	28	04065	0.4585	0.5179	0.5868	0.6685	0.7670
	29	0.3881	0.4397	0.4987	0.5672	0.6483	0.7463
	30	0.3707	0.4219	0.4804	0.5484	0.6291	0.7265
	31	0.3541	0.4049	0.4629	0.5305	0.6106	0.7076
	32	0.3384	0.3887	0.4462	0.5133	0.5930	0.6895
	33	0.3234	0.3732	0.4303	0.4969	0.5761	0.6721
	34	0.3091	0.3583	0.4150	0.4811	0.5598	0.6554
	35	0.2954	0.3442	0.4003	0.4659	0.5442	0.6393
	36	0.2823	0.3306	0.3862	0.4513	0.5291	0.6238
	37	0.2698	0.3175	0.3726	0.4373	0.5146	0.6089
	38	0.2578	0.3050	0.3595	0.4237	0.5006	0.5945
	39	0.2463	0.2929	0.3470	0.4106	0.4871	0.5805
	40	0.2353	0.2813	0.3348	0.3980	0.4740	0.5671
	41	0.2247	0.2702	0.3231	0.3858	0.4613	0.5541
	42	0.2146	0.2594	0.3118	0.3740	0.4491	0.5415
20	28	0.4602	0.5205	0.5900	0.6714	0.7689	0.8880
	29	0.4364	0.4958	0.5642	0.6445	0.7406	0.8581
	30	0.4142	0.4728	0.5403	0.6195	0.7144	0.8303
	31	0.3935	0.4513	0.5179	0.5961	0.6898	0.8043
	32	0.3742	0.4311	0.4968	0.5741	0.6666	0.7799
	33	0.3559	0.4121	0.4769	0.5532	0.6448	0.7569
	34	0.3388	0.3941	0.4581	0.5335	0.6241	0.7351
	35	0.3225	0.3771	0.4402	0.5148	0.6044	0.7144
	36	0.3071	0.3609	0.4233	0.4969	0.5856	0.6947
	37	0.2925	0.3455	0.4071	0.4799	0.5677	0.6759
	38	0.2787	0.3308	0.3916	0.4636	0.5506	0.6579
	39	0.2654	0.3168	0.3768	0.4480	0.5342	0.6407
	40	0.2529	0.3034	0.3626	0.4331	0.5185	0.6242
	41	0.2408	0.2906	0.3490	0.4187	0.5033	0.6083
	42	0.2294	0.2784	0.3360	0.4049	0.4888	0.5930

donde

$$\gamma_{eq} = \gamma + \left[\frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}(\beta + \alpha)}\right]\left(\frac{2q}{H}\right)\cos\alpha \tag{6.28}$$

La obtención de las ecuaciónes (6.27) y (6.28) se encuentran en otros textos de mecánica de suelos (por ejemplo, Das, 1987).

▼ **TABLA 6.6** Valores de K_a [ec. (6.26)]. Nota: $\delta = \phi/2$

α (grados)	ϕ (grados)	β (grados) 90	85	80	75	70	65
0	28	0.3264	0.3629	0.4034	0.4490	0.5011	0.5616
	29	0.3137	0.3502	0.3907	0.4363	0.4886	0.5492
	30	0.3014	0.3379	0.3784	0.4241	0.4764	0.5371
	31	0.2896	0.3260	0.3665	0.4121	0.4645	0.5253
	32	0.2782	0.3145	0.3549	0.4005	0.4529	0.5137
	33	0.2671	0.3033	0.3436	0.3892	0.4415	0.5025
	34	0.2564	0.2925	0.3327	0.3782	0.4305	0.4915
	35	0.2461	0.2820	0.3221	0.3675	0.4197	0.4807
	36	0.2362	0.2718	0.3118	0.3571	0.4092	0.4702
	37	0.2265	0.2620	0.3017	0.3469	0.3990	0.4599
	38	0.2172	0.2524	0.2920	0.3370	0.3890	0.4498
	39	0.2081	0.2431	0.2825	0.3273	0.3792	0.4400
	40	0.1994	0.2341	0.2732	0.3179	0.3696	0.4304
	41	0.1909	0.2253	0.2642	0.3087	0.3602	0.4209
	42	0.1828	0.2168	0.2554	0.2997	0.3511	0.4117
5	28	0.3477	0.3879	0.4327	0.4837	0.5425	0.6115
	29	0.3337	0.3737	0.4185	0.4694	0.5282	0.5972
	30	0.3202	0.3601	0.4048	0.4556	0.5144	0.5833
	31	0.3072	0.3470	0.3915	0.4422	0.5009	0.5698
	32	0.2946	0.3342	0.3787	0.4292	0.4878	0.5566
	33	0.2825	0.3219	0.3662	0.4166	0.4750	0.5437
	34	0.2709	0.3101	0.3541	0.4043	0.4626	0.5312
	35	0.2596	0.2986	0.3424	0.3924	0.4505	0.5190
	36	0.2488	0.2874	0.3310	0.3808	0.4387	0.5070
	37	0.2383	0.2767	0.3199	0.3695	0.4272	0.4954
	38	0.2282	0.2662	0.3092	0.3585	0.4160	0.4840
	39	0.2185	0.2561	0.2988	0.3478	0.4050	0.4729
	40	0.2090	0.2463	0.2887	0.3374	0.3944	0.4620
	41	0.1999	0.2368	0.2788	0.3273	0.3840	0.4514
	42	0.1911	0.2276	0.2693	0.3174	0.3738	0.4410
10	28	0.3743	0.4187	0.4688	0.5261	0.5928	0.6719
	29	0.3584	0.4026	0.4525	0.5096	0.5761	0.6549
	30	0.3432	0.3872	0.4368	0.4936	0.5599	0.6385
	31	0.3286	0.3723	0.4217	0.4782	0.5442	0.6225
	32	0.3145	0.3580	0.4071	0.4633	0.5290	0.6071
	33	0.3011	0.3442	0.3930	0.4489	0.5143	0.5920
	34	0.2881	0.3309	0.3793	0.4350	0.5000	0.5775
	35	0.2757	0.3181	0.3662	0.4215	0.4862	0.5633
	36	0.2637	0.3058	0.3534	0.4084	0.4727	0.5495
	37	0.2522	0.2938	0.3411	0.3957	0.4597	0.5361
	38	0.2412	0.2823	0.3292	0.3833	0.4470	0.5230
	39	0.2305	0.2712	0.3176	0.3714	0.4346	0.5103
	40	0.2202	0.2604	0.3064	0.3597	0.4226	0.4979
	41	0.2103	0.2500	0.2956	0.3484	0.4109	0.4858
	42	0.2007	0.2400	0.2850	0.3375	0.3995	0.4740

▼ **TABLA 6.6** Continuación

α (grados)	ϕ (grados)	β (grados) 90	85	80	75	70	65
15	28	0.4095	0.4594	0.5159	0.5812	0.6579	0.7498
	29	0.3908	0.4402	0.4964	0.5611	0.6373	0.7284
	30	0.3730	0.4220	0.4777	0.5419	0.6175	0.7080
	31	0.3560	0.4046	0.4598	0.5235	0.5985	0.6884
	32	0.3398	0.3880	0.4427	0.5059	0.5803	0.6695
	33	0.3244	0.3721	0.4262	0.4889	0.5627	0.6513
	34	0.3097	0.3568	0.4105	0.4726	0.5458	0.6338
	35	0.2956	0.3422	0.3953	0.4569	0.5295	0.6168
	36	0.2821	0.3282	0.3807	0.4417	0.5138	0.6004
	37	0.2692	0.3147	0.3667	0.4271	0.4985	0.5846
	38	0.2569	0.3017	0.3531	0.4130	0.4838	0.5692
	39	0.2450	0.2893	0.3401	0.3993	0.4695	0.5543
	40	0.2336	0.2773	0.3275	0.3861	0.4557	0.5399
	41	0.2227	0.2657	0.3153	0.3733	0.4423	0.5258
	42	0.2122	0.2546	0.3035	0.3609	0.4293	0.5122
20	28	0.4614	0.5188	0.5844	0.6608	0.7514	0.8613
	29	0.4374	0.4940	0.5586	0.6339	0.7232	0.8313
	30	0.4150	0.4708	0.5345	0.6087	0.6968	0.8034
	31	0.3941	0.4491	0.5119	0.5851	0.6720	0.7772
	32	0.3744	0.4286	0.4906	0.5628	0.6486	0.7524
	33	0.3559	0.4093	0.4704	0.5417	0.6264	0.7289
	34	0.3384	0.3910	0.4513	0.5216	0.6052	0.7066
	35	0.3218	0.3736	0.4331	0.5025	0.5851	0.6853
	36	0.3061	0.3571	0.4157	0.4842	0.5658	0.6649
	37	0.2911	0.3413	0.3991	0.4668	0.5474	0.6453
	38	0.2769	0.3263	0.3833	0.4500	0.5297	0.6266
	39	0.2633	0.3120	0.3681	0.4340	0.5127	0.6085
	40	0.2504	0.2982	0.3535	0.4185	0.4963	0.5912
	41	0.2381	0.2851	0.3395	0.4037	0.4805	0.5744
	42	0.2263	0.2725	0.3261	0.3894	0.4653	0.5582

▼ EJEMPLO 6.6

Considere el muro de retención mostrado en la figura 6.12a. Se dan: $H = 4.6$ m; peso específico del suelo = 16.5 kN/m^3; ángulo de fricción del suelo = 30°; ángulo de fricción del muro, $\delta = \frac{2}{3}\phi$; cohesión del suelo, $c = 0$; $\alpha = 0$ y $\beta = 90°$. Calcule la fuerza activa de Coulomb por longitud unitaria del muro.

Solución: De la ec. (6.25)

$$P_a = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_a$$

De la tabla 6.5, para $\alpha = 0°$, $\beta = 90°$, $\phi = 30°$ y $\delta = \frac{2}{3}\phi = 20°$, $K_a = 0.297$. Por consiguiente,

$$P_a = \tfrac{1}{2}(16.5)(4.6)^2(0.297) = \mathbf{51.85\ kN/m}$$ ▲

6.6 PRESIÓN ACTIVA DE TIERRA PARA CONDICIONES SÍSMICAS

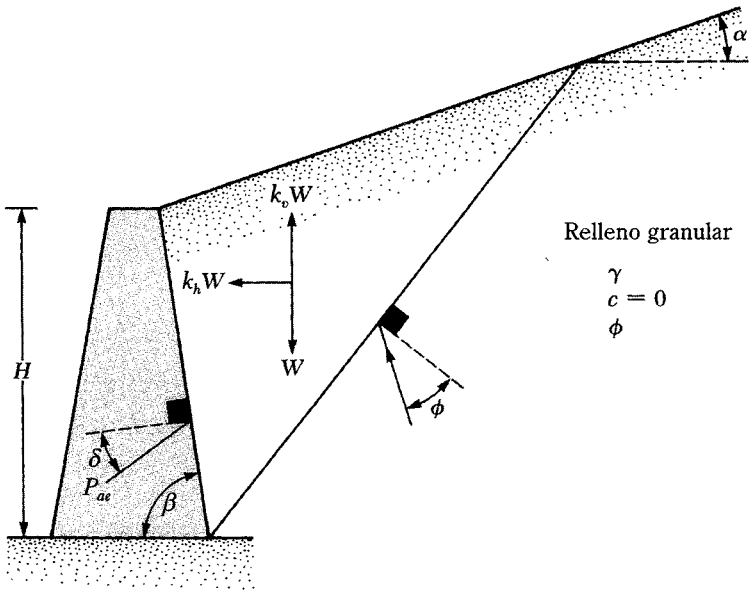
La teoría de la presión activa de Coulomb (véase la sección 6.5) se extiende para tomar en cuenta las fuerzas generadas por un sismo. La figura 6.14 muestra una condición de presión activa con un relleno granular ($c = 0$). Note que las fuerzas que actúan sobre la cuña de falla del suelo en la figura 6.14, son esencialmente las mismas que las mostradas en la figura 6.12a, con la adición de k_hW y k_vW en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente; k_h y k_v pueden definirse como

$$k_h = \frac{\text{componente horizontal de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g} \tag{6.29}$$

$$k_v = \frac{\text{componente vertical de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g} \tag{6.30}$$

Igual que en la sección 6.5, la relación para la fuerza activa por unidad de longitud del muro (P_{ae}) se determina como

$$\boxed{P_{ae} = \tfrac{1}{2}\gamma H^2(1 - k_v)K_{ae}} \tag{6.31}$$



▼ **FIGURA 6.14** Obtención de la ec. (6.31)

donde

$$K_{ae} = \text{coeficiente de presión activa de la tierra} = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos\theta' \text{sen}^2\beta \,\text{sen}(\beta - \theta' - \delta)\left[1 + \sqrt{\dfrac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \theta' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta - \theta')\text{sen}(\alpha + \beta)}}\right]^2} \tag{6.32}$$

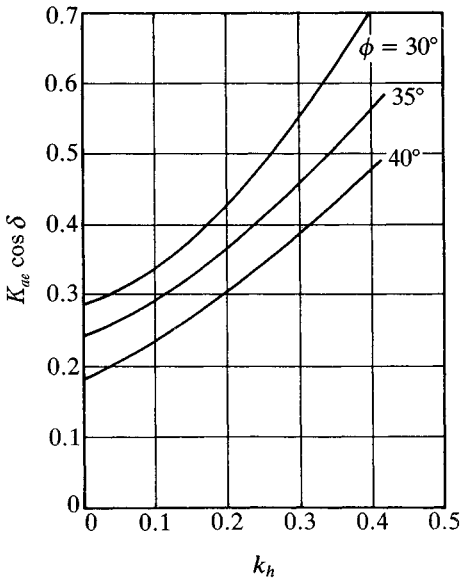
$$\theta' = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{1 - k_v}\right] \tag{6.33}$$

Note que para una condición sin sismo

$k_h = 0, \quad k_v = 0 \quad \text{y} \quad \theta' = 0,$

Por consiguiente $K_{ae} = K_a$ [como en la ec. (6.26)]

La variación de $K_{ae} \cos\delta$ con k_h para el caso de $k_v = 0$, $\beta = 90°$, $\alpha = 0°$ y $\delta = \phi/2$ se muestra en la figura 6.15. Algunos valores de K_{ae} para $\beta = 90°$ y $k_v = 0$ se dan en la tabla 6.7.



▼ **FIGURA 6.15** Variación de $K_{ae} \cos\delta$ con k_h (*nota*: $k_v = 0$, $\beta = 90°$, $\alpha = 0°$ y $\delta = \phi/2$). (Nota: $K_{ae} \cos\delta$ es la componente del coeficiente de la presión de tierra en ángulo recto a la espalda del muro.)

▼ **TABLA 6.7** Valores de K_{ae} [ec. (6.32)] para $\beta = 90°$ y $k_v = 0$

			ϕ (grados)				
k_h	δ (grados)	α (grados)	28	30	35	40	45
0.1	0	0	0.427	0.397	0.328	0.268	0.217
0.2			0.508	0.473	0.396	0.382	0.270
0.3			0.611	0.569	0.478	0.400	0.334
0.4			0.753	0.697	0.581	0.488	0.409
0.5			1.005	0.890	0.716	0.596	0.500
0.1	0	5	0.457	0.423	0.347	0.282	0.227
0.2			0.554	0.514	0.424	0.349	0.285
0.3			0.690	0.635	0.522	0.431	0.356
0.4			0.942	0.825	0.653	0.535	0.442
0.5			–	–	0.855	0.673	0.551
0.1	0	10	0.497	0.457	0.371	0.299	0.238
0.2			0.623	0.570	0.461	0.375	0.303
0.3			0.856	0.748	0.585	0.472	0.383
0.4			–	–	0.780	0.604	0.486
0.5			–	–	–	0.809	0.624
0.1	$\phi/2$	0	0.396	0.368	0.306	0.253	0.207
0.2			0.485	0.452	0.380	0.319	0.267
0.3			0.604	0.563	0.474	0.402	0.340
0.4			0.778	0.718	0.599	0.508	0.433
0.5			1.115	0.972	0.774	0.648	0.552
0.1	$\phi/2$	5	0.428	0.396	0.326	0.268	0.218
0.2			0.537	0.497	0.412	0.342	0.283
0.3			0.699	0.640	0.526	0.438	0.367
0.4			1.025	0.881	0.690	0.568	0.475
0.5			–	–	0.962	0.752	0.620
0.1	$\phi/2$	10	0.472	0.433	0.352	0.285	0.230
0.2			0.616	0.562	0.454	0.371	0.303
0.3			0.908	0.780	0.602	0.487	0.400
0.4			–	–	0.857	0.656	0.531
0.5			–	–	–	0.944	0.722
0.1	$\frac{2}{3}\phi$	0	0.393	0.366	0.306	0.256	0.212
0.2			0.486	0.454	0.384	0.326	0.276
0.3			0.612	0.572	0.486	0.416	0.357
0.4			0.801	0.740	0.622	0.533	0.462
0.5			1.177	1.023	0.819	0.693	0.600
0.1	$\frac{2}{3}\phi$	5	0.427	0.395	0.327	0.271	0.224
0.2			0.541	0.501	0.418	0.350	0.294
0.3			0.714	0.655	0.541	0.455	0.386
0.4			1.073	0.921	0.722	0.600	0.509
0.5			–	–	1.034	0.812	0.679
0.1	$\frac{2}{3}\phi$	10	0.472	0.434	0.354	0.290	0.237
0.2			0.625	0.570	0.463	0.381	0.317
0.3			0.942	0.807	0.624	0.509	0.423
0.4			–	–	0.909	0.699	0.573
0.5			–	–	–	1.037	0.800

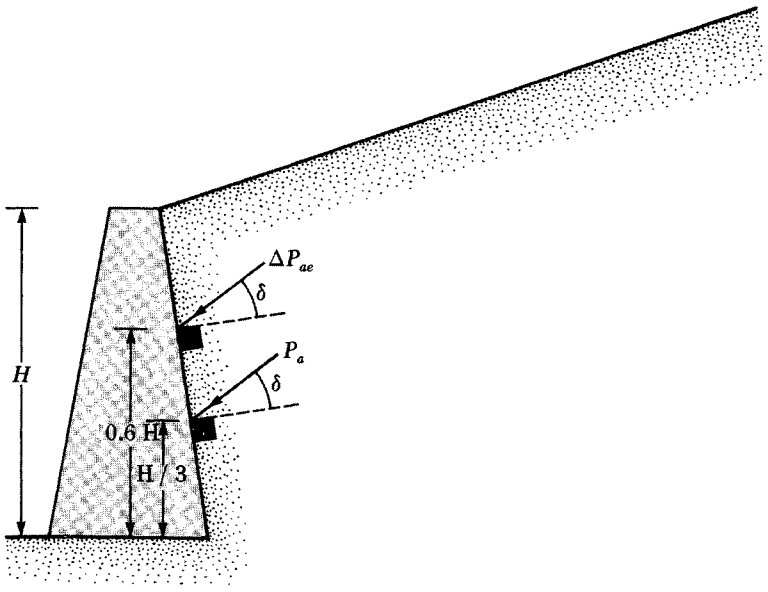
A la ecuación (6.31) se le conoce como la solución *Mononobe-Okabe*. A diferencia del caso mostrado en la figura 6.12a, la resultante de la presión de la tierra en esta situación, tal como es calculada por la ecuación (6.31), *no actúa* a una distancia de $H/3$ desde el fondo del muro. El procedimiento siguiente se usa para obtener la localización de la fuerza resultante P_{ae}:

1. Calcular P_{ae} usando la ec. (6.31)
2. Calcular P_a usando la ec. (6.25)
3. Calcular

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a \tag{6.34}$$

4. Suponer que P_a actúa a una distancia $H/3$ desde el fondo del muro (figura 6.16).
5. Suponer que ΔP_{ae} actúa a una distancia $0.6H$ desde el fondo del muro (figura 6.16).
6. Calcular la localización de la resultante con la expresión

$$\bar{z} = \frac{(0.6H)(\Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3}\right)(P_a)}{P_{ae}} \tag{6.35}$$



▼ **FIGURA 6.16** Determinación de la línea de acción de P_{ae}

▼ EJEMPLO 6.7

Refiérase a la figura 6.17. Para $k_v = 0$ y $k_h = 0.3$, determine

a. P_{ae}
b. La localización de la resultante, $\bar{z}$, medida desde el fondo del muro.

Solución:

Parte a
De la ec. (6.31),

$$P_{ae} = \tfrac{1}{2}\gamma H^2(1 - k_v)K_{ae}$$

Aquí, $\gamma = 105$ lb/pies^3, $H = 10$ pies y $k_v = 0$. Como $\delta = \phi/2$, con la figura 6.15 se determina K_{ae}. Para $k_h = 0.3$, $K_{ae} \approx 0.472$, por lo que

$$P_{ae} = \tfrac{1}{2}(105)(10)^2(1 - 0)(0.472) = \mathbf{2478\ lb/pies}$$

Parte b
De la ec. (6.25),

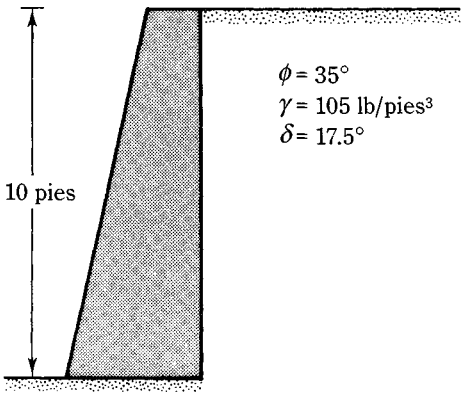
$$P_a = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_a$$

De la ec. (6.26) con $\delta = 17.5°$, $\beta = 90°$ y $\alpha = 0°$, $K_a \approx 0.246$ (tabla 6.6), por lo que

$$P_a = \tfrac{1}{2}(105)(10)^2(0.246) = 1292 \text{ lb/pies}$$
$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 2478 - 1292 = 1186 \text{ lb/pies}$$

De la ec. (6.35),

$$\bar{z} = \frac{(0.6H)(\Delta P_{ae}) + (H/3)(P_a)}{P_{ae}}$$
$$= \frac{[(0.6)(10)](1292) + (10/3)(1186)}{2478} = \mathbf{4.72\ pies}$$



▼ FIGURA 6.17

▲

6.7 PRESIÓN LATERAL DE TIERRA POR SOBRECARGA

En varios casos, la teoría de la elasticidad se usa para determinar la presión lateral de la tierra sobre estructuras de retención causada por varios tipos de sobrecargas, tales como una *carga en línea* (figura 6.18a) y una *carga de franja* (figura 6.18b).

De acuerdo con la teoría de la elasticidad, el esfuerzo a cualquier profundidad, z, sobre una estructura de retención causada por una carga en línea de intensidad q/longitud unitaria (figura 6.18a) se expresa por

$$\sigma = \frac{2q}{\pi H}\frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2} \tag{6.36}$$

donde σ = esfuerzo horizontal a la profundidad $z = bH$

(Véase el significado de los términos a y b en la figura 6.18a.)

Sin embargo, como el suelo no es un medio perfectamente elástico, deben esperarse algunas variaciones de la ecuación (6.36). Las formas modificadas de esta fórmula generalmente aceptadas para uso con suelos son las siguientes:

$$\sigma = \frac{4q}{\pi H}\frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2} \quad \text{para } a > 0.4 \tag{6.37}$$

y

$$\sigma = \frac{q}{H}\frac{0.203b}{(0.16 + b^2)^2} \quad \text{para } a \leq 0.4 \tag{6.38}$$

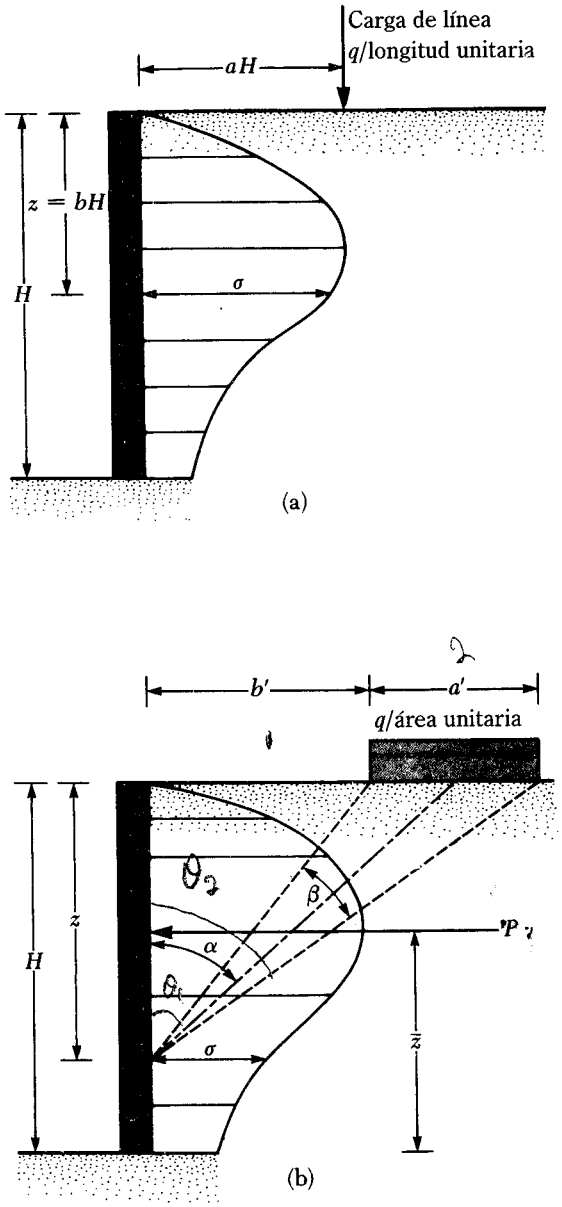
La figura 6.18b muestra una carga de franja con una intensidad de q/área unitaria localizada a una distancia b' desde un muro de altura H. Con base en la teoría de la elasticidad, el esfuerzo horizontal, σ, a cualquier profundidad z sobre una estructura de retención es

$$\sigma = \frac{q}{\pi}(\beta - \operatorname{sen}\beta \cos 2\alpha) \tag{6.39}$$

(Los ángulos α y β se definen en la figura 6.18b.)

Sin embargo, en el caso de suelos, el lado derecho de la ecuación (6.39) se duplica para tomar en cuenta el acomodo de la masa del suelo, o

$$\sigma = \frac{2q}{\pi}(\beta - \operatorname{sen}\beta \cos 2\alpha) \tag{6.40}$$



▼ **FIGURA 6.18** Presión lateral de la tierra causada por (a) carga de línea y (b) carga de franja

La fuerza total por unidad de longitud (P) debida únicamente a la *carga de franja* (Jarquio, 1981) se expresa como

$$P = \frac{q}{90}[H(\theta_2 - \theta_1)] \tag{6.41}$$

donde

$$\theta_1 = \tan^{-1}\left(\frac{b'}{H}\right) \quad \text{(grados)} \tag{6.42}$$

$$\theta_2 = \tan^{-1}\left(\frac{a' + b'}{H}\right) \text{(grados)} \tag{6.43}$$

▼ **EJEMPLO 6.8**

Refiérase a la figura 6.18b. Aquí, $a' = 2$ m, $b' = 1$ m, $q = 40$ kN/m^2 y $H = 6$ m. Determine la presión total sobre el muro causada únicamente por la carga de franja.

Solución: De las ecs. (6.42) y (6.43)

$$\theta_1 = \tan^{-1}\left(\frac{1}{6}\right) = 9.46°$$

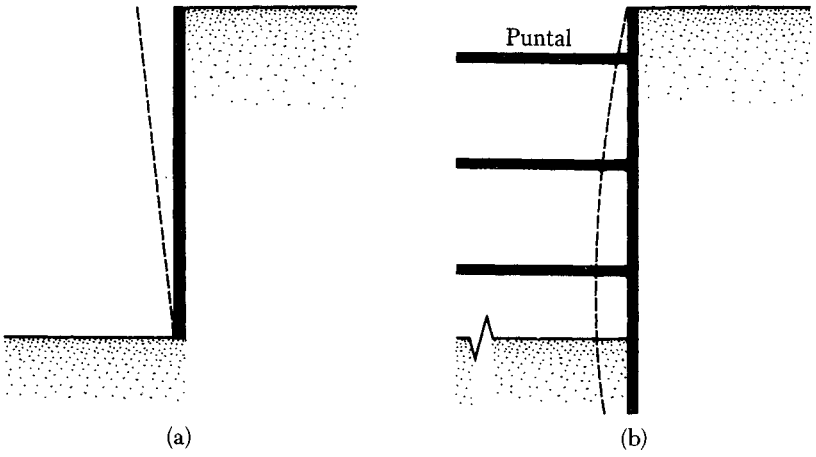
$$\theta_2 = \tan^{-1}\left(\frac{2+1}{6}\right) = 26.57°$$

De la ec. (6.41),

$$P = \frac{q}{90}[H(\theta_2 - \theta_1)] = \frac{40}{90}[6(26.57 - 9.46)] = \mathbf{45.63\ kN/m}$$ ▲

6.8 PRESIÓN ACTIVA POR ROTACIÓN DEL MURO RESPECTO A SU PARTE SUPERIOR. CORTE APUNTALADO

En las secciones anteriores, vimos que un muro de retención gira alrededor de su fondo (figura 6.19a). Con suficiente acomodamiento del muro, la presión lateral de la tierra es aproximadamente igual a la obtenida con la teoría de Rankine o con la de Coulomb. En contraste con los muros de retención, los cortes apuntalados muestran un tipo diferente de acomodo (véase la figura 6.19b). En este caso, la deformación del muro gradualmente aumenta con la profundidad de la excavación. La variación de la cantidad de deformación depende de varios factores, como tipo de suelo, profundidad de la excavación y calidad de la ejecución. Sin embargo, con poco acomodo en la parte superior del corte, la presión lateral de la tierra será cercana a la presión de reposo. En el fondo del muro, con mucho mayor grado de acomodo, la presión lateral de la tierra será considerablemente menor que la presión activa de la tierra de Rankine. En consecuencia, la distribución de la presión lateral de la tierra variará considerable-



▼ **FIGURA 6.19** Naturaleza del acomodamiento de muros: (a) muro de retención; (b) corte arriostrado

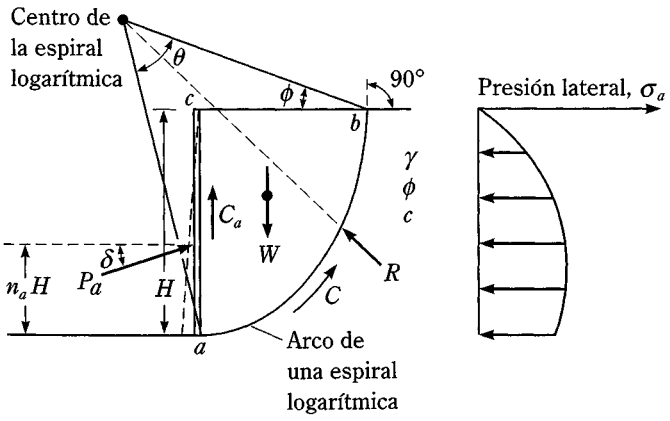
mente en comparación con la distribución lineal supuesta en el caso de los muros de retención.

La fuerza lateral total, P_a, por unidad de longitud de muro impuesta sobre un muro, se evalúa teóricamente usando la hipótesis general de cuñas de Terzaghi (1943) (figura 6.20). La superficie de falla se supone que es un arco de espiral logarítmica, definida por

$$r = r_o e^{\theta \tan\phi} \tag{6.44}$$

donde ϕ = ángulo de fricción del suelo

En la figura 6.20, H es la altura del corte. El peso específico, el ángulo de fricción y la cohesión del suelo son iguales a γ, ϕ y c, respectivamente. Las siguientes son las fuerzas por unidad de longitud del corte que actúan sobre la cuña de falla de prueba:



▼ **FIGURA 6.20** Análisis de un corte apuntalado con la teoría general de cuñas; rotación del muro respecto a su parte superior

1. El peso, W, de la cuña
2. La resultante, R, de las fuerzas normal y cortante a lo largo de ab
3. La fuerza de cohesión, C, a lo largo de ab
4. La fuerza adhesiva, C_a, a lo largo de ac
5. P_a, que es la fuerza activa actuando a una distancia $n_a H$ desde el fondo del muro e inclinada un ángulo δ respecto a la horizontal

La fuerza adhesiva es

$$C_a = c_a H \tag{6.45}$$

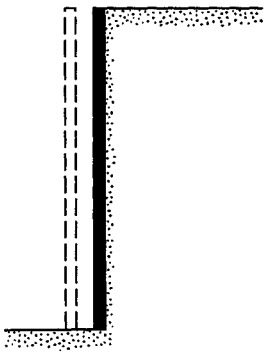
donde c_a = adhesión unitaria

Un procedimiento detallado para la evaluación de P_a está más allá del alcance de este texto; los interesados deben consultar un texto de mecánica de suelos para mayor información al respecto (por ejemplo, Das, 1998). Kim y Preber (1969) proporcionaron valores tabulados de $P_a/\frac{1}{2}\gamma H^2$ determinados usando los principios de la teoría general de cuñas y esos valores se dan en la tabla 6.8. En el desarrollo de los valores teóricos de la tabla 6.8 se supuso que

$$\frac{c_a}{c} = \frac{\tan \delta}{\tan \phi} \tag{6.46}$$

6.9 PRESIÓN ACTIVA DE TIERRA POR TRASLACIÓN DEL MURO DE RETENCIÓN. RELLENO GRANULAR

Bajo ciertas circunstancias, los muros de retención sufren traslación lateral, como muestra la figura 6.21. Una solución para la distribución de la presión activa para este caso fue proporcionada por Dubrova (1963) y también descrita por Harr (1966). La solución de Dubrova supone la validez de la solución de Coulomb [ecs. (6.25) y (6.26)]. Para entender este procedimiento, considere un muro vertical con un relleno granular horizontal (figura 6.22). Para rotación respecto a la parte superior del muro, la resultante R de las fuerzas normal y cortante a lo largo de la línea de ruptura AC está incli-



▼ **FIGURA 6.21** Traslación lateral de un muro de retención

▼ **TABLA 6.8** $-P_a[(\frac{1}{2})\gamma H^2]$ *versus* ϕ, δ, n_a y $c/\gamma H$*

ϕ en (grados) (1)	δ en (grados) (2)	$n_a = 0.3$ $c/\gamma H$ 0 (3)	0.1 (4)	0.2 (5)	$n_a = 0.4$ $c/\gamma H$ 0 (6)	0.1 (7)	0.2 (8)	$n_a = 0.5$ $c/\gamma H$ 0 (9)	0.1 (10)	0.2 (11)	$n_a = 0.6$ $c/\gamma H$ 0 (12)	0.1 (13)	0.2 (14)
0	0	0.952	0.558	0.164	–	0.652	0.192	–	0.782	0.230	–	0.978	0.288
5	0	0.787	0.431	0.076	0.899	0.495	0.092	1.050	0.580	0.110	1.261	0.697	0.134
	5	0.756	0.345	–0.066	0.863	0.399	–0.064	1.006	0.474	–0.058	1.209	0.573	–0.063
10	0	0.653	0.334	0.015	0.734	0.378	0.021	0.840	0.434	0.027	0.983	0.507	0.032
	5	0.623	0.274	–0.074	0.700	0.312	–0.077	0.799	0.358	–0.082	0.933	0.420	–0.093
	10	0.610	0.242	–0.125	0.685	0.277	–0.131	0.783	0.324	–0.135	0.916	0.380	–0.156
15	0	0.542	0.254	–0.033	0.602	0.285	–0.033	0.679	0.322	–0.034	0.778	0.370	–0.039
	50.518	0.214	–0.089	0.575	0.240	–0.094	0.646	0.270	–0.106	0.739	0.310	–0.118	
10	0.505	0.187	–0.131	0.559	0.210	–0.140	0.629	0.238	–0.153	0.719	0.273	–0.174	
15	0.499	0.169	–0.161	0.554	0.191	–0.171	0.623	0.218	–0.187	0.714	0.251	–0.212	
20	0	0.499	0.191	–0.067	0.495	0.210	–0.074	0.551	0.236	–0.080	0.622	0.266	–0.090
	5	0.430	0.160	–0.110	0.473	0.179	–0.116	0.526	0.200	–0.126	0.593	0.225	–0.142
	10	0.419	0.140	–0.139	0.460	0.156	–0.149	0.511	0.173	–0.165	0.575	0.196	–0.184
	15	0.413	0.122	–0.169	0.454	0.137	–0.179	0.504	0.154	–0.195	0.568	0.174	–0.219
	20	0.413	0.113	–0.188	0.454	0.124	–0.206	0.504	0.140	–0.223	0.569	0.160	–0.250
25	0	0.371	0.138	–0.095	0.405	0.150	–0.104	0.447	0.167	–0.112	0.499	0.187	–0.125
	5	0.356	0.116	–0.125	0.389	0.128	–0.132	0.428	0.141	–0.146	0.477	0.158	–0.162
	10	0.347	0.099	–0.149	0.378	0.110	–0.158	0.416	0.122	–0.173	0.464	0.136	–0.192
	15	0.342	0.085	–0.172	0.373	0.095	–0.182	0.410	0.106	–0.198	0.457	0.118	–0.221
	20	0.341	0.074	–0.193	0.372	0.083	–0.205	0.409	0.093	–0.222	0.456	0.104	–0.248
	25	0.344	0.065	–0.215	0.375	0.074	–0.228	0.413	0.083	–0.247	0.461	0.093	–0.275
30	0	0.304	0.093	–0.117	0.330	0.103	–0.124	0.361	0.113	–0.136	0.400	0.125	–0.150
	5	0.293	0.078	–0.137	0.318	0.086	–0.145	0.347	0.094	–0.159	0.384	0.105	–0.175
	10	0.286	0.066	–0.154	0.310	0.073	–0.164	0.339	0.080	–0.179	0.374	0.088	–0.198
	15	0.282	0.056	–0.171	0.306	0.060	–0.185	0.334	0.067	–0.199	0.368	0.074	–0.220
	20	0.281	0.047	–0.188	0.305	0.051	–0.204	0.332	0.056	–0.220	0.367	0.062	–0.242
	25	0.284	0.036	–0.211	0.307	0.042	–0.223	0.335	0.047	–0.241	0.370	0.051	–0.267
	30	0.289	0.029	–0.230	0.313	0.033	–0.246	0.341	0.038	–0.265	0.377	0.042	–0.294
35	0	0.247	0.059	–0.129	0.267	0.064	–0.139	0.290	0.069	–0.151	0.318	0.076	–0.165
	5	0.239	0.047	–0.145	0.258	0.052	–0.154	0.280	0.057	–0.167	0.307	0.062	–0.183
10		0.234	0.038	–0.157	0.252	0.041	–0.170	0.273	0.046	–0.182	0.300	0.050	–0.200
	15	0.231	0.030	–0.170	0.249	0.033	–0.183	0.270	0.035	–0.199	0.296	0.039	–0.218
	20	0.231	0.022	–0.187	0.248	0.025	–0.198	0.269	0.027	–0.215	0.295	0.030	–0.235
	25	0.232	0.015	–0.202	0.250	0.016	–0.218	0.271	0.019	–0.234	0.297	0.020	–0.256
	30	0.236	0.006	–0.224	0.254	0.008	–0.238	0.276	0.011	–0.255	0.302	0.011	–0.281
	35	0.243	0	–0.243	0.262	0.001	–0.260	0.284	0.002	–0.279	0.312	0.002	–0.307
40	0	0.198	0.030	–0.138	0.213	0.032	–0.148	0.230	0.036	–0.159	0.252	0.038	–0.175
	5	0.192	0.021	–0.150	0.206	0.024	–0.158	0.223	0.026	–0.171	0.244	0.029	–0.186
	10	0.189	0.015	–0.158	0.202	0.016	–0.170	0.219	0.018	–0.182	0.238	0.020	–0.199
	15	0.187	0.008	–0.171	0.200	0.010	–0.180	0.216	0.011	–0.195	0.236	0.012	–0.212
	20	0.187	0.003	–0.181	0.200	0.003	–0.195	0.216	0.004	–0.208	0.235	0.004	–0.227
	25	0.188	–0.005		0.202	–0.003		0.218	–0.003		0.237	–0.003	
	30	0.192	–0.010		0.205	–0.010		0.222	–0.011		0.241	–0.012	
	35	0.197	–0.018		0.211	–0.018		0.228	–0.018		0.248	–0.020	
	40	0.205	–0.025		0.220	–0.025		0.237	–0.027		0.259	–0.030	

▼ **TABLA 6.8** Continuación

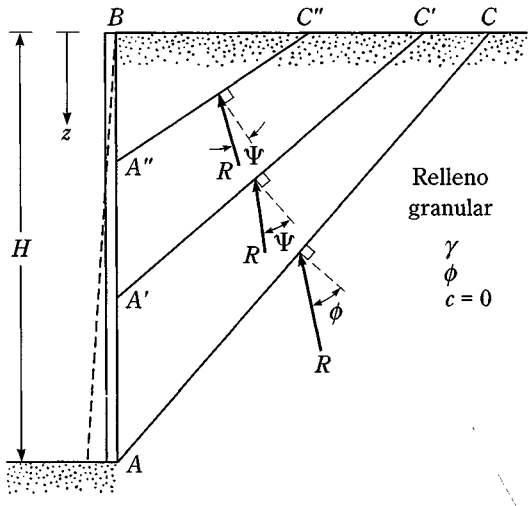
ϕ en (grados) (1)	δ en (grados) (2)	$n_a = 0.3$ $c/\gamma H$ 0 (3)	0.1 (4)	0.2 (5)	$n_a = 0.4$ $c/\gamma H$ 0 (6)	0.1 (7)	0.2 (8)	$n_a = 0.5$ $c/\gamma H$ 0 (9)	0.1 (10)	0.2 (11)	$n_a = 0.6$ $c/\gamma H$ 0 (12)	0.1 (13)	0.2 (14)
45	0	0.156	0.007	−0.142	0.167	0.008	−0.150	0.180	0.009	−0.162	0.196	0.010	−0.177
	5	0.152	0.002	−0.148	0.163	0.002	−0.158	0.175	0.002	−0.170	0.190	0.003	−0.185
	10	0.150	−0.003		0.160	−0.004		0.172	−0.003		0.187	−0.004	
	15	0.148	−0.009		0.159	−0.008		0.171	−0.009		0.185	−0.010	
	20	0.149	−0.013		0.159	−0.014		0.171	−0.014		0.185	−0.016	
	25	0.150	−0.018		0.160	−0.020		0.173	−0.020		0.187	−0.022	
	30	0.153	−0.025		0.164	−0.026		0.176	−0.026		0.190	−0.029	
	35	0.158	−0.030		0.168	−0.031		0.181	−0.034		0.196	−0.037	
	40	0.164	−0.038		0.175	−0.040		0.188	−0.042		0.204	−0.045	
	45	0.173	−0.046		0.184	−0.048		0.198	−0.052		0.215	−0.057	

* Según Kim y Preber (1969)

nada un ángulo ϕ con la normal a AC. De acuerdo con Dubrova existe un número infinito de líneas de casi-ruptura como $A'C'$, $A''C''$,... para las cuales la fuerza resultante R está inclinada un ángulo ψ, donde

$$\psi = \frac{\phi z}{H} \tag{6.47}$$

Ahora refiérase a las ecuaciones (6.25) y (6.26) para la presión activa de Coulomb. Para $\beta = 90°$ y $\alpha = 0$, la relación para la fuerza activa de Coulomb también se reescribe como



▼ **FIGURA 6.22** Líneas de casi-ruptura detrás de un muro de retención

$$P_a = \frac{\gamma}{2\cos\delta}\left[\frac{H}{\frac{1}{\cos\phi} + (\tan^2\phi + \tan\phi\tan\delta)^{0.5}}\right]^2 \tag{6.48}$$

La fuerza contra el muro a cualquier z se da entonces por

$$P_a = \frac{\gamma}{2\cos\delta}\left[\frac{z}{\frac{1}{\cos\psi} + (\tan^2\psi + \tan\psi\tan\delta)^{0.5}}\right]^2 \tag{6.49}$$

La presión activa a cualquier profundidad z para *rotación del muro respecto a su parte superior* es

$$\sigma_a(z) = \frac{dP_a}{dz} \approx \frac{\gamma}{\cos\delta}\left[\frac{z\cos^2\psi}{(1 + m\,\text{sen}\,\psi)^2} - \frac{z^2\phi\cos^2\psi}{H(1 + m\,\text{sen}\,\psi)}(\text{sen}\,\psi + m)\right] \tag{6.50}$$

donde $$m = \left(1 + \frac{\tan\delta}{\tan\psi}\right)^{0.5} \tag{6.51}$$

Para muros sin fricción, $\delta = 0$ y la ec. (6.50) se simplifica como sigue

$$\sigma_a(z) = \gamma\tan^2\left(45 - \frac{\psi}{2}\right)\left(z - \frac{\phi z^2}{H\cos\psi}\right) \tag{6.52}$$

Para rotación del muro respecto al fondo, se encuentra una expresión similar en la forma

$$\sigma_a(z) = \frac{\gamma z}{\cos\delta}\left(\frac{\cos\phi}{1 + m\,\text{sen}\,\phi}\right)^2 \tag{6.53}$$

Para traslación del muro, la presión activa se toma como

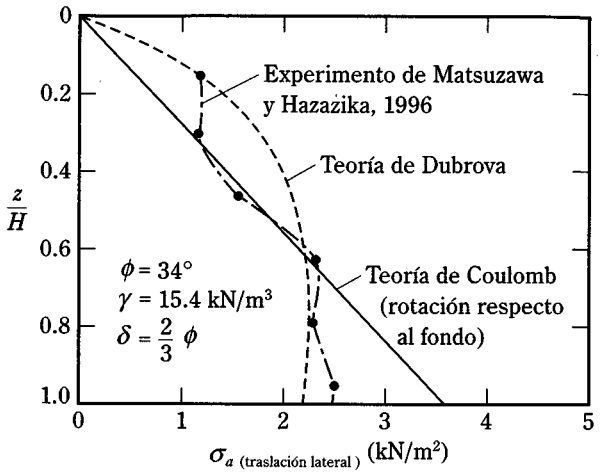
$$\sigma_a(z)_{\text{traslación}} = \tfrac{1}{2}\left[\sigma_a(z)_{\text{rotación respecto a la parte superior}} + \sigma_a(z)_{\text{rotación respecto al fondo}}\right] \tag{6.54}$$

Una verificación experimental de este procedimiento fue proporcionada por Matsuzawa y Hazazika (1996). Los resultados se obtuvieron en pruebas de modelos a gran escala y se muestran en la figura 6.23. La teoría y los resultados experimentales muestran buena concordancia.

▼ EJEMPLO 6.9

Considere un muro sin fricción de 16 pies de altura. Para el relleno granular, $\gamma = 110$ lb/pies^3 y $\phi = 36°$. Calcule y grafique la variación de $\sigma_a(z)$ para un modo traslacional del movimiento del muro.

Solución: Para un muro sin fricción, $\delta = 0$. Por consiguiente, m es igual a uno [ec. (6.51)]. Entonces, para rotación respecto a la parte superior, de la ec. (6.52),



▼ **FIGURA 6.23** Verificación experimental de la teoría de Dubrova para la traslación lateral de muros por medio de pruebas en modelos de gran escala

$$\sigma_a(z) = \sigma_a'(z) = \gamma \tan^2\left(45 - \frac{\phi z}{2H}\right)\left[z - \frac{\phi z^2}{H\cos\left(\frac{\phi z}{H}\right)}\right]$$

Para rotación respecto al fondo, de la ec. (6.53),

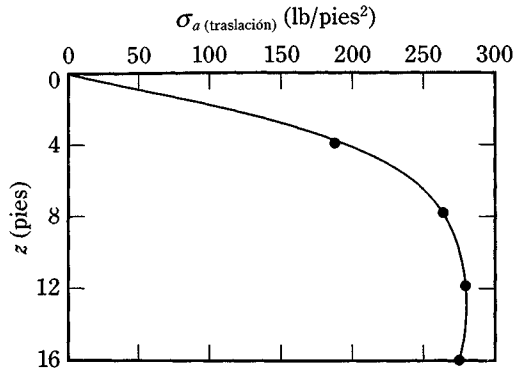
$$\sigma_a(z) = \sigma_a''(z) = \gamma z\left(\frac{\cos\phi}{1 + \text{sen}\,\phi}\right)^2$$

$$\sigma_a(z)_{\text{traslación}} = \frac{\sigma_a'(z) + \sigma_a''(z)}{2}$$

La siguiente tabla se prepara con $\gamma = 110$ lb/pies^3, $\phi = 36°$ y $H = 16$ pies.

z (pies)	$\sigma_a'(z)$ (lb/pie^2)	$\sigma_a''(z)$ (lb/pie^2)	$\sigma_a(z)_{\text{traslación}}$ (lb/pie^2)
0	0	0	0
4	269.9	112.6	191.25
8	311.2	225.3	268.25
12	233.6	337.9	285.75
16	102.2	450.6	276.4

La gráfica de $\sigma_a(z)$ versus z se muestra en la figura 6.24.



▼ FIGURA 6.24 ▲

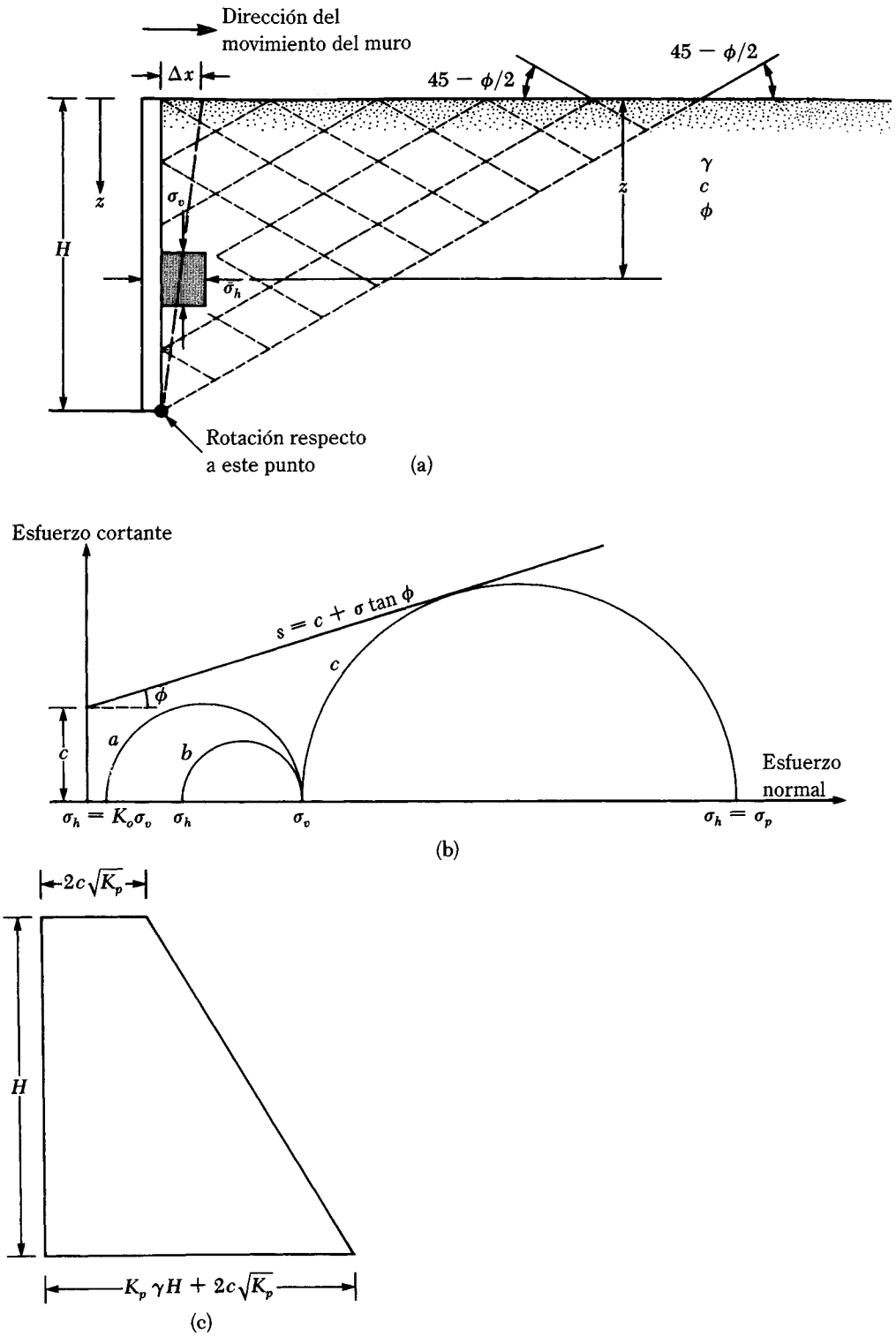
PRESIÓN PASIVA

6.10 PRESIÓN PASIVA DE TIERRA DE RANKINE

La figura 6.25a muestra un muro de retención vertical sin fricción con un relleno horizontal. A la profundidad z, la presión vertical sobre un elemento de suelo es $\sigma_v = \gamma z$. Inicialmente, si el muro no cede en absoluto, el esfuerzo lateral a esa profundidad será $\sigma_h = K_o\sigma_v$. El estado de esfuerzo es ilustrado por el círculo de Mohr a en la figura 6.25b. Ahora, si el muro es empujado hacia la masa del suelo una cantidad Δx, como muestra la figura 6.25a, el esfuerzo vertical a la profundidad z permanecerá igual; sin embargo, el esfuerzo horizontal se incrementará. Así entonces, σ_h será mayor que $K_o\sigma_v$. El estado de esfuerzo ahora se representa por el círculo de Mohr b en la figura 6.25b. Si el muro se mueve más hacia dentro (es decir, Δx aumenta más aún), el esfuerzo a la profundidad z alcanzará finalmente el estado representado por el círculo de Mohr c (figura 6.25b). Note que este círculo de Mohr toca la envolvente de falla de Mohr-Coulomb, lo que implica que el suelo detrás del muro fallará siendo empujado hacia arriba. El esfuerzo horizontal, σ_h, en este punto se llama la *presión pasiva de Rankine*, o $\sigma_h = \sigma_p$.

Para el círculo de Mohr c en la figura 6.25b, el esfuerzo principal mayor es σ_p y el esfuerzo principal menor es σ_v. Sustituyéndolos en la ecuación (1.84) se obtiene

$$\sigma_p = \sigma_v \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \tag{6.55}$$



▼ **FIGURA 6.25** Presión pasiva de Rankine

Ahora, sea

$$K_p = \text{coeficiente de presión pasiva de Rankine} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \tag{6.56}$$

(véase la tabla 6.9). Por lo tanto, de la ec. (6.55),

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c\sqrt{K_p} \tag{6.57}$$

▼ **TABLA 6.9** Variación del K_p de Rankine

Ángulo de fricción ϕ del suelo (en grados)	$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$
20	2.040
21	2.117
22	2.198
23	2.283
24	2.371
25	2.464
26	2.561
27	2.663
28	2.770
29	2.882
30	3.000
31	3.124
32	3.255
33	3.392
34	3.537
35	3.690
36	3.852
37	4.023
38	4.204
39	4.395
40	4.599
41	4.815
42	5.045
43	5.289
44	5.550
45	5.828

La ecuación (6.57) produce la figura 6.25c, que da el diagrama de presión pasiva para el muro mostrado en la figura 6.25a. Note que en $z = 0$,

$$\sigma_v = 0 \quad \text{y} \quad \sigma_p = 2c\sqrt{K_p}$$

y en $z = H$,

$$\sigma_v = \gamma H \quad \text{y} \quad \sigma_p = \gamma H K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

La fuerza pasiva por unidad de longitud del muro se determina del área del diagrama de presión, o

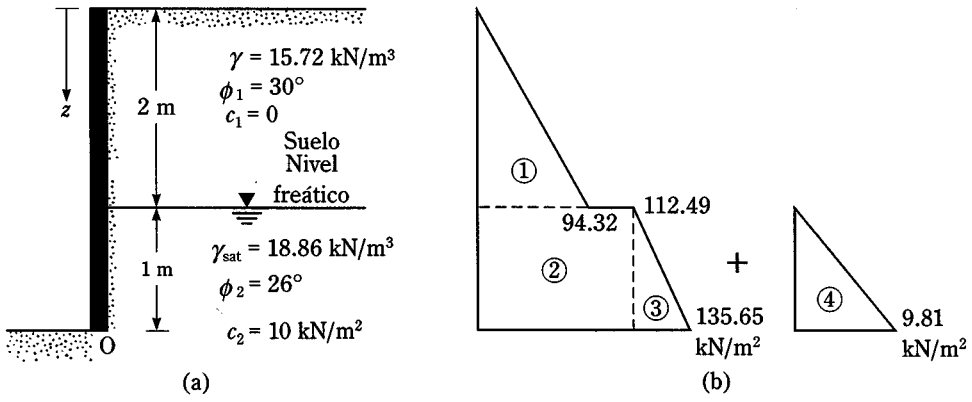
$$P_p = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_p + 2cH\sqrt{K_p} \tag{6.58}$$

Las magnitudes aproximadas de los movimientos del muro, Δx, requeridos para desarrollar la falla bajo condiciones pasivas son

Tipo de suelo	Movimiento del muro para condición pasiva, Δx
Arena densa	$0.005H$
Arena suelta	$0.01H$
Arcilla firme	$0.01H$
Arcilla blanda	$0.05H$

▼ EJEMPLO 6.10

En la figura 6.26a se muestra un muro de 3 m de altura. Determine la fuerza pasiva de Rankine por unidad de longitud del muro.



▼ FIGURA 6.26

Solución: Para el estrato superior

$$K_{p(1)} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right) = \tan^2(45 + 15) = 3$$

Para el estrato inferior

$$K_{p(2)} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi_2}{2}\right) = \tan^2(45 + 13) = 2.56$$

$$\sigma_p = \sigma_v' K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

donde σ'_v = esfuerzo vertical efectivo
en $z = 0$, $\sigma'_v = 0$, $c_1 = 0$, $\sigma_p = 0$
en $z = 2$ m, $\sigma'_v = (15.72)(2) = 31.44\text{kN/m}^2$, $c_1 = 0$

Entonces, para el estrato superior

$$\sigma_p = 31.44K_{p(1)} + 2(0)\sqrt{K_{p(1)}} = 31.44(3) = 94.32 \text{ kN/m}^2$$

A esta profundidad de $z = 2$ m, para el estrato inferior del suelo

$$\sigma_p = \sigma_v' K_{p(2)} + 2c\sqrt{K_{p(2)}} = 31.44(2.56) + 2(10)\sqrt{2.56}$$
$$= 80.49 + 32 = 112.49 \text{ kN/m}^2$$

En $z = 3$ m, $\sigma'_v = (15.72)(2) + (\gamma_{sat} - \gamma_w)(1)$
$$= 31.44 + (18.86 - 9.81)(1) = 40.49 \text{ kN/m}^2$$

Por consiguiente,

$$\sigma_p = \sigma_v' K_{p(2)} + 2c\sqrt{K_{p(2)}} = 40.49(2.56) + (2)(10)(1.6)$$
$$= 135.65 \text{ kN/m}^2$$

Note que como está presente un nivel freático, el esfuerzo hidrostático, u, también tiene que ser tomado en consideración. Para $z = 0$ a 2 m, $u = 0$; $z = 3$ m, $u = (1)(\gamma_w) = 9.81 \text{ kN/m}^2$.

El diagrama de presión pasiva está graficado en la figura 6.26b. La fuerza pasiva por unidad de longitud de muro se determina del área del diagrama de presión como sigue:

Área no.	Área	
1	$(\frac{1}{2})(2)(94.32)$	= 94.32
2	$(112.49)(1)$	= 112.49
3	$(\frac{1}{2})(1)(135.65 - 112.49)$	= 11.58
4	$(\frac{1}{2})(9.81)(1)$	= 4.905
		$P_p \approx$ **223.3 kN/m**

▲

6.11 PRESIÓN PASIVA DE TIERRA DE RANKINE. RELLENO INCLINADO

Para un muro de retención vertical sin fricción (figura 6.10) con un *relleno granular* ($c = 0$), la presión pasiva de Rankine a cualquier profundidad se determina de manera similar a como se hizo en el caso de la presión activa en la sección 6.4, o

$$\sigma_p = \gamma z K_p \tag{6.59}$$

y la fuerza pasiva

$$P_p = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_p \tag{6.60}$$

donde
$$K_p = \cos\alpha \frac{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}} \tag{6.61}$$

Igual que en el caso de la fuerza activa, la fuerza resultante, P_p, está inclinada a un ángulo α con la horizontal y cruza el muro a una distancia de $H/3$ desde el fondo del muro. Los valores de K_p (coeficiente de presión pasiva de la tierra) para varios valores de α y ϕ se muestran en la tabla 6.10.

Si el relleno del muro de retención vertical sin fricción es un suelo $c - \phi$ (figura 6.10), entonces

$$\sigma_a = \gamma z K_p = \gamma z K_p' \cos\alpha \tag{6.62}$$

donde

$$K_p' = \frac{1}{\cos^2\phi}\left\{2\cos^2\alpha + 2\left(\frac{c}{\gamma z}\right)\cos\phi\,\text{sen}\,\phi + \sqrt{4\cos^2\alpha(\cos^2\alpha - \cos^2\phi) + 4\left(\frac{c}{\gamma z}\right)^2\cos^2\phi + 8\left(\frac{c}{\gamma z}\right)\cos^2\alpha\,\text{sen}\,\phi\cos\phi}\right\} - 1 \tag{6.63}$$

▼ **TABLA 6.10** Coeficiente K_p de presión pasiva [ec. (6.61)]

	ϕ (grados) →						
↓ α (grados)	28	30	32	34	36	38	40
0	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599
5	2.715	2.943	3.196	3.476	3.788	4.136	4.527
10	2.551	2.775	3.022	3.295	3.598	3.937	4.316
15	2.284	2.502	2.740	3.003	3.293	3.615	3.977
20	1.918	2.132	2.362	2.612	2.886	3.189	3.526
25	1.434	1.664	1.894	2.135	2.394	2.676	2.987

▼ **TABLA 6.11** Valores de K'_p

ϕ (grados)	α (grados)	$c/\gamma z$			
		0.025	0.050	0.100	0.500
15	0	1.764	1.829	1.959	3.002
	5	1.716	1.783	1.917	2.971
	10	1.564	1.641	1.788	2.880
	15	1.251	1.370	1.561	2.732
20	0	2.111	2.182	2.325	3.468
	5	2.067	2.140	2.285	3.435
	10	1.932	2.010	2.162	3.339
	15	1.696	1.786	1.956	3.183
25	0	2.542	2.621	2.778	4.034
	5	2.499	2.578	2.737	3.999
	10	2.368	2.450	2.614	3.895
	15	2.147	2.236	2.409	3.726
30	0	3.087	3.173	3.346	4.732
	5	3.042	3.129	3.303	4.674
	10	2.907	3.996	3.174	4.579
	15	2.684	2.777	2.961	4.394

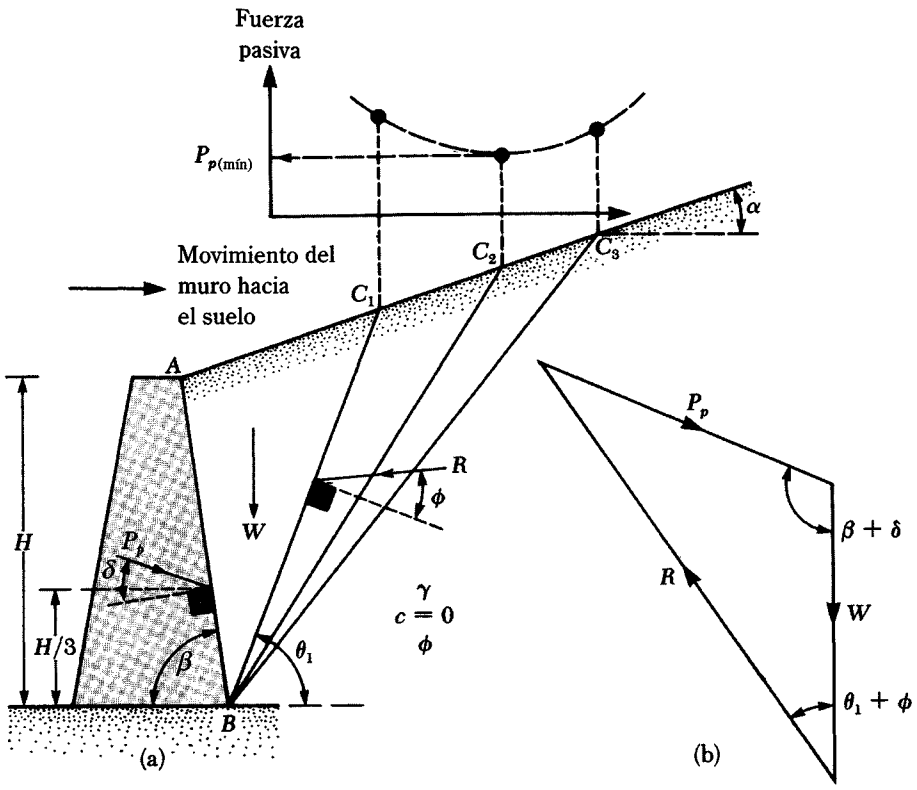
La variación de K'_p con ϕ, α, $c/\gamma z$ se da en la tabla 6.11 (Mazindrani y Ganjali, 1997).

6.12 PRESIÓN PASIVA DE TIERRA DE COULOMB

Coulomb (1776) también presentó un análisis para determinar la presión pasiva de la tierra (es decir, cuando el muro se mueve *hacia* la masa del suelo) en muros con fricción (δ = ángulo de fricción del muro) que retienen un material granular de relleno similar al visto en la sección 6.5.

Para entender la determinación de la fuerza pasiva de Coulomb, P_p, considere el muro mostrado en la figura 6.27a. Igual que en el caso de la presión activa, Coulomb supuso que la superficie potencial de falla en el suelo es un plano. Para una cuña de falla de prueba, como la ABC_1, las fuerzas por longitud unitaria del muro que actúan sobre la cuña son

1. El peso, W, de la cuña
2. La resultante, R, de las fuerzas normal y cortante sobre el plano BC_1
3. La fuerza pasiva, P_p



▼ **FIGURA 6.27** Presión pasiva de Coulomb

La figura 6.27 muestra el triángulo de fuerzas en equilibrio para la cuña de prueba ABC_1. De este triángulo de fuerzas, el valor de P_p se determina porque son conocidas la dirección de las tres fuerzas y la magnitud de una de ellas.

Triángulos similares de fuerzas para varias cuñas de prueba, tales como las ABC_1, ABC_2, ABC_3,... pueden construirse y determinarse los correspondientes valores de P_p. La parte superior de la figura 6.27a muestra la naturaleza de la variación de los valores P_p para diferentes cuñas. El *valor mínimo de* P_p en este diagrama es la *fuerza pasiva de Coulomb*. Matemáticamente, ésta se expresa como

$$P_p = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_p \tag{6.64}$$

▼ **TABLA 6.12** Valores de K_p [ec. (6.65)] para $\beta = 90°$ y $\alpha = 0°$

	δ (grados)				
ϕ (grados)	0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	2.040	2.313	3.636	3.030	3.525
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
30	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

donde

$$K_p = \text{coeficiente de presión activa de Coulomb} = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2\beta\,\text{sen}(\beta + \delta)\left[1 - \sqrt{\dfrac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi + \alpha)}{\text{sen}(\beta + \delta)\text{sen}(\beta + \alpha)}}\right]^2} \tag{6.65}$$

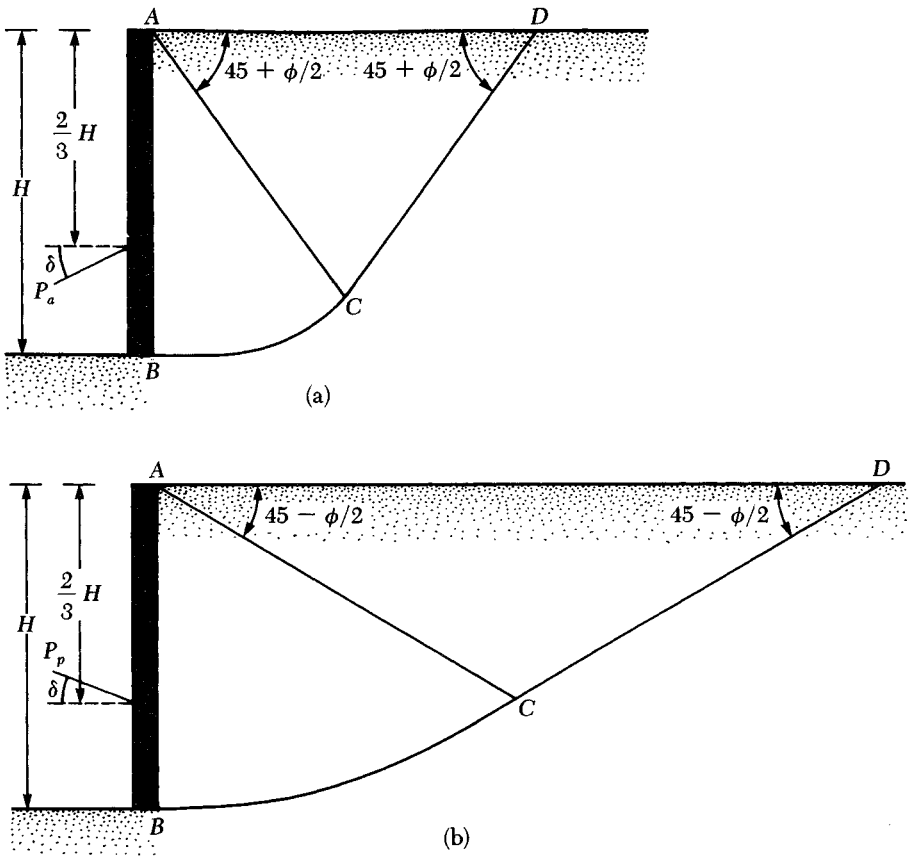
Los valores del coeficiente, K_p, de la presión pasiva para varios valores de ϕ y δ se proporcionan en la tabla 6.12 ($\beta = 90°$ y $\alpha = 0°$).

Note que la fuerza pasiva resultante, P_p, actúa a una distancia $H/3$ desde el fondo del muro y está inclinada un ángulo δ respecto a la normal a la espalda del muro.

6.13 COMENTARIOS SOBRE LA HIPÓTESIS DE LA SUPERFICIE DE FALLA PARA LOS CÁLCULOS DE LA PRESIÓN DE COULOMB

Los métodos para calcular las presiones activa y pasiva de Coulomb se vieron en las secciones 6.5 y 6.12. La hipótesis fundamental en esos análisis es la relativa a las *superficies planas de falla*. Sin embargo, para muros con fricción, esta hipótesis no es válida en la práctica. La naturaleza de las superficies *reales* de falla en el suelo para las presiones activa y pasiva se muestra en las figuras 6.28a y b, respectivamente (para un muro vertical con un relleno horizontal). Note que las superficies de falla BC son curvas y que las de falla CD son planas.

Aunque la superficie real de falla en el suelo para el caso de la presión activa es algo diferente de la supuesta en el cálculo de la presión de Coulomb, los resultados no son muy diferentes. Sin embargo, en los casos de presión pasiva, conforme el valor de

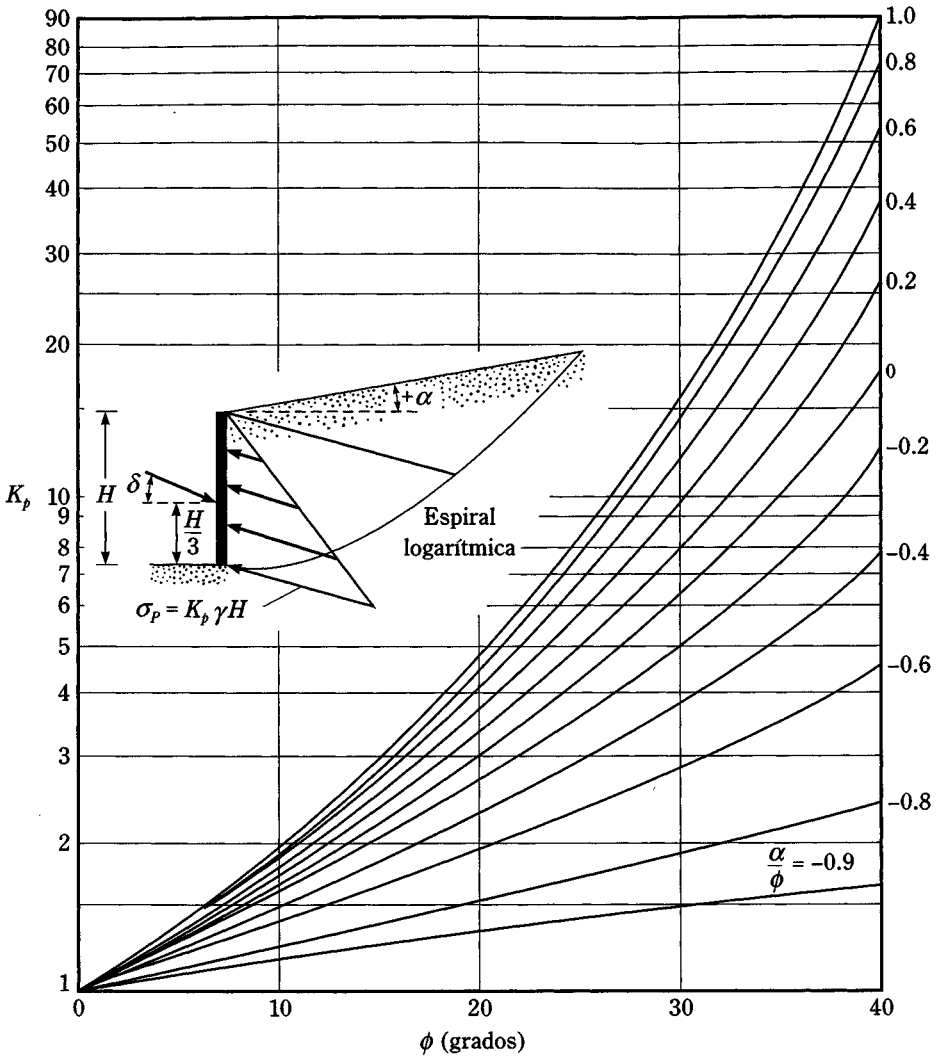


▼ **FIGURA 6.28** Naturaleza de la superficie de falla en suelo con fricción de muro para (a) caso de presión activa y (b) caso de presión pasiva

δ crece, el método de cálculo de Coulomb da valores erróneos crecientes de P_p. Este factor de error a veces conduce a una situación no segura porque los valores de P_p resultan más grandes que los de la resistencia del suelo.

Caquot y Kerisel (1948) desarrollaron una carta (figura 6.29) para estimar el valor del coeficiente (K_p) de presión pasiva con superficie curva de falla en suelo granular ($c = 0$), tal como lo muestra la figura 6.28b. En su solución, la porción BC de la superficie de falla fue supuesta como un arco de una espiral logarítmica. Al usar la figura 6.29, los siguientes puntos deben tenerse presentes:

1. Las curvas son para $\phi = \delta$.
2. Si δ/ϕ es menor que 1, entonces,



▼ **FIGURA 6.29** Coeficiente, K_p, de la presión pasiva de Caquot y Kerisel para suelo granular

$$K_{p(\delta)} = R\,K_{p(\delta=\phi)}$$

donde R = factor de reducción

El factor de reducción R se da en la tabla 6.13.

3. La presión pasiva es

$$P_p = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_{p(\delta)}$$

▼ **TABLA 6.13** Factor de reducción, R, para usarse junto con la figura 6.29

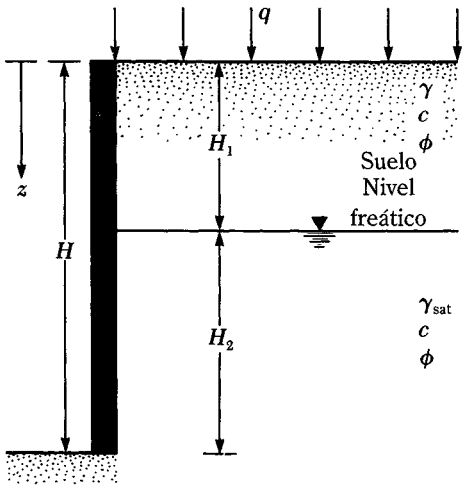
ϕ (grados)	δ/ϕ 0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0
10	0.978	0.962	0.946	0.929	0.912	0.898	0.880	0.864
15	0.961	0.934	0.907	0.881	0.854	0.830	0.803	0.775
20	0.939	0.901	0.862	0.824	0.787	0.752	0.716	0.678
25	0.912	0.860	0.808	0.759	0.711	0.666	0.620	0.574
30	0.878	0.811	0.746	0.686	0.627	0.574	0.520	0.467
35	0.836	0.752	0.674	0.603	0.536	0.475	0.417	0.362
40	0.783	0.682	0.592	0.512	0.439	0.375	0.316	0.262
45	0.718	0.600	0.500	0.414	0.339	0.276	0.221	0.174

PROBLEMAS

6.1 Refiérase a la figura 6.3a. Se dan: $H = 12$ pies, $q = 0$, $\gamma = 108$ lb/pies^3, $c = 0$ y $\phi = 30°$. Determine la fuerza lateral de la tierra en reposo por pie de longitud del muro. Encuentre también la localización de la resultante. Use la ecuación (6.3).

6.2 Resuelva el problema 6.1 con los siguientes valores: $H = 3.5$ m, $q = 20$ kN/m^2, $\gamma = 18.2$ kN/m^3, $c = 0$ y $\phi = 35°$.

6.3 Use la ecuación (6.3), la figura P6.3 y los siguientes valores para determinar la fuerza lateral de la tierra en reposo por longitud unitaria del muro. Encuentre también la localización de la resultante. $H = 10$ pies, $H_1 = 4$ pies, $H_2 = 6$ pies, $\gamma = 105$ lb/pies^3, $\gamma_{sat} = 122$ lb/pies^3 $\phi = 30°$, $c = 0$, $q = 300$ lb/pie^2.



▼ **FIGURA P6.3**

6.4 Resuelva el problema 6.3 con los siguientes valores: $H = 5$ m, $H_1 = 2$ m, $H_2 = 3$ m, $\gamma = 15.5$ kN/m^3, $\gamma_{sat} = 18.5$ kN/m^3, $\phi = 34°$, $c = 0$, $q = 20$ kN/m^2.

6.5 Refiérase a la figura P6.3. Se dan: $H_1 = 4.5$ m, $H_2 = 0$, $q = 0$ y $\gamma = 17$ kN/m^3. El relleno es una arcilla preconsolidada con un índice de plasticidad de 23. Si la tasa de preconsolidación es 2.2, determine la presión lateral de la tierra en reposo por metro de longitud del muro. Encuentre también la localización de la resultante. Use las ecuaciones (6.5) y (6.7).

6.6 Refiérase a la figura 6.7a. Se dan: altura del muro de retención $H = 18$ pies; el relleno es una arcilla saturada con $\phi = 0°$, $c = 500$ lb/pies^2, $\gamma_{sat} = 120$ lb/pies^3.

- **a.** Determine el diagrama de la distribución de la presión activa de Rankine detrás del muro.
- **b.** Determine la profundidad, z_c, de la grieta de tensión.
- **c.** Estime la fuerza activa de Rankine por pie de muro antes y después de que ocurre la grieta de tensión.

6.7 Un muro de retención vertical (figura 6.7a) tiene 6.3 m de altura con un relleno horizontal. Para el relleno, suponga que $\gamma = 17.9$ kN/m^3, $\phi = 26°$ y $c = 15$ kN/m^2. Determine la fuerza activa de Rankine por longitud unitaria de muro después de que ocurre la grieta de tensión.

6.8 Refiérase al muro de retención descrito en el problema 6.3. Determine la fuerza activa de Rankine por unidad de longitud de muro y la localización de la línea de acción de la resultante medida desde el fondo del muro.

6.9 Refiérase al problema 6.4. Para el muro de retención, determine la fuerza activa de Rankine por longitud unitaria del muro y la localización de la línea de acción de la resultante.

6.10 Refiérase a la figura 6.10. Para el muro de retención, $H = 7.5$ m, $\phi = 32°$, $\alpha = 5°$, $\gamma = 18.2$ kN/m^3 y $c = 0$.

- **a.** Determine la intensidad de la fuerza activa de Rankine en $z = 2$, 4, 6 y 7.5 m.
- **b.** Determine la fuerza activa de Rankine por metro longitudinal de muro y también la localización y dirección de la resultante.

6.11 Refiérase a la figura 6.10. Se dan: $H = 22$ pies, $\gamma = 115$ lb/pies^3, $\phi = 25°$, $c = 250$ lb/pies^2 y $\alpha = 10°$. Calcule la fuerza activa de Rankine por unidad de longitud de muro después de que ocurre la grieta de tensión.

6.12 Refiérase a la figura 6.12a. Se dan: $H = 12$ pies, $\gamma = 105$ lb/pies^3, $\phi = 30°$, $c = 0$ y $\beta = 85°$. Determine la fuerza activa de Coulomb por pie de longitud de muro y la localización y dirección de la resultante para los siguientes casos:

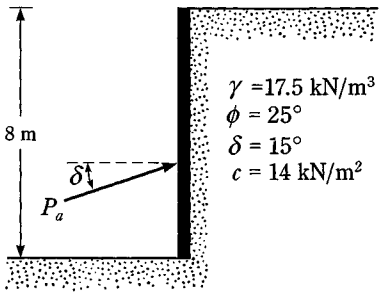
- **a.** $\alpha = 10°$ y $\delta = 20°$
- **b.** $\alpha = 20°$ y $\delta = 15°$

6.13 Refiérase a la figura 6.14. Aquí, $H = 5$ m, $\gamma = 18.2$ kN/m^3, $\phi = 30°$, $\delta = 20°$, $c = 0$, $\alpha = 10°$ y $\beta = 85°$. Determine la fuerza activa de Coulomb de condición sísmica (P_{ae}) por metro de longitud de muro y la localización y dirección de la resultante. $k_h = 0.2$ y $k_v = 0$.

6.14 Refiérase a la figura 6.18b. Se dan: $H = 10$ pies, $a' = 3$ pies, $b' = 4.5$ pies y $q = 525$ lb/pies^2. Determine la fuerza lateral por longitud unitaria del muro causada únicamente por la sobrecarga.

6.15 En la figura P6.15 se muestra un muro de retención. Si el muro gira respecto a su parte superior, determine la magnitud de la fuerza activa por unidad de longitud de muro para $n_a = 0.3$, 0.4 y 0.5. Suponga adhesión unitaria $c_a = c(\tan \delta / \tan \phi)$.

6.16 Un muro de retención vertical sin fricción tiene 6 m de altura con un relleno granular horizontal. Se dan: $\gamma = 16$ kN/m^3, $\phi = 30°$. Para el modo traslacional del muro, calcule la presión activa a las profundidades $z = 1.5$ m, 3 m, 4.5 m y 6 m.



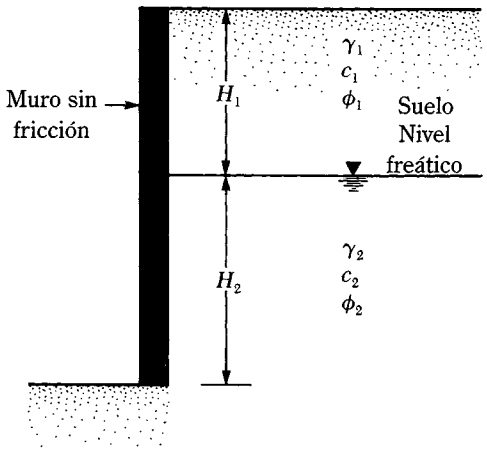
▼ FIGURA P6.15

6.17 Refiérase al problema 6.6.

a. Dibuje el diagrama de distribución de presión pasiva de Rankine detrás del muro.

b. Estime la fuerza pasiva de Rankine por pie de longitud del muro y también la localización de la resultante.

6.18-6.19 Use la figura P6.18 y los siguientes datos para determinar la fuerza pasiva de Rankine por unidad de longitud del muro:



▼ FIGURA P6.18

Prob.	H_1	H_2	γ_1	γ_2	ϕ_1	ϕ_2	c_1	c_2
6.18	8 pies	16 pies	110 lb/pies^3	140 lb/pies^3	38°	25°	0	209 lb/pies^2
6.19	8.2 pies	14.8 pies	107 lb/pies^3	125 lb/pies^3	28°	20°	350 lb/pies^2	100 lb/pies^2

6.20 Refiérase al muro de retención con relleno granular mostrado en la figura 6.29. Se dan: $H = 20$ pies, $\alpha = +10°$, $\phi = 36°$, $\gamma = 110$ lb/pies^3, $\delta/\phi = 0.4$. Calcule la fuerza pasiva por unidad de longitud del muro suponiendo una superficie de falla curva en el suelo.

REFERENCIAS

Brooker, E. W., y Ireland, H. 0. (1965). "Earth Pressure at Rest Related to Stress History", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 2, no. 1, pp. 1-15.

Caquot, A. y Kerisel, J. (1948). *Tables for Calculation of Passive Pressure, Active Pressure, and Beating Capacity of Foundations*, Gauthier-Villars, París, Francia.

Coulomb, C. A. (1776). *Essai sur une Application des Regles de Maximis et Minimum quelques Problemes de Statique Relatifs à Architecture*, Mem. Acad. Roy. des Sciences, París, vol. 3, p. 38.

Das, B. M. (1987). *Theoretical Foundation Engineering*, Elsevier, Amsterdam.

Das, B. M. (1998). *Principles of Geotechnical Engineering*, Fourth Edition, PWS Publishing Company, Boston.

Dubrova, G. A. (1963). "Interaction of Soil and Structures", Izd. *Rechnoy Transport, Moscow*.

Harr, M. E. (1966). *Fundamentals of Theoretical Soil Mechanics*, McGraw-Hill, Nueva York.

Jaky, J. (1944). "The Coefficient of Earth Pressure at Rest", *Journal for the Society of Hungarian Architects and Engineers*, octubre, pp. 355-358.

Jarquio, R. (1981). "Total Lateral Surcharge Pressure Due to Strip Load", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 107, no. GTLO, pp. 1424-1428.

Kim, J. S., y Preber, T. (1969). "Earth Pressure Against Braced Excavations", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 96, no. 6, pp. 1581-1584.

Matsuzawa, H., y Hazarika, H. (1996). "Analysis of Active Earth Pressure Against Rigid Retaining Wall Subjected to Different Modes of Movement", *Soils and Foundations*, Tokio, Japón, vol. 36, no. 3, pp. 51-66.

Mayne, P. W., y Kulhawy, F. H. (1982). "K_o–OCR Relationships in Soil", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 108, no. GT6, pp. 851-872.

Mazindrani, Z. H., y Ganjali, M. H. (1997). "Lateral Earth Pressure Problem of Cohesive Backfill with Inclined Surface", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 123, no. 2, pp. 110-112.

Sherif, M. A, Fang, Y. S., y Sherif, R. I. (1984). "k_a and k_o, Behind Rotating and Non-Yielding Walls", *Journal of Geotechnical Engineeting*, American Society of Civil Engineers, vol. 110, no. GTl, pp. 41-56.

Terzaghi, K (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, Nueva York.

CAPÍTULO SIETE

MUROS DE RETENCIÓN

7.1 INTRODUCCIÓN

En el capítulo 6 se estudiaron varios tipos de presiones laterales de tierra. Esos conceptos se usarán en este capítulo para diseñar varios tipos de muros de retención. En general, éstos se dividen en dos categorías principales: (a) convencionales y (b) muros de tierra estabilizados mecánicamente.

Los muros de retención convencionales se clasifican como

1. Muros de retención de gravedad
2. Muros de retención de semigravedad
3. Muros de retención en voladizo
4. Muros de retención con contrafuertes

Los *muros de retención de gravedad* (figura 7.1a) se construyen con concreto simple o con mampostería. Dependen de su peso propio y de cualquier suelo que descanse sobre la mampostería para su estabilidad. Este tipo de construcción no es económico para muros altos.

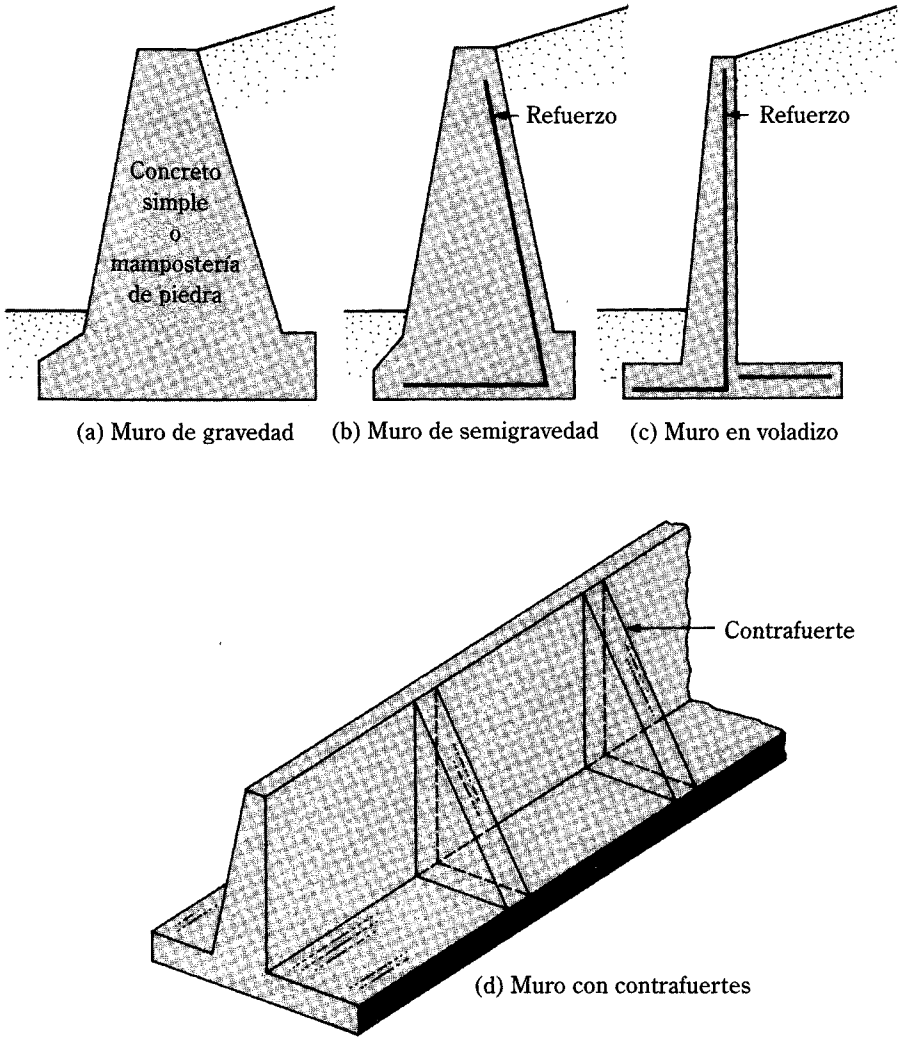
En muchos casos, una pequeña cantidad de acero se usa para la construcción de muros de gravedad, minimizando así el tamaño de las secciones del muro, denominados generalmente *muros de semigravedad* (figura 7.1b).

Los *muros de retención en voladizo* (figura 7.1c) están hechos de concreto reforzado y constan de un tallo delgado y una losa de base. Este tipo es económico hasta una altura aproximada de 25 pies (8 m).

Los *muros de retención con contrafuertes* (figura 7.1d) son similares a los muros en voladizo. Sin embargo, a intervalos regulares éstos tienen losas delgadas de concreto conocidas como *contrafuertes* que conectan entre sí el muro con la losa de la base. El propósito de los contrafuertes es reducir la fuerza cortante y los momentos flexionantes.

Para diseñar apropiadamente los muros de retención, un ingeniero debe conocer los parámetros básicos del suelo, es decir, el *peso específico o volumétrico, el ángulo de fricción* y la *cohesión* del suelo retenido detrás del muro y del suelo debajo de la losa de la base. Conocer las propiedades del suelo detrás del muro permite al ingeniero determinar la distribución de la presión lateral necesaria para el diseño.

Existen dos fases en el diseño de un muro de retención convencional. Primero, conocida la presión lateral de la tierra, la estructura en su conjunto se revisa por *estabilidad*,



▼ **FIGURA 7.1** Tipos de muros de retención

que incluye la revisión de posibles fallas por *volteo, deslizamiento* y *capacidad de carga*. En segundo lugar, cada componente de la estructura se revisa por *resistencia adecuada* y se determina el refuerzo de acero de cada componente.

Este capítulo presenta los procedimientos para determinar la estabilidad de los muros de retención. Las revisiones de la resistencia adecuada de cada componente de las estructuras se encuentran en cualquier libro de texto sobre concreto reforzado.

Los muros de retención mecánicamente estabilizados tienen sus rellenos estabilizados por elementos de refuerzo tales como franjas metálicas, mallas de alambre soldado, geotextiles y geomallas. Esos muros son relativamente flexibles y soportan grandes desplazamientos verticales y horizontales sin mucho daño.

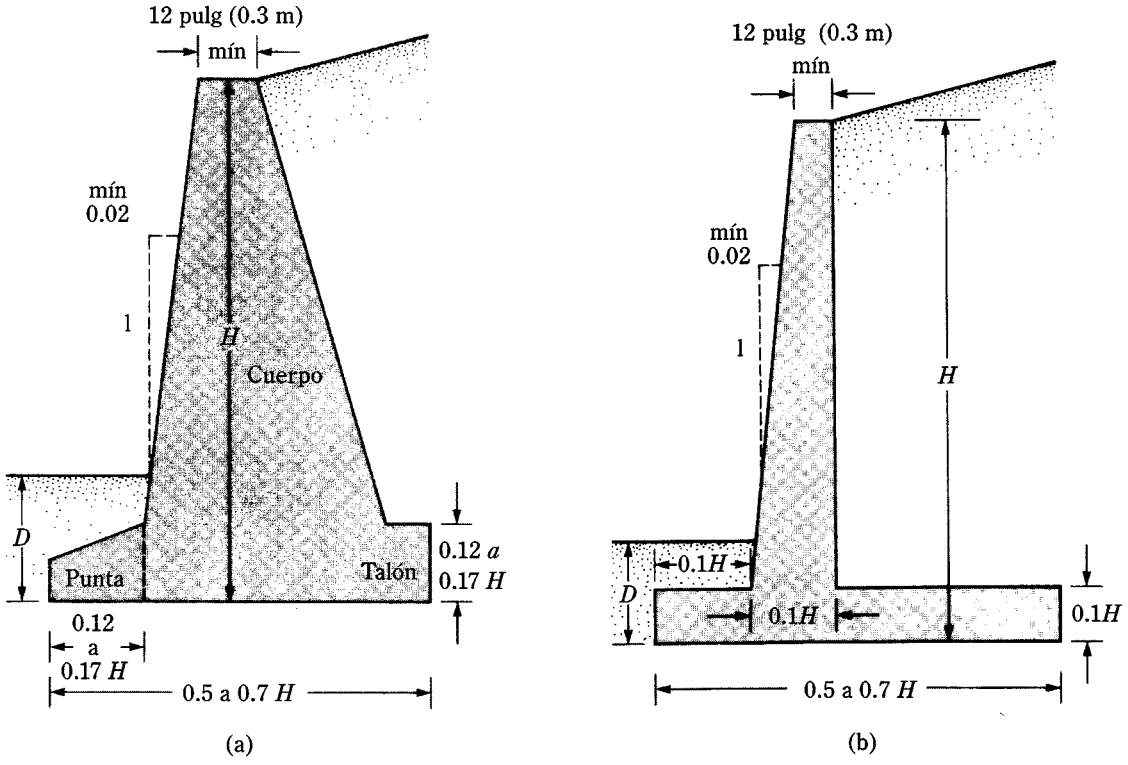
En este capítulo se describen primero los muros de gravedad y en voladizo y después los muros con rellenos estabilizados mecánicamente con franjas metálicas, geotextiles y geomallas de refuerzo.

MUROS DE GRAVEDAD Y MUROS EN VOLADIZO

7.2 DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE RETENCIÓN

Al diseñar muros de retención, un ingeniero debe suponer algunas de las dimensiones, lo que se llama *proporcionamiento* o *dimensionamiento*, que permite al ingeniero revisar las secciones de prueba por estabilidad. Si las revisiones por estabilidad dan resultados no deseados, las secciones se cambian y vuelven a revisarse. La figura 7.2 muestra las proporciones generales de varias componentes de muros de retención usados para las revisiones iniciales.

Note que la parte superior del cuerpo de cualquier muro de retención debe ser mayor a 12 pulg (≈ 0.3 m) para colocar apropiadamente el concreto. La profundidad, D, hasta la base de la losa debe tener por lo menos 2 pies (≈ 0.6 m). Sin embargo, el fondo de la losa de base debe situarse debajo de la línea de congelamiento estacional.

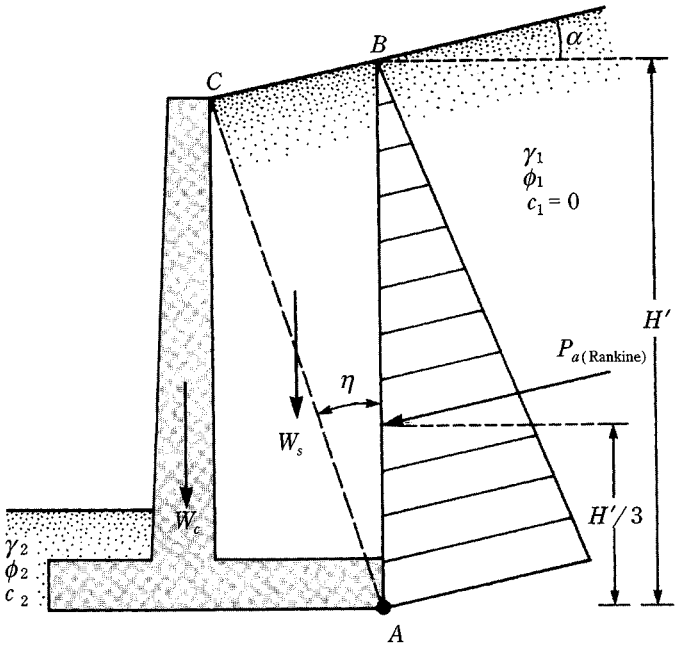


▼ **FIGURA 7.2** Dimensiones aproximadas para varias componentes de muros de retención para revisiones iniciales de la estabilidad: (a) muro de gravedad; (b) muro en voladizo [*Nota*: la dimensión mínima de D es de 2 pies (≈ 0.6 m)]

Para muros de retención con contrafuertes, la proporción general del cuerpo y la losa de base es la misma que para muros en voladizo. Sin embargo, las losas de los contrafuertes deben tener aproximadamente 12 pulg (≈ 0.3 m) de espesor y estar espaciadas a distancias centro a centro de entre $0.3H$ y $0.7H$.

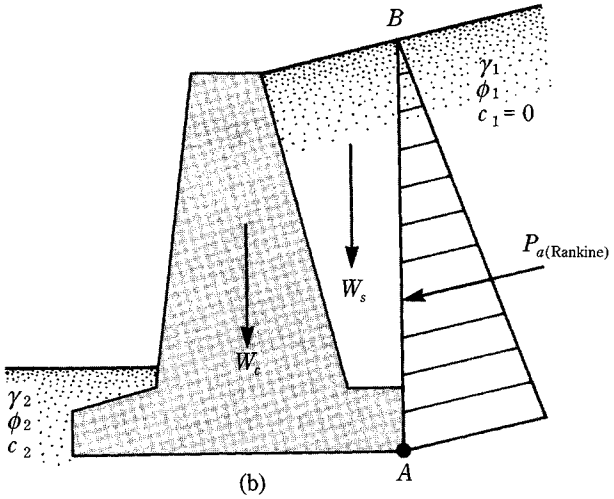
7.3 APLICACIÓN DE LAS TEORÍAS DE LA PRESIÓN LATERAL DE TIERRA AL DISEÑO

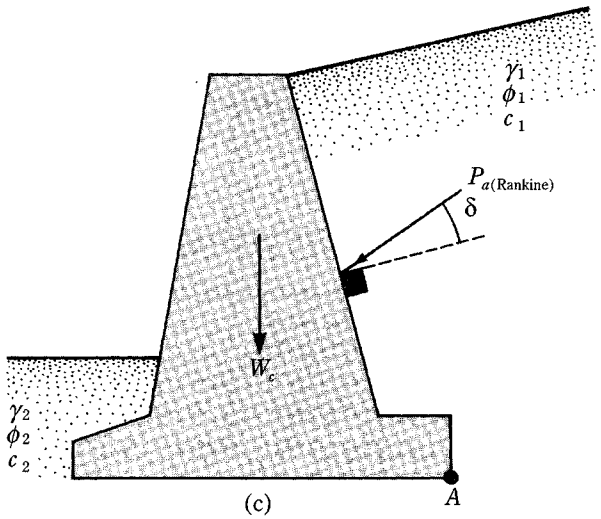
Las teorías fundamentales para el cálculo de la presión lateral de tierra se presentaron en el capítulo 6. Para usar esas teorías en el diseño, un ingeniero debe hacer varias suposiciones simples. En el caso de muros en voladizo, el uso de la teoría de la presión de Rankine para revisiones de estabilidad, implica dibujar una línea vertical AB por el punto A, como muestra la figura 7.3a (que se localiza 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. Las ecuaciones de la presión activa de tierra de Rankine entonces se usan para calcular la presión lateral sobre la cara AB. En el análisis de estabilidad del muro, deben tomarse en consideración la fuerza $P_{a(\text{Rankine})}$, el peso, W_s, del suelo arriba del talón y el peso, W_c, del concreto. La hipótesis para el desarrollo de la presión activa de Rankine a lo largo de la cara frontal AB es teóricamente correcta si la zona de cortante li-



(a)

▼ **FIGURA 7.3** Hipótesis para la determinación de la presión lateral de la tierra: (a) muro en voladizo; (b) muro de gravedad





▼ **FIGURA 7.3** (continuación)

mitada por la línea AC no es obstruida por el cuerpo del muro. El ángulo, η, que la línea AC forma con la vertical es

$$\eta = 45 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi}{2} - \text{sen}^{-1}\left(\frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } \phi}\right) \tag{7.1}$$

Un tipo similar de análisis se usa para muros de gravedad, como muestra la figura 7.3b. Sin embargo, la teoría de Coulomb también se usa, como muestra la figura 7.3c. Si se aplica la *teoría de la presión activa de Coulomb*, las únicas fuerzas por considerarse son $P_{a(\text{Coulomb})}$ y el peso, W_c, del muro.

Si se usa la teoría de la presión de tierra de Coulomb, será necesario conocer el rango del ángulo δ de fricción del muro con varios tipos de material de relleno. Se dan a continuación algunos rangos del ángulo de fricción del muro de mampostería o de concreto.

Material de relleno	Rango de δ (grados)
Grava	27–30
Arena gruesa	20–28
Arena fina	15–25
Arcilla firme	15–20
Arcilla limosa	12–16

En el caso de muros de retención ordinarios no se encuentran problemas de nivel freático y por consiguiente de presión hidrostática. Siempre se toman medidas respecto al drenaje de los suelos retenidos.

En varios casos de muros de retención pequeños se usan *cartas semiempíricas* para evaluar la presión lateral de la tierra. Las figuras 7.4 y 7.5 muestran dos cartas semiempíricas dadas por Terzaghi y Peck (1967). La figura 7.4 es para rellenos con superficies planas y la figura 7.5 con inclinación del relleno hacia arriba desde la cresta del muro en una distancia limitada y luego continúan a nivel. Note que $\frac{1}{2}K_vH'^2$ es la componente vertical de la fuerza activa sobre el plano AB; similarmente, $\frac{1}{2}K_hH'^2$ es la fuerza horizontal. Los números sobre las curvas indican los tipos de suelo descritos en la tabla 7.1.

7.4 REVISIONES DE LA ESTABILIDAD

Para revisar la estabilidad de un muro de retención, son necesarios los siguientes pasos:

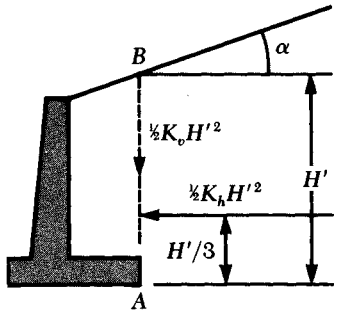
1. Revisión por *volteo* respecto a la punta
2. Revisión por *falla de deslizamiento* a lo largo de la base
3. Revisión por *falla de capacidad de carga* de la base
4. Revisión por *asentamiento*
5. Revisión por *estabilidad de conjunto*

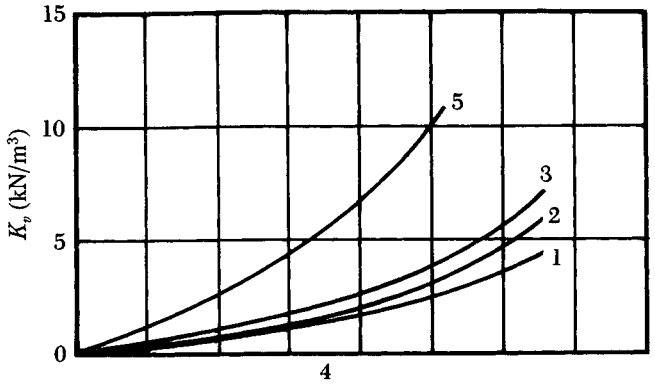
Esta sección describe el procedimiento para revisar el volteo y el deslizamiento así como la falla por capacidad de carga. Los principios de la determinación de los asentamientos fueron vistos en el capítulo 4 y no se repetirán aquí. Algunos problemas relativos a la estabilidad de muros de retención se estudiarán en la sección 7.5.

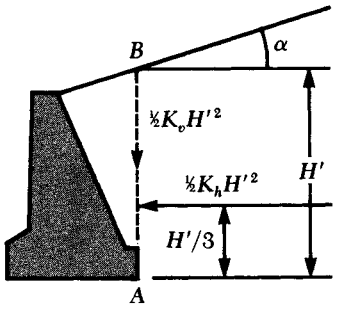
Revisión por volteo

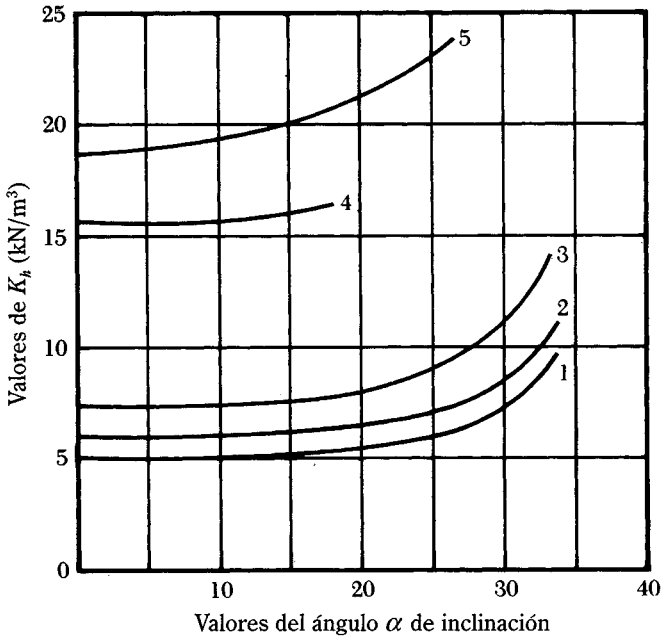
La figura 7.6 muestra las fuerzas que actúan sobre un muro en voladizo y uno de gravedad, con base en la suposición de que la presión activa de Rankine actúa a lo largo de un plano vertical AB dibujado por el talón. P_p es la presión pasiva de Rankine; recuerde que su magnitud es

$$P_p = \tfrac{1}{2}K_p\gamma_2 D^2 + 2c_2\sqrt{K_p}D \tag{6.58}$$



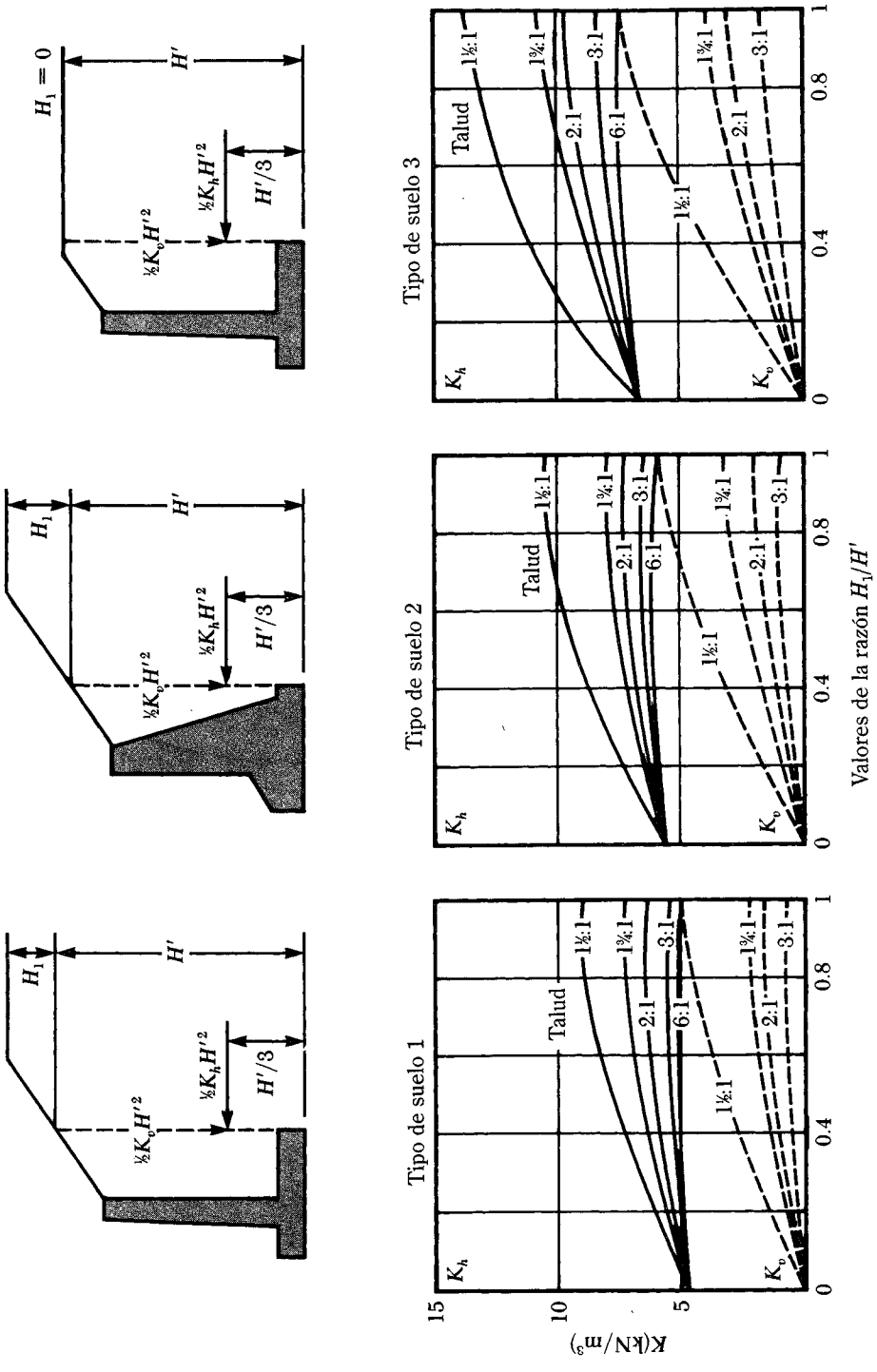




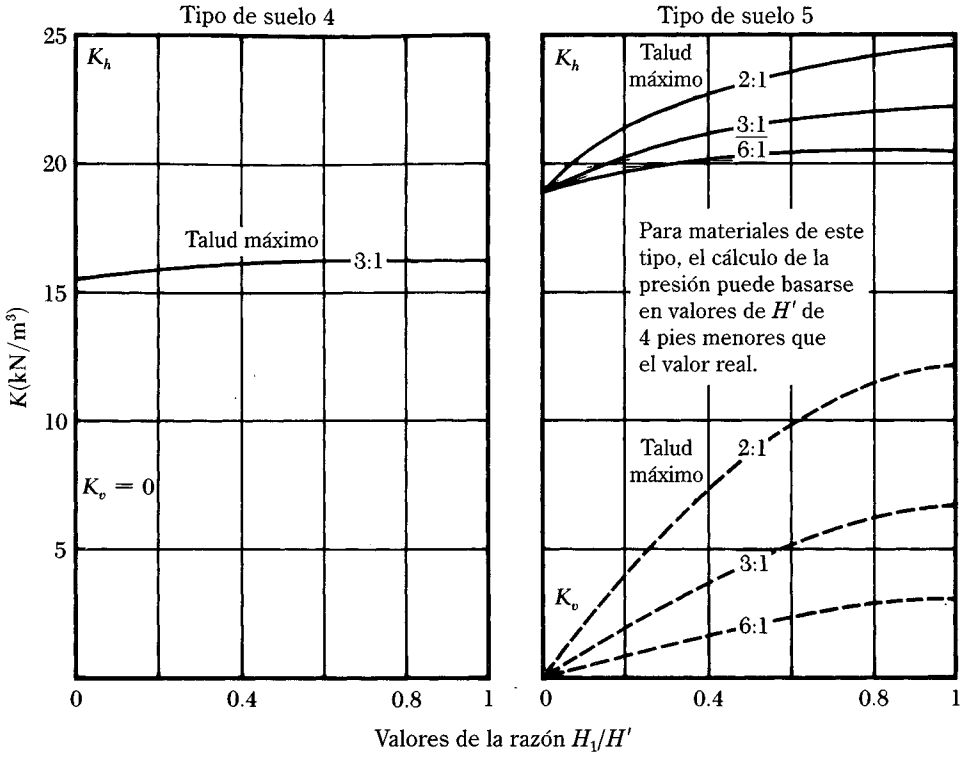


Nota: Los números sobre las curvas indican tipos de suelos descritos en la tabla 7.1. Para materiales tipo 5, los cálculos de la presión se basan en un valor de H' de 1.3 m menor que el valor real.

▼ **FIGURA 7.4** Carta para estimar la presión del relleno contra muros de retención que soportan rellenos con superficies planas (tomado de *Soil Mechanics Engineering Practice*, segunda edición, por K. Terzaghi y R. B. Peck. Copyright 1967 por John Wiley and Sons. Reimpreso con autorización) (*nota*: 1 kN/m³ = 6.361 lb/pies³)



▼ **FIGURA 7.4** (continuación)

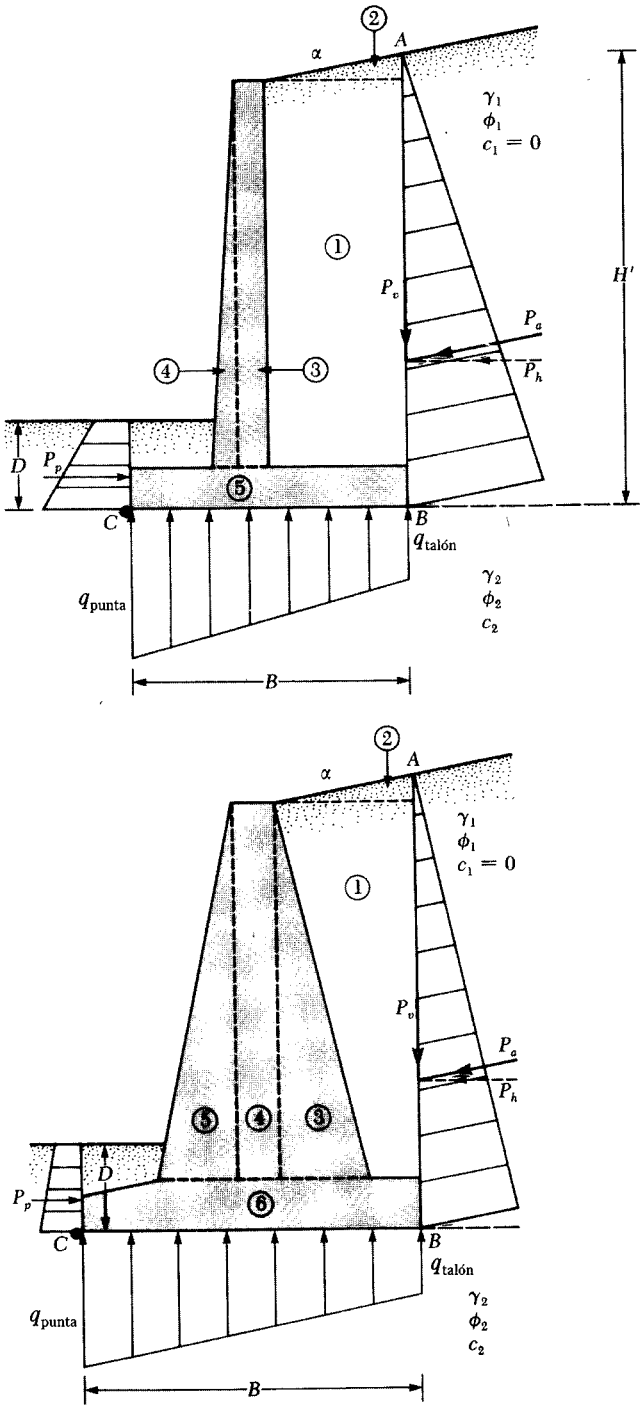


▼ **FIGURA 7.5** Carta para estimar la presión del relleno contra muros de retención que soportan rellenos con superficies inclinadas hacia arriba desde la cresta del muro hasta una distancia limitada y luego se vuelven horizontales (tomado de *Soil Mechanics in Engineering Practice*, segunda edición por K. Terzaghi y R. B. Peck. Copyright 1967 por John Wiley and Sons. Reimpreso con autorización) (*nota*: 1 kN/m^3 = 6.361 lb/pies^3)

▼ **TABLA 7.1** Tipos de relleno para muros de retención[a]

1. Suelo de grano grueso sin partículas de suelo fino, muy permeable (arena limpia o grava).
2. Suelo de grano grueso de baja permeabilidad debido a la presencia de partículas del tamaño de limo.
3. Suelo residual con rocas, arena limosa fina y materiales granulares con contenido de arcilla
4. Arcilla blanda o muy blanda, limos orgánicos o arcillas limosas.
5. Arcilla media o firme, depositada en trozos y protegida en forma tal que una cantidad despreciable de agua penetra en los espacios entre los trozos durante inundaciones o fuertes lluvias. Si esta condición de protección no es satisfecha, la arcilla no debe usarse como material de relleno. Con rigidez creciente de la arcilla, el peligro en la pared debido a la infiltración del agua crece rápidamente.

[a] Tomado de *Soil Mechanics in Engineering Practice*, segunda edición, por K. Terzaghi y R. B. Peck. Copyright 1967 por John Wiley and Sons. Reimpreso con autorización.



▼ **FIGURA 7.6** Revisión del volteo; se supone que es válida la presión de Rankine

donde γ_2 = peso específico del suelo en frente del talón y bajo la losa de base
K_p = coeficiente de presión pasiva de Rankine = $\tan^2(45 + \phi_2/2)$
c_2, ϕ_2 = cohesión y ángulo de fricción del suelo, respectivamente

El factor de seguridad contra volteo respecto a la punta, es decir, respecto al punto C en la figura 7.6, se expresa como

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_O} \tag{7.2}$$

donde ΣM_O = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro respecto al punto C
ΣM_R = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto al punto C

El momento de volteo es

$$\Sigma M_O = P_h\left(\frac{H'}{3}\right) \tag{7.3}$$

donde $P_h = P_a \cos \alpha$

Para el cálculo del momento resistente, ΣM_R (despreciando P_p), se prepara una tabla (como la 7.2). El peso del suelo arriba del talón y el peso del concreto (o mampostería) son fuerzas que contribuyen al momento resistente. Note que la fuerza P_v también contribuye aquí. P_v es la componente vertical de la fuerza activa P_a, o

$$P_v = P_a \text{ sen } \alpha$$

El momento de la fuerza P_v respecto a C es

$$M_v = P_v B = P_a \text{ sen } \alpha B \tag{7.4}$$

donde B = ancho de la losa de base

▼ **TABLA 7.2** Procedimiento para el cálculo de ΣM_R

Sección (1)	Área (2)	Peso/unidad de longitud de muro (3)	Brazo de momento medido desde C (4)	Momento respecto a C (5)
1	A_1	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2 = \gamma_2 \times A_2$	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
		ΣV		ΣM_R

Nota: γ_1 = peso específico del relleno
γ_c = peso específico del concreto

Una vez conocido ΣM_R, el factor de seguridad se calcula como

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_a \cos \alpha (H'/3)} \tag{7.5}$$

El valor usual mínimo deseable para el factor de seguridad con respecto al volteo es 2 o 3.

Algunos ingenieros prefieren determinar el factor de seguridad contra el volteo con

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{P_a \cos \alpha (H'/3) - M_v} \tag{7.6}$$

Revisión por deslizamiento a lo largo de la base

El factor de seguridad contra deslizamiento se expresa por la ecuación

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d} \tag{7.7}$$

donde $\sum F_{R'}$ = suma de las fuerzas horizontales resistentes
$\sum F_d$ = suma de las fuerzas horizontales de empuje

La figura 7.7 indica que la resistencia cortante del suelo inmediatamente abajo de la losa de base se representa como

$$s = \sigma \tan \delta + c_a$$

donde δ = ángulo de fricción entre el suelo y la losa de base
c_a = adhesión entre el suelo y la losa de base

La fuerza resistente máxima que se obtiene del suelo por unidad de longitud del muro a lo largo del fondo de la losa de base es entonces

$$R' = s(\text{área de la sección transversal}) = s(B \times 1) = B\sigma \tan \delta + Bc_a$$

Sin embargo,

$B\sigma$ = suma de las fuerzas verticales = ΣV (véase la tabla 7.2)

por lo que

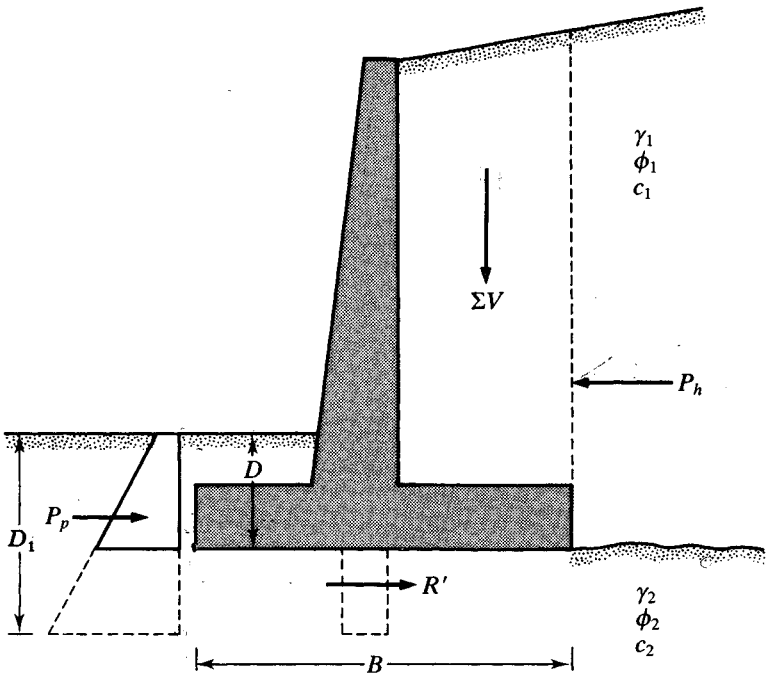
$$R' = (\Sigma V)\tan \delta + Bc_a$$

La figura 7.7 muestra que la fuerza pasiva P_p es también una fuerza resistente horizontal. La expresión para P_p se dio en la ecuación (6.58). Por consiguiente

$$\sum F_{R'} = (\Sigma V)\tan \delta + Bc_a + P_p \tag{7.8}$$

La única fuerza horizontal que tenderá a generar un deslizamiento (*fuerza de empuje*) es la componente horizontal de la fuerza activa P_a, por lo que

$$\sum F_d = P_a \cos \alpha \tag{7.9}$$



▼ **FIGURA 7.7** Revisión por deslizamiento a lo largo de la base

Combinando las ecuaciones (7.7), (7.8) y (7.9) se obtiene

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V)\tan\delta + Bc_a + P_p}{P_a \cos\alpha} \tag{7.10}$$

En general, se requiere un factor de seguridad de 1.5 contra deslizamiento.

En muchos casos la fuerza pasiva P_p es despreciada en el cálculo del factor de seguridad con respecto al deslizamiento. En general, escribimos $\delta = k_1\phi_2$ y $c_a = k_2c_2$. En la mayoría de los casos, k_1 y k_2 están en el rango de $\frac{1}{2}$ a $\frac{2}{3}$. Entonces

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V)\tan(k_1\phi_2) + Bk_2c_2 + P_p}{P_a \cos\alpha} \tag{7.11}$$

En algunos casos, ciertos muros no dan un factor de seguridad deseado de 1.5. Para incrementar su resistencia, se usa un dentellón en la base, como el que se ilustra por líneas punteadas en la figura 7.7. Éstas indican que la fuerza pasiva en la punta *sin el dentellón* es

$$P_p = \tfrac{1}{2}\gamma_2 D^2 K_p + 2c_2 D\sqrt{K_p}$$

Sin embargo, si se incluye un dentellón, la fuerza pasiva por unidad de longitud de muro es

$$P_p = \tfrac{1}{2}\gamma_2 D_1^2 K_p + 2c_2 D_1\sqrt{K_p}$$

donde $K_p = \tan^2(45 + \phi_2/2)$

Como $D_1 > D$, un dentellón obviamente ayudará a aumentar la resistencia pasiva en la punta y por tanto el factor de seguridad contra deslizamiento. Usualmente el dentellón se construye debajo del cuerpo y parte del acero principal de éste se lleva hasta el dentellón.

Otra manera de incrementar el valor de $FS_{(\text{deslizamiento})}$ es considerar la reducción del valor de P_a [véase la ec. (7.11)]. Una manera es usar el método desarrollado por Elman y Terry (1988). El análisis aquí se limita al caso en que el muro de retención tiene un relleno granular horizontal (7.8). En la figura 7.8, la fuerza activa, P_a, es horizontal ($\alpha = 0$), por lo que

$$P_a \cos \alpha = P_h = P_a$$

y

$$P_a \operatorname{sen} \alpha = P_v = 0$$

Sin embargo

$$P_a = P_{a(1)} + P_{a(2)} \tag{7.12}$$

La magnitud de $P_{a(2)}$ se reduce si el talón del muro de retención se inclina como muestra la figura 7.8b. Para este caso,

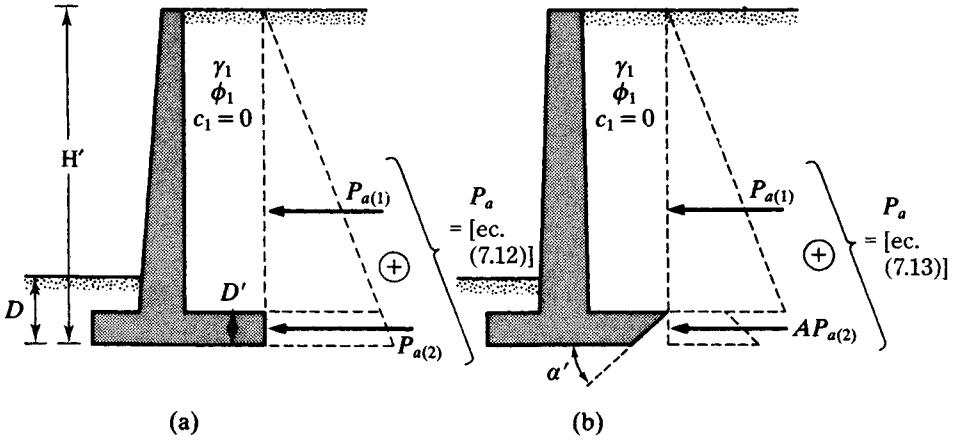
$$P_a = P_{a(1)} + AP_{a(2)} \tag{7.13}$$

La magnitud de A, como muestra la figura 7.9, es válida para $\alpha' = 45°$. Sin embargo, note que en la figura 7.8a

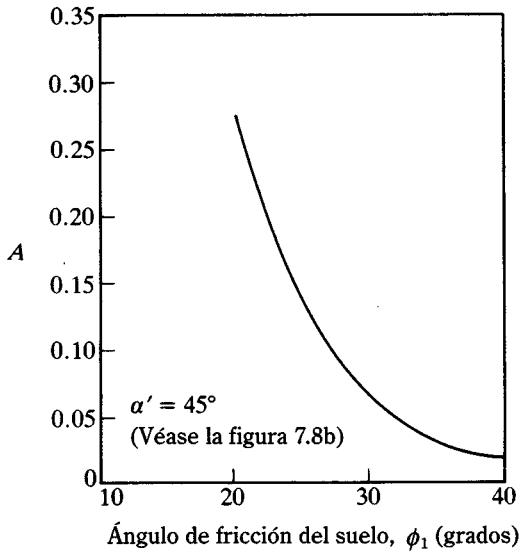
$$P_{a(1)} = \tfrac{1}{2}\gamma_1 K_a (H' - D')^2$$

y

$$P_a = \tfrac{1}{2}\gamma_1 K_a H'^2$$



▼ **FIGURA 7.8** Muro de retención con talón inclinado



▼ **FIGURA 7.9** Variación de A con el ángulo, de fricción del relleno [ec. (7.14)] (según Elman y Terry, 1988)

Por consiguiente

$$P_{a(2)} = \tfrac{1}{2}\gamma_1 K_a[H'^2 - (H' - D')^2]$$

Entonces, para el diagrama de presión activa mostrado en la figura 7.8b,

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_1 K_a(H' - D')^2 + \frac{A}{2}\gamma_1 K_a[H'^2 - (H' - D')^2] \tag{7.14}$$

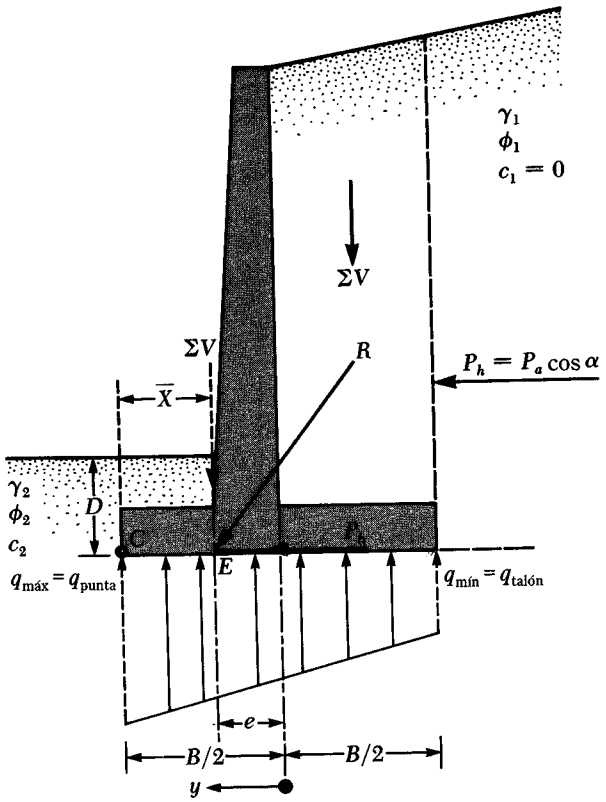
Inclinar el talón de un muro de retención es sumamente conveniente en algunos casos.

Revisión de la falla por capacidad de apoyo

La presión vertical, tal como es transmitida al suelo por la losa de base del muro de retención, debe revisarse contra la capacidad de carga última del suelo. La naturaleza de la variación de la presión vertical transmitida por la losa de base al suelo se muestra en la figura 7.10. Note que q_{punta} y $q_{\text{talón}}$ son las presiones *máxima* y *mínima* que ocurren en los extremos de las secciones de la punta y del talón, respectivamente. Las magnitudes de q_{punta} y $q_{\text{talón}}$ se determina de la siguiente manera.

La suma de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa de base es ΣV (véase la columna 3, tabla 7.2) y la fuerza horizontal es $P_a \cos \alpha$. Sea R la fuerza resultante, o

$$\vec{R} = \overrightarrow{\Sigma V} + \overrightarrow{(P_a \cos \alpha)} \tag{7.15}$$



▼ **FIGURA 7.10** Revisión de falla por capacidad de carga

El momento neto de esas fuerzas respecto al punto C (figura 7.10) es

$$M_{neto} = \Sigma M_R - \Sigma M_o \tag{7.16}$$

Note que los valores de ΣM_R y ΣM_O fueron previamente determinados [véase la columna 5, tabla 7.2 y ec. (7.3)]. Considere que la línea de acción de la resultante, R, cruza la losa de base en E, como muestra la figura 7.10. La distancia CE es entonces

$$\overline{CE} = \bar{X} = \frac{M_{neto}}{\Sigma V} \tag{7.17}$$

Por consiguiente, la excentricidad de la resultante, R, se expresa como

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE} \tag{7.18}$$

La distribución de presiones bajo la losa de base se determina usando los principios de la mecánica de materiales:

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{neto}\, y}{I} \tag{7.19}$$

donde M_{neto} = momento = $(\Sigma V)e$
I = momento de inercia por unidad de longitud de la sección base
= $\frac{1}{12}(1)(B^2)$

Para las presiones máxima y mínima, el valor de y en la ecuación (7.19) es igual a $B/2$. Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (7.19), se obtiene

$$q_{máx} = q_{punta} = \frac{\Sigma V}{(B)(1)} + \frac{e(\Sigma V)\frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)(B^3)} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \tag{7.20}$$

Similarmente,

$$q_{mín} = q_{talón} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) \tag{7.21}$$

Note que ΣV incluye el peso del suelo, como muestra la tabla 7.2, y que, cuando el valor de la excentricidad, e, es mayor que $B/6$, $q_{mín}$ resulta negativa [ec. (7.21)]. Entonces se tendra algún esfuerzo de tensión en el extremo de la sección del talón; el esfuerzo no es deseable porque la resistencia a tensión del suelo es muy pequeña. Si el análisis de un diseño muestra que $e > B/6$, el diseño debe rehacerse y determinar nuevas dimensiones.

Las relaciones para la capacidad de carga última de una cimentación superficial fueron analizadas en el capítulo 3. Recuerde que

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2}\gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \tag{7.22}$$

donde $q = \gamma_2 D$

$$B' = B - 2e$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4\frac{D}{B'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi_2(1 - \text{sen}\,\phi_2)^2\frac{D}{B'}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi_2^\circ}\right)^2$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1}\left(\frac{P_a \cos\alpha}{\Sigma V}\right)$$

Note que los factores de forma F_{cs}, F_{qs} y $F_{\gamma s}$ dados en el capítulo 3 son todos iguales a 1 porque se tratan como los de una cimentación continua. Por esta razón, los factores de forma no se muestran en la ecuación (7.22).

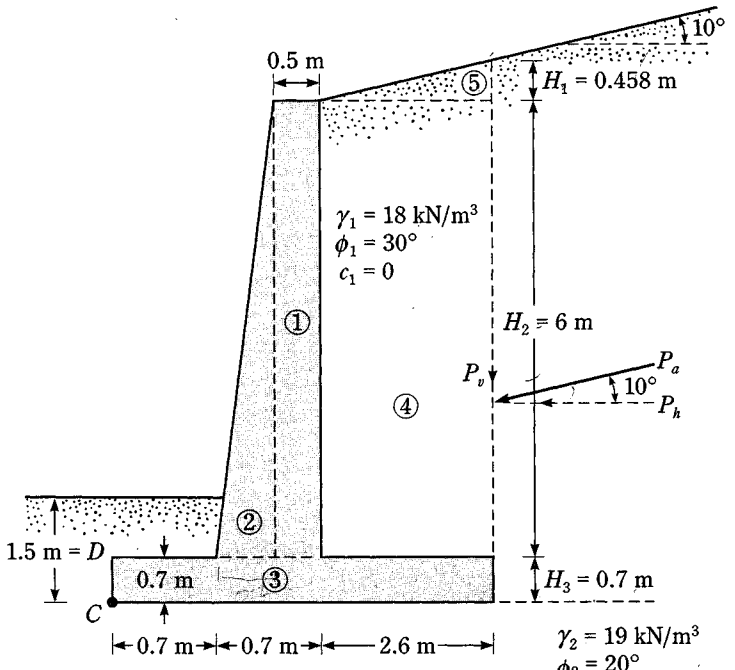
Una vez que la capacidad última de apoyo del suelo fue calculada usando la ecuación (7.22), el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga se determina:

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\text{máx}}} \tag{7.23}$$

Generalmente se requiere un factor de seguridad de 3. En el capítulo 3 vimos que la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales ocurre para un asentamiento de aproximadamente 10% del ancho de la cimentación. En el caso de muros de retención, el ancho B es grande. Por consiguiente, la carga última q_u ocurrirá para un asentamiento bastante grande de la cimentación. Un factor de seguridad de 3 contra una falla por capacidad por carga no garantiza, en todos los casos, que el asentamiento de la estructura quede dentro de límites tolerables, que requiere de una investigación más amplia.

▼ EJEMPLO 7.1

En la figura 7.11 se muestra la sección transversal de un muro de retención en voladizo. Calcule los factores de seguridad con respecto al volteo, al deslizamiento y a la capacidad de carga.



(*Nota:* La profundidad del nivel freático está por lo menos a 4 m debajo de la base del muro de retención.)

▼ FIGURA 7.11

Solución: Con referencia a la figura 7.11,

$$H' = H_1 + H_2 + H_3 = 2.6 \tan 10° + 6 + 0.7$$
$$= 0.458 + 6 + 0.7 = 7.158 \text{ m}$$

La fuerza activa de Rankine por unidad de longitud de muro $= P_p = \frac{1}{2}\gamma_1 H'^2 K_a$. Para $\phi_1 = 30°$, $\alpha = 10°$, K_a es igual a 0.350 (tabla 6.2). Entonces,

$$P_a = \tfrac{1}{2}(18)(7.158)^2(0.35) = 161.4 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_a \text{ sen } 10° = 161.4(\text{sen } 10°) = 28.03 \text{ kN/m}$$

$$P_h = P_a \cos 10° = 161.4(\cos 10°) = 158.95 \text{ kN/m}$$

Factor de seguridad contra volteo
La siguiente tabla ahora se prepara para determinar el momento resistente:

Sección no.[a]	Área (m^2)	Peso/unidad de longitud (kN/m)	Brazo de momento medido desde C (m)	Momento (kN–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
		$P_v = 28.03$	4.0	112.12
		$\sum V = 470.45$		$\sum 1128.98 = \sum M_R$

[a] Para números de sección, refiérase a la figura 7.11.
$\gamma_{\text{concreto}} = 23.58 \text{ kN/m}^3$

El momento de volteo, M_O, es

$$M_O = P_h\left(\frac{H'}{3}\right) = 158.95\left(\frac{7.158}{3}\right) = 379.25 \text{ kN-m}$$

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{\sum M_R}{M_O} = \frac{1128.98}{379.25} = \mathbf{2.98 > 2 - OK}$$

Factor de seguridad contra deslizamiento
De la ec. (7.11)

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V)\tan(k_1\phi_2) + Bk_2c_2 + P_p}{P_a \cos\alpha}$$

Sea $k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$

También

$$P_p = \tfrac{1}{2}K_p\gamma_2 D^2 + 2c_2\sqrt{K_p}D$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi_2}{2}\right) = \tan^2(45 + 10) = 2.04$$

$$D = 1.5 \text{ m}$$

Entonces

$$P_p = \tfrac{1}{2}(2.04)(19)(1.5)^2 + 2(40)(\sqrt{2.04})(1.5)$$
$$= 43.61 + 171.39 = 215 \text{ kN/m}$$

Por consiguiente,

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(470.45)\tan\left(\frac{2 \times 20}{3}\right) + (4)\left(\frac{2}{3}\right)(40) + 215}{158.95}$$

$$= \frac{111.5 + 106.67 + 215}{158.95} = \mathbf{2.73 > 1.5—OK}$$

Nota: En algunos diseños, la profundidad D para el cálculo de la presión pasiva se toma *igual al espesor de la losa de base*.

Factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga

Combinando las ecs. (7.16), (7.17) y (7.18),

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V} = \frac{4}{2} - \frac{1128.98 - 379.25}{470.45}$$

$$= 0.406 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0.666 \text{ m}$$

De nuevo, de las ecs. (7.20) y (7.21)

$$q_{\substack{\text{talón}\\\text{punta}}} = \frac{\sum V}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{470.45}{4}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.406}{4}\right) = 189.2 \text{ kN/m}^2 \text{ (talón)}$$
$$= 45.99 \text{ kN/m}^2 \text{ (punta)}$$

La capacidad de carga última del suelo se determina con la ec. (7.22):

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qd} F_{qi} + \tfrac{1}{2}\gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Para $\phi_2 = 20°$ (tabla 3.4), $N_c = 14.83$, $N_q = 6.4$ y $N_\gamma = 5.39$. Además

$$q = \gamma_2 D = (19)(1.5) = 28.5 \text{ kN/m}^2$$
$$B' = \text{B} - 2e = 4 - 2(0.406) = 3.188 \text{ m}$$
$$F_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D}{B'}\right) = 1 + 0.4\left(\frac{1.5}{3.188}\right) = 1.188$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi_2(1 - \text{sen}\,\phi_2)^2\left(\frac{D}{B'}\right) = 1 + 0.315\left(\frac{1.5}{3.188}\right) = 1.148$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$\psi = \tan^{-1}\left(\frac{P_a \cos\alpha}{\sum V}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{158.95}{470.45}\right) = 18.67^\circ$$

Entonces,

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{18.67}{90}\right)^2 = 0.628$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{18.67}{20}\right)^2 \approx 0$$

Por lo tanto

$$q_u = (40)(14.83)(1.188)(0.628) + (28.5)(6.4)(1.148)(0.628) + \tfrac{1}{2}(19)(5.93)(3.188)(1)(0)$$
$$= 442.57 + 131.50 + 0 = 574.07 \text{ kN/m}^2$$

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\text{punta}}} = \frac{574.07}{189.2} = \mathbf{3.03 > 3 - OK}$$

▲

▼ EJEMPLO 7.2

En la figura 7.12 se muestra un muro de retención de gravedad de concreto. Determine

a. El factor de seguridad contra volteo
b. El factor de seguridad contra deslizamiento
c. La presión sobre el suelo en la punta y talón

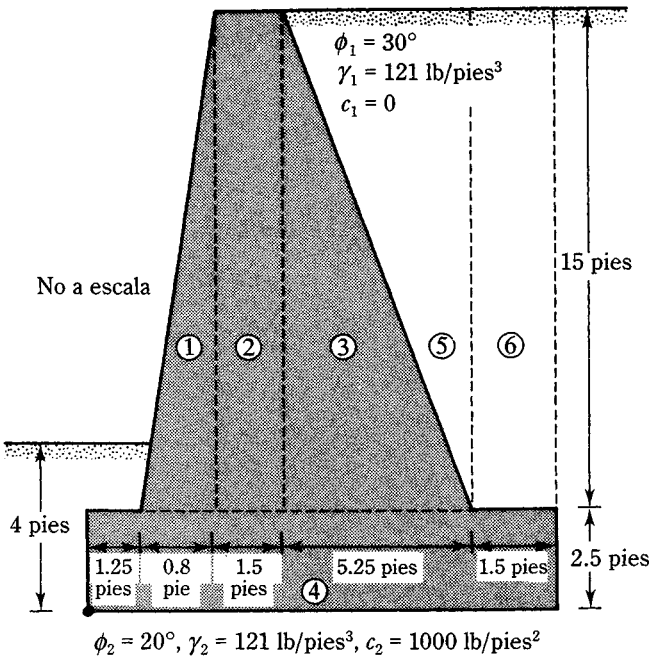
(*Nota*: Peso unitario del concreto = γ_c = 150 lb/pies^3.)

Solución:

$$H' = 15 + 2.5 = 17.5 \text{ pies}$$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi_1}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = \frac{1}{3}$$

$$P_a = \tfrac{1}{2}\gamma(H')^2 K_a = \tfrac{1}{2}(121)(17.5)^2\left(\tfrac{1}{3}\right) = 6176 \text{ lb/pies}$$
$$= 6.176 \text{ klb/pies}$$



▼ FIGURA 7.12

Como $\alpha = 0$

$P_h = P_a = 6.176$ klb/pies
$P_v = 0$

Parte a: Factor de seguridad contra volteo

La siguiente tabla ahora se prepara para obtener ΣM_R:

Área (de la figura 7.12)	Peso (klb)	Brazo de momento desde C (pies)	Momento respecto a C (klb/pie)
1	$\frac{1}{2}(0.8)(15)(\gamma_c) = 0.9$	$1.25 + \frac{2}{3}(0.8) = 1.783$	1.605
2	$(1.5)(15)(\gamma_c) = 3.375$	$1.25 + 0.8 + 0.75 = 2.8$	9.45
3	$\frac{1}{2}(5.25)(15)(\gamma_c) = 5.906$	$1.25 + 0.8 + 1.5 + \frac{5.25}{3} = 5.3$	31.30
4	$(10.3)(2.5)(\gamma_c) = 3.863$	$\frac{10.3}{2} = 5.15$	19.89
5	$\frac{1}{2}(5.25)(15)(0.121) = 4.764$	$1.25 + 0.8 + 1.5 + \frac{2}{3}(5.25) = 7.05$	33.59
6	$(1.5)(15)(0.121) = 2.723$	$1.25 + 0.8 + 1.5 + 5.25 + 0.75 = 9.55$	26.0
	21.531		121.84 = M_R

El momento de volteo

$$M_O = \frac{H'}{3} P_a = \left(\frac{17.5}{3}\right)(6.176) = 36.03 \text{ klb/pies}$$

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{121.84}{36.03} = \mathbf{3.38}$$

Parte b: Factor de seguridad contra deslizamiento

De la ec. (7.11), con $k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$ y suponiendo que $P_p = 0$,

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{\sum V \tan\left(\frac{2}{3}\right)\phi_2 + B\left(\frac{2}{3}\right)c_2}{P_a}$$

$$= \frac{21.531 \tan\left(\frac{2 \times 20}{3}\right) + 10.3\left(\frac{2}{3}\right)(1.0)}{6.176}$$

$$= \frac{5.1 + 6.87}{6.176} = \mathbf{1.94}$$

Parte c: Presión sobre el suelo en la punta y en el talón

De las ecs. (7.16), (7.17) y (7.18),

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V} = \frac{10.3}{2} - \frac{121.84 - 36.03}{21.531} = 5.15 - 3.99 = 1.16 \text{ pies}$$

$$q_{\text{punta}} = \frac{\sum V}{B}\left[1 + \frac{6e}{B}\right] = \frac{21.531}{10.3}\left[1 + \frac{(6)(1.16)}{10.3}\right] = \mathbf{3.5 \text{ klb/pies}^2}$$

$$q_{\text{talón}} = \frac{\sum V}{B}\left[1 - \frac{6e}{B}\right] = \frac{21.531}{10.3}\left[1 - \frac{(6)(1.16)}{10.3}\right] = \mathbf{0.678 \text{ klb/pies}^2}$$

▲

▼ EJEMPLO 7.3

Resuelva el ejemplo 7.2 y use la presión activa de Coulomb para el cálculo y $\delta = 2\phi/3$.

Solución: Refiérase a la figura 7.13 para el cálculo de la presión:

$$\delta = \tfrac{2}{3}\phi = (\tfrac{2}{3})(30) = 20°$$

De la tabla 6.5, $K_a = 0.4794$ ($\alpha = 0°$, $\beta = 70°$), por lo que

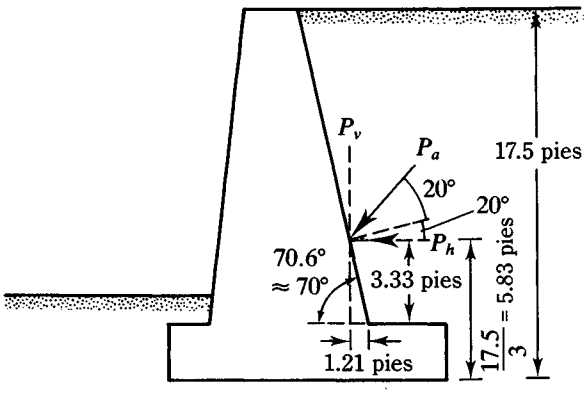
$$P_a = \tfrac{1}{2}(0.121)(17.5)^2(0.4794) = 8.882 \text{ klb/pies}$$

$$P_h = P_a \cos 40 = (8.882)(\cos 40) = 6.8 \text{ klb/pies}$$

$$P_v = P_a \operatorname{sen} 40 = 5.71 \text{ klb/pies}$$

Parte a: Factor de seguridad contra volteo

Refiérase a las figuras 7.14 y 7.12.

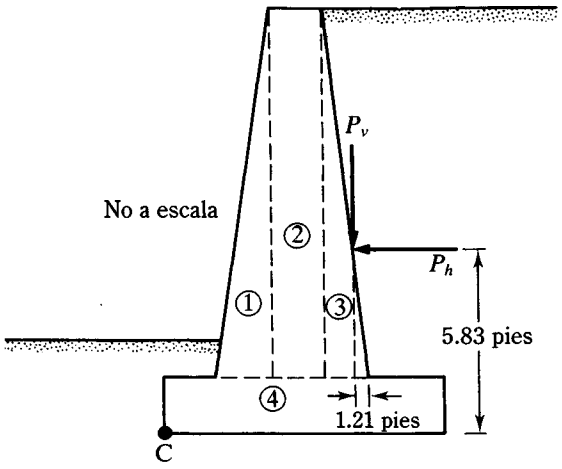


No a escala

▼ **FIGURA 7.13**

Área (de las figuras 7.12 y 7.14)	Peso (klb)	Brazo de momento desde C (pies)	Momento respecto a C (klb/pie)
1	0.9[a]	1.783[a]	1.605
2	3.375[a]	2.8[a]	9.46
3	5.906[a]	5.3[a]	31.30
4	3.863[a]	5.15[a]	19.89
	P_v = 5.71	1.25 + 0.8 + 1.5 + 5.25 − 1.21 = 7.59	43.34
	19.75		105.6

[a] Igual que en el ejemplo 7.2



▼ **FIGURA 7.14**

El momento de volteo es

$$M_O = P_h \frac{H'}{3} = (6.8)\left(\frac{17.5}{3}\right) = 39.67 \text{ klb/pie}$$

Por consiguiente,

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{105.6}{39.67} = \mathbf{2.66}$$

Parte b: Factor de seguridad contra deslizamiento

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{\sum V \tan(\frac{2}{3})\,\phi_2 + \text{B}\,(\frac{2}{3})c_2}{P_h}$$

$$= \frac{19.75\tan(\frac{2}{3})(20) + 10.3(\frac{2}{3})(1.0)}{6.8} = \mathbf{1.7}$$

Parte c: Presión sobre el suelo en la punta y talón

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V} = \frac{10.3}{2} - \frac{(105.6 - 39.67)}{19.67} = 1.8 \text{ pies}$$

$$q_{\text{punta}} = \frac{19.75}{10.3}\left[1 + \frac{(6)(1.8)}{10.3}\right] = \mathbf{3.93 \text{ klb/pies}^2}$$

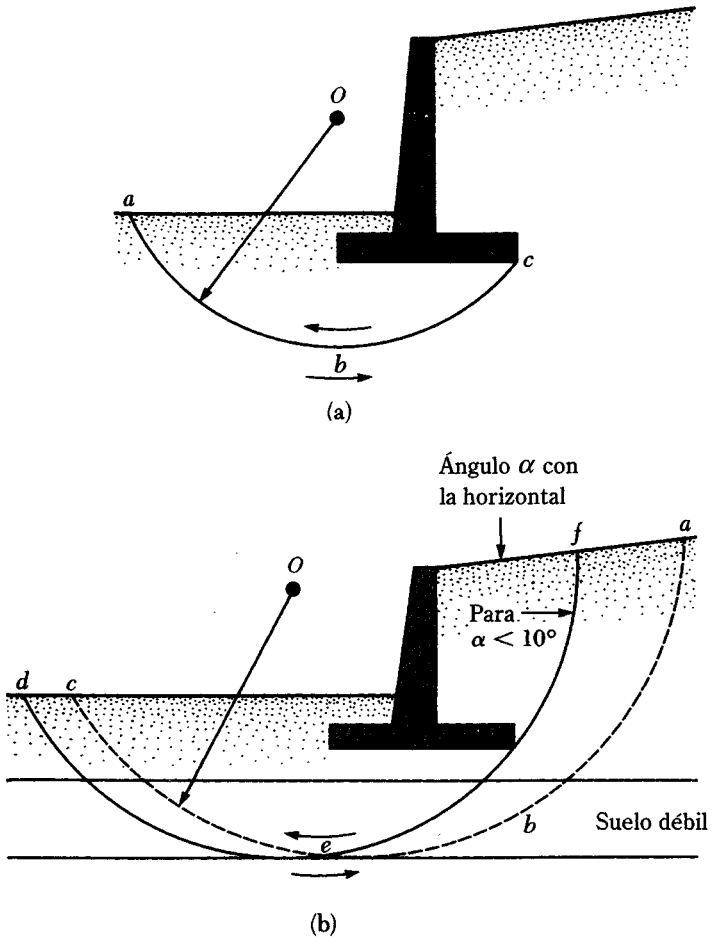
$$q_{\text{talón}} = \frac{19.75}{10.3}\left[1 - \frac{(6)(1.8)}{10.3}\right] = \mathbf{-0.093 \text{ klb/pies}^2 \approx 0}$$ ▲

7.5 OTROS TIPOS DE POSIBLES FALLAS EN UN MURO DE RETENCIÓN

Además de los tres tipos de posibles fallas en muros de retención vistas en la sección 7.4, otros dos llegan a ocurrir: falla por cortante superficial y falla por cortante profunda.

La *falla por cortante superficial* en el suelo debajo de la base de un muro de retención tiene lugar a lo largo de una superficie cilíndrica *abc* que pasa por el talón, como muestra la figura 7.15a. El centro del arco del círculo *abc* se localiza en *O*, que se encuentra por tanteos (corresponde al factor de seguridad mínimo). Este tipo de falla ocurre como resultado de un esfuerzo cortante excesivo inducido a lo largo de la superficie cilíndrica en el suelo. En general, el factor de seguridad contra deslizamiento horizontal es menor que el factor de seguridad obtenido mediante falla por cortante superficial. Entonces, si $FS_{(\text{deslizamiento})}$ es mayor que aproximadamente 1.5, la falla por cortante superficial bajo la base puede no ocurrir.

La *falla por cortante profunda* ocurre a lo largo de una superficie cilíndrica *abc*, lo muestra la figura 7.15b, como resultado de la existencia de una capa débil de suelo debajo del muro a una profundidad cercana a 1.5 veces el ancho del muro de retención. En tales casos, la superficie de falla cilíndrica crítica *abc* tiene que ser determinada por

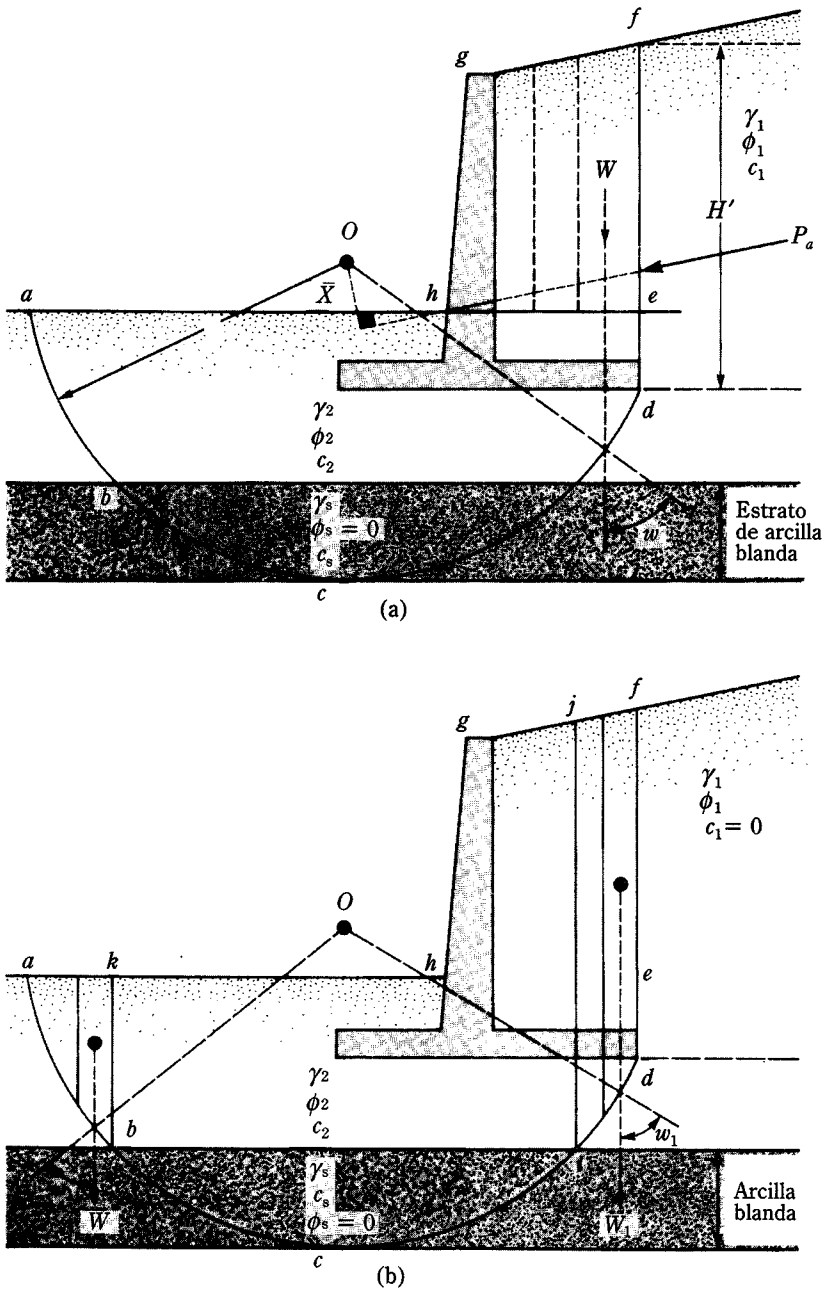


▼ **FIGURA 7.15** (a) Falla por cortante superficial; (b) falla por cortante profundo

tanteos con varios centros tales como el *O* (figura 7.15b). La superficie de falla a lo largo de la cual se obtiene el mínimo factor de seguridad es la *superficie crítica de deslizamiento*. Para una pendiente del relleno con α menor que aproximadamente 10°, el círculo crítico de falla pasa aparentemente por el borde del talón de la losa (*def* en la figura 7.15b). En esta situación, el factor de seguridad mínimo también se determina por tanteos cambiando el centro del círculo de tanteo.

El siguiente es un procedimiento aproximado para determinar el factor de seguridad contra falla por cortante profunda para una pendiente suave del relleno ($\alpha < 10°$), desarrollada por Teng (1962). Refiérase a la figura 7.16.

1. Dibuje el muro de retención y el estrato de suelo subyacente a una escala conveniente.
2. Para un centro de tanteo *O*, dibuje un arco de círculo *abcd*. Para todo fin prác-



▼ **FIGURA 7.16** Análisis de falla por cortante profundo

tico, el peso del suelo en el área *abcde* es simétrico respecto a una línea vertical dibujada por el punto *O*. Sea *r* el radio del círculo de tanteos.

3. Para determinar la fuerza de hundimiento sobre la superficie de falla que genera inestabilidad (figura 7.16a), divida el área en la zona *efgh* en varias dovelas, usando rectángulos o triángulos, según convenga.
4. Determine el área de cada una de las dovelas y luego determine el peso *W* del suelo (y/o concreto) contenido dentro de cada dovela (por unidad de longitud del muro).
5. Dibuje una línea vertical por el centroide de cada dovela y localice el punto de intersección de cada línea vertical con el círculo de falla de tanteo.
6. Una el punto *O* (es decir, el centro de los círculos de tanteo) con los puntos de intersección determinados en el paso 5.
7. Determine el ángulo, ω, que cada línea vertical forma con la línea radial.
8. Calcule W sen ω para cada dovela.
9. Determine la fuerza activa $P_a = \frac{1}{2}\gamma_1 H'^2 K_a$ sobre la cara *df*.
10. Calcule la fuerza total de hundimiento:

$$\sum (W \operatorname{sen} \omega) + \frac{P_a \bar{X}}{r} \tag{7.24}$$

donde $\bar{X}$ = distancia perpendicular entre la línea de acción de P_a y el centro *O*

11. Para determinar la fuerza resistente sobre la superficie de falla (figura 7.16b), divida el área en las zonas *abk* y *idefj* en varias dovelas y determine el peso de cada dovela, W_1 (por unidad de longitud del muro). Note que los puntos *b* e *i* están sobre la parte superior del estrato de arcilla blanda; el peso de cada dovela mostrada en la figura 7.16b es W_1 en contraste con el peso de cada dovela *W*, como muestra la figura 7.16a.
12. Dibuje una línea vertical por el centroide de cada dovela y localice el punto de intersección de cada línea con el círculo de falla de tanteo.
13. Una el punto *O* con los puntos de intersección como se determinaron en el paso 12. Determine los ángulos, ω_1, que las líneas verticales forman con las líneas radiales.
14. Para cada dovela, obtenga

$$W_1 \tan \phi_2 \cos \omega_1$$

15. Calcule

$$c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3$$

donde l_1, l_2 y l_3 son las longitudes de los arcos *ab*, *bi* e *id*.

16. La fuerza máxima resistente que se genera a lo largo de la superficie de falla es

$$\sum (W_1 \tan \phi_2 \cos \omega_1) + c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3 \tag{7.25}$$

17. Determine el factor de seguridad contra falla por cortante profunda para esta superficie de falla de tanteo:

$$FS_{(\text{falla por cortante profunda})} = \frac{\sum (W_1 \tan \phi_2 \cos \omega_1) + c_2 l_1 + c_3 l_2 + c_2 l_3}{\sum (W \operatorname{sen} \omega) + \dfrac{P_a \bar{X}}{r}} \tag{7.26}$$

Varias superficies de falla por tanteo se dibujan, y el factor de seguridad se determina de manera similar. El valor más bajo del factor de seguridad obtenido de todas las superficies por tanteo es el factor de seguridad deseado.

7.6 COMENTARIOS RELATIVOS A LA ESTABILIDAD

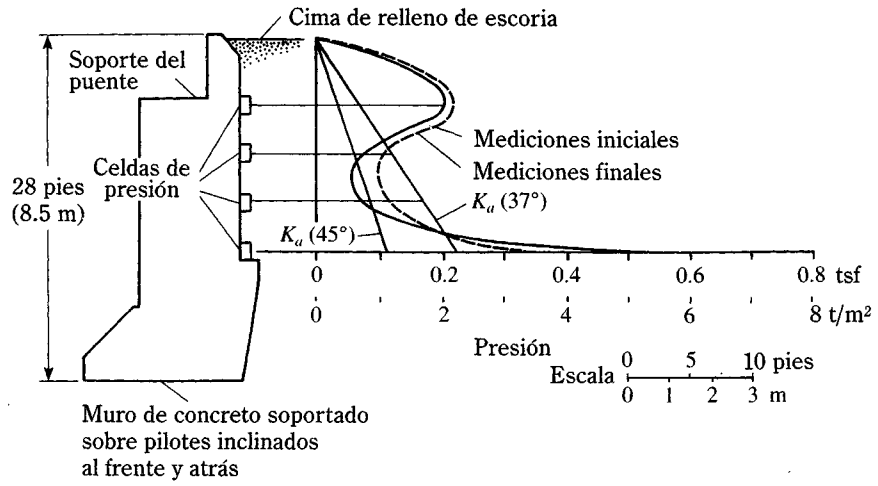
Cuando un estrato de suelo débil se localiza cerca de la superficie del terreno, es decir a una profundidad aproximada de 1.5 veces el ancho del muro de retención, la capacidad de carga del estrato débil debe ser investigada cuidadosamente. La posibilidad de un asentamiento excesivo debe también ser considerada. En algunos casos, el uso de un material ligero de relleno detrás del muro de retención resuelve el problema.

En muchos casos se usan pilotes para transmitir la carga de la cimentación a un estrato más firme. Sin embargo, a menudo el empuje de la cuña deslizante de suelo, en el caso de una falla por cortante profunda, flexiona los pilotes haciéndolos fallar. Debe darse una cuidadosa atención a esta posibilidad cuando se considere la opción de una cimentación a base de pilotes para muros de retención. (Cimentaciones con pilotes se requieren en estribos de puentes para evitar el problema de la socavación.)

Como ilustran los ejemplos 7.1, 7.2 y 7.3, el *coeficiente de presión activa de la tierra* se usa para determinar la fuerza lateral del relleno. El estado activo del relleno se establece sólo si el muro cede suficientemente, lo que no sucede en todos los casos. El grado de cedencia del muro dependerá de su altura y de su módulo de sección. Además, la fuerza lateral del relleno dependerá de varios factores, identificados por Casagrande (1973):

a. Efecto de la temperatura
b. Fluctuación del nivel freático
c. Reajuste de las partículas del suelo debido al flujo plástico y lluvia prolongada
d. Cambios en las mareas
e. Fuerte acción de las olas
f. Vibración por tránsito
g. Sismos

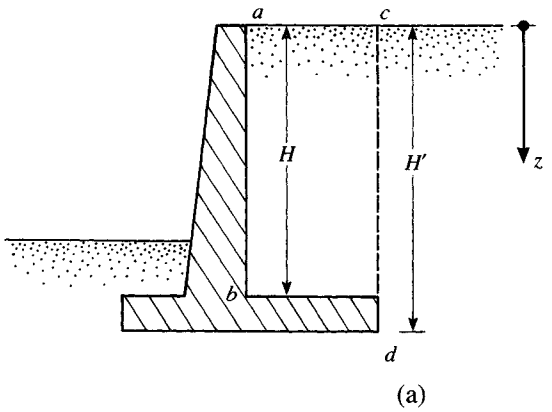
Un acomodo insuficiente del muro combinado con otros factores imprevistos genera una fuerza lateral mayor sobre la estructura de retención comparada con la obtenida por la teoría de la presión activa de la tierra. Casagrande (1973) investigó la distribución de la presión lateral de la tierra detrás de un estribo de puente (en Alemania) con relleno de escoria, como muestra la figura 7.17. Las pruebas de laboratorio del relleno de escoria dieron ángulos de fricción de entre 37° y 45°, dependiendo del grado de compactación. Para fines de comparación, la variación de la presión activa de Rankine con $\phi = 37°$ y $\phi = 45°$ se muestra también en la figura 7.17. La comparación de los diagramas de presión real y teórica indica:



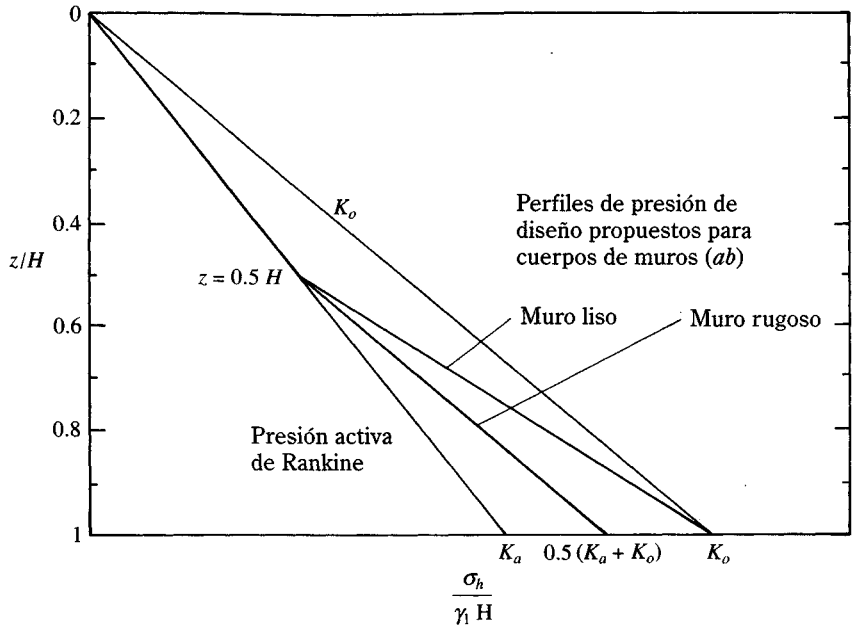
▼ **FIGURA 7.17** Estribo de puente sobre pilotes relleno con escoria granulada (según Casagrande, 1973)

a. La distribución de la presión lateral real de la tierra puede no ser triangular.
b. La distribución de la presión lateral de la tierra puede cambiar con el tiempo.
c. La fuerza activa real es mayor que la fuerza activa mínima teórica.

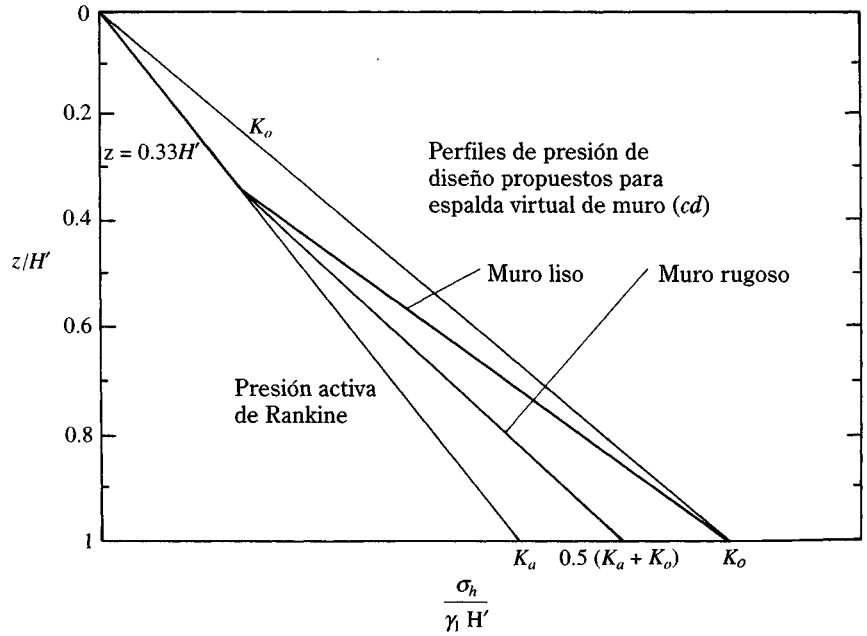
La razón principal por la que muchos muros de retención diseñados con la presión de tierra activa teórica se comportan satisfactoriamente es el uso de un mayor factor de seguridad. Recientemente, Goh (1993) analizó el comportamiento de un muro de retención usando el método del elemento finito y propuso la distribución de presión simplificada mostrada en la figura 7.18.



▼ **FIGURA 7.18** Perfil de presión lateral de tierra simplificada (σ_h): (a) muro de retención; (b) distribución de presión detrás del cuerpo del muro; (c) distribución de presión detrás del muro virtual (según Goh, 1993)



(b)



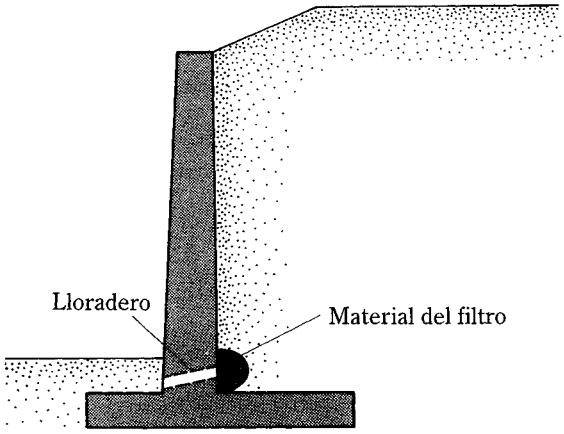
(c)

▼ **FIGURA 7.18** (continuación)

7.7 DRENAJE DEL RELLENO DEL MURO DE RETENCIÓN

Como resultado de las lluvias u otras condiciones de humedad, el material de relleno para un muro de retención resultará saturado. La saturación incrementará la presión sobre el muro y crea una condición inestable. Por esta razón, hay que proporcionar un drenaje adecuado por medio de *lloraderos* y/o *tubos perforados de drenaje* (véase la figura 7.19).

Si se proporcionan *lloraderos*, deben tener un diámetro mínimo de aproximadamente 4 pulg (0.1 m) y estar adecuadamente espaciados. Note que siempre existe la posibilidad de que el material de relleno sea arrastrado a los lloraderos o tubos de drenaje y éstos resulten obstruidos. Se requiere entonces colocar un material de filtrado detrás de los lloraderos o alrededor de los tubos de drenaje, según sea el caso; los geotextiles sirven para tal fin. Siempre que se use suelo granular como filtro, deben observarse los principios delineados en la sección 1.10. El ejemplo 7.4 presenta el procedimiento para diseñar un filtro.



▼ **FIGURA 7.19** Drenaje del relleno de un muro de retención

▼ EJEMPLO 7.4

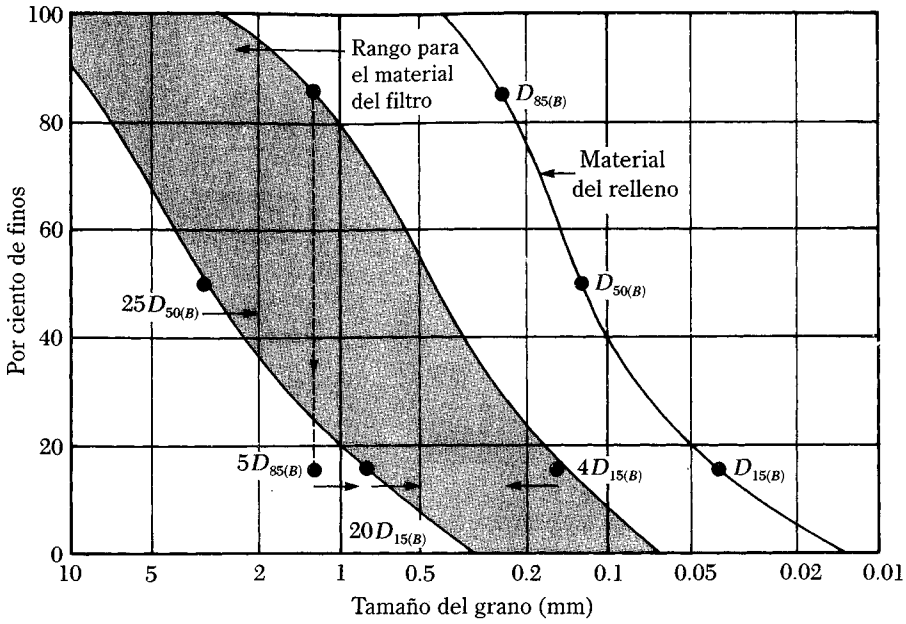
La figura 7.20 muestra la granulometría de un material de relleno. Usando la condiciones delineadas en la sección 1.10, determine el rango de la granulometría para el material del filtro.

Solución: De la curva granulométrica dada en la figura 7.20, los siguientes valores se determinan:

$D_{15(B)} = 0.04$ mm

$D_{85(B)} = 0.25$ mm

$D_{50(B)} = 0.13$ mm



▼ FIGURA 7.20

Condiciones del filtro

1. $D_{15(F)}$ debe ser menor que $5D_{85(F)}$, es decir, $5 \times 0.25 = 1.25$ mm.
2. $D_{15(F)}$ debe ser mayor que $4D_{15(B)}$, es decir, $4 \times 0.04 = 0.16$ mm.
3. $D_{50(F)}$ debe ser menor que $25D_{50(B)}$, es decir, $25 \times 0.13 = 3.25$ mm.
4. $D_{15(F)}$ debe ser menor que $20D_{15(B)}$, es decir, $20 \times 0.04 = 0.8$ mm.

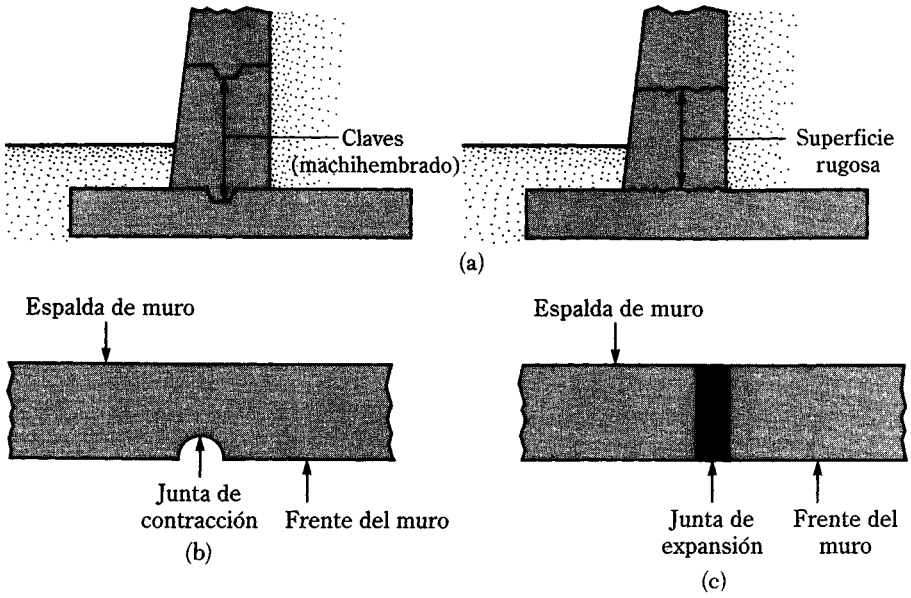
Los puntos límite están graficados en la figura 7.20. A través de éstos se dibujan dos curvas que son similares en naturaleza a la curva granulométrica del material del relleno. Esas curvas definen el rango para el material del filtro por usarse.

▲

7.8 JUNTAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE MUROS DE RETENCIÓN

Un muro de retención se construye con una o más de las siguientes juntas:

1. *Juntas de construcción* (figura 7.21a) son juntas verticales y horizontales que se colocan entre dos coladas sucesivas de concreto. Para incrementar el cortante en las juntas deben usarse ranuras o muescas. Si no se usan, la superficie de la primera colada debe limpiarse y dársele una textura rugosa antes de la siguiente colada de concreto.
2. *Juntas de contracción* (figura 7.21b) son juntas verticales (ranuras) colocadas en la fachada de un muro (desde la parte superior de losa de base a la parte superior del muro) que permiten que el concreto se contraiga sin daño aparente. Las ranuras deben ser de 0.25 a 0.3 pulg (≈ 6 a 8 mm) de ancho y de 0.5 a 0.6 pulg (≈ 12 a 16 mm) de profundidad, aproximadamente.



▼ **FIGURA 7.21** (a) Juntas de construcción; (b) junta de contracción; (c) junta de expansión

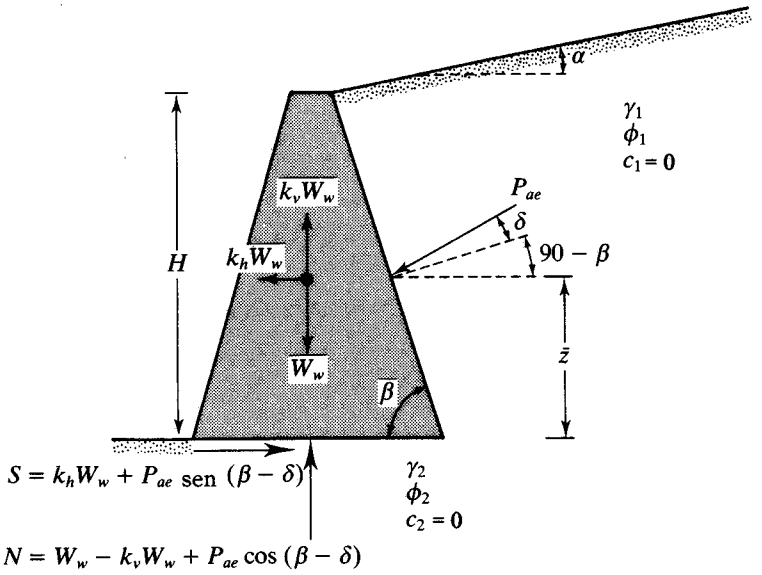
3. *Juntas de expansión* (figura 7.21c), permiten la expansión del concreto causada por cambios de temperatura; también se usan juntas de expansión de la base a la parte superior del muro. Éstas se rellenan con rellenos flexibles. En la mayoría de los casos, las barras de refuerzo horizontal que corren a través del cuerpo son continuas sobre todas las juntas. El acero es engrasado para permitir la expansión del concreto.

7.9 DISEÑO DE MUROS DE RETENCIÓN DE GRAVEDAD POR CONDICIÓN SÍSMICA

Aún durante sismos de poca intensidad, la mayoría de los muros de retención sufrirán desplazamientos laterales limitados. Richards y Elms (1979) propusieron un procedimiento para diseñar muros de retención de gravedad para condiciones sísmicas que permite desplazamientos laterales limitados, tomando en consideración el efecto de la inercia del muro. La figura 7.22 muestra un muro de retención con varias fuerzas actuando sobre el, que son las siguientes (por unidad de longitud del muro):

a. W_w = peso del muro
b. P_{ae} = fuerza activa con la condición de sismo tomada en consideración (sección 6.6)

El relleno del muro y el suelo sobre el cual el muro descansa se suponen sin cohesión. Considerando el equilibrio del muro, se demuestra que



▼ **FIGURA 7.22** Estabilidad de un muro de retención bajo fuerzas sísmicas

$$W_w = [\tfrac{1}{2}\gamma_1 H^2(1 - k_v)K_{ae}]C_{IE} \tag{7.27}$$

donde γ_1 = peso específico del relleno;

$$C_{IE} = \frac{\text{sen}(\beta - \delta) - \cos(\beta - \delta)\tan\phi_2}{(1 - k_v)(\tan\phi_2 - \tan\theta')} \tag{7.28}$$

y

$$\theta' = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

Para una derivación detallada de la ecuación (7.28), véase Das (1983).

Con base en las ecuaciones (7.27) y (7.28), el siguiente procedimiento se usa para determinar el peso del muro de retención, W_w, para desplazamientos tolerables que tengan lugar durante un sismo.

1. Determine el desplazamiento tolerable, Δ, del muro.
2. Obtenga un valor de diseño para k_h con

$$k_h = A_a\left(\frac{0.2A_v^2}{A_a\Delta}\right)^{0.25} \tag{7.29}$$

En la ecuación (7.29), A_a y A_v son coeficientes de aceleración efectiva y Δ es el desplazamiento en pulgadas. Las magnitudes de A_a y A_v son dadas

por el Applied Technology Council (1978) para varias regiones de Estados Unidos.
3. Suponga que $k_v = 0$ y, con el valor de k_h obtenido, calcule K_{ae} con la ecuación (6.32).
4. Use el valor de K_{ae} determinado en el paso 3 para obtener el peso del muro (W_w).
5. Aplique un factor de seguridad al valor de W_w obtenido en el paso 4.

▼ EJEMPLO 7.5

Refiérase a la figura 7.23. Para $k_v = 0$ y $k_h = 0.3$, determine:

a. Peso del muro para condición estática
b. Peso del muro para un desplazamiento nulo durante un sismo
c. Peso del muro para un desplazamiento lateral de 1.5 pulg durante un sismo

Para la parte c, suponga que $A_a = 0.2$ y $A_v = 0.2$. Para las partes a, b y c, use un factor de seguridad de 1.5.

Solución:

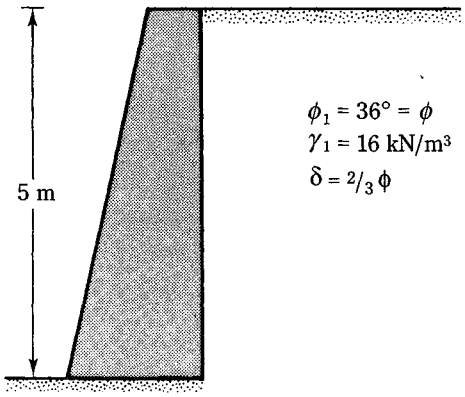
Parte a

Para condiciones estáticas, $\theta' = 0$ y la ec. (7.28) toma la forma

$$C_{IE} = \frac{\text{sen}(\beta - \delta) - \cos(\beta - \delta)\tan \phi_2}{\tan \phi_2}$$

Para $\beta = 90°$, $\delta = 24°$ y $\phi = 36°$,

$$C_{IE} = \frac{\text{sen}(90 - 24) - \cos(90 - 24)\tan 36}{\tan 36} = 0.85$$



▼ FIGURA 7.23

Para condiciones estáticas, $K_{ae} = K_a$, por lo que

$$W_w = \tfrac{1}{2}\gamma_1 H^2 K_a C_{IE}$$

Para $K_a \approx 0.2349$ [tabla 6.5],

$$W_w = \tfrac{1}{2}(16)(5)^2(0.2349)(0.85) = 39.9 \text{ kN/m}$$

Con un factor de seguridad de 1.5,

$$W_w = (39.9)(1.5) = \mathbf{59.9\ kN/m}$$

Parte b

Para desplazamiento nulo, $k_v = 0$,

$$C_{IE} = \frac{\text{sen}(\beta - \delta) - \cos(\beta - \delta)\tan\phi_2}{\tan\phi_2 - \tan\theta'}$$

$$\tan\theta' = \frac{k_h}{1 - k_v} = \frac{0.3}{1 - 0} = 0.3$$

$$C_{IE} = \frac{\text{sen}(90 - 24) - \cos(90 - 24)\tan 36}{\tan 36 - 0.3} = 1.45$$

Para $k_h = 0.3$, $\phi_1 = 36°$ y $\delta = 2\phi/3$, el valor de $K_{ae} \approx 0.48$ (tabla 6.7).

$$W_w = \tfrac{1}{2}\gamma_1 H^2(1 - k_v)K_{ae}C_{IE} = \tfrac{1}{2}(16)(5)^2(1 - 0)(0.48)(1.45) = 139.2 \text{ kN/m}$$

Con un factor de seguridad de 1.5, $W_w = \mathbf{208.8\ kN/m}$

Parte c

Para un desplazamiento lateral de 1.5 pulg

$$k_h = A_a\left(\frac{0.2A_v^2}{A_a\Delta}\right)^{0.25} = (0.2)\left[\frac{(0.2)(0.2)^2}{(0.2)(1.5)}\right]^{0.25} = 0.081$$

$$\tan\theta' = \frac{k_h}{1 - k_v} = \frac{0.081}{1 - 0} = 0.081$$

$$C_{IE} = \frac{\text{sen}(90 - 24) - \cos(90 - 24)\tan 36}{\tan 36 - 0.081} = 0.957$$

$$W_w = \tfrac{1}{2}\gamma_1 H^2 K_{ae} C_{IE}$$

≈ 0.29 [tabla 6.7]

$$W_w = \tfrac{1}{2}(16)(5)^2(0.29)(0.957) = 55.5 \text{ kN/m}$$

Con un factor de seguridad de 1.5, $W_w = \mathbf{83.3\ kN/m}$ ▲

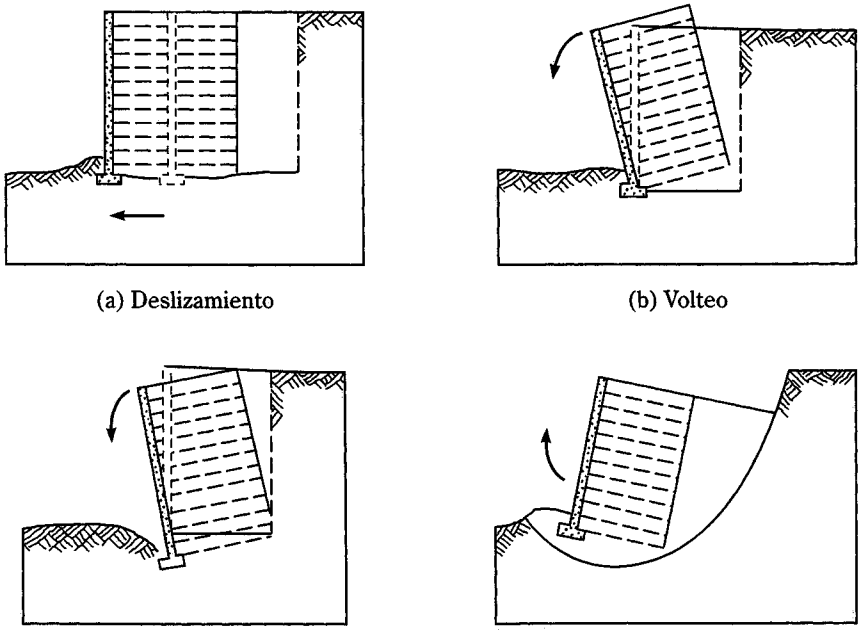
MUROS DE RETENCIÓN MECÁNICAMENTE ESTABILIZADOS

7.10 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

El procedimiento general de diseño de cualquier muro de retención mecánicamente estabilizado se divide en dos:

1. La satisfacción de los requisitos de *estabilidad interna*
2. La revisión de la *estabilidad externa* del muro

Las revisiones de la estabilidad interna implican determinar la resistencia a tensión y la resistencia por zafadura en los elementos de refuerzo así como la integridad de los elementos frontales. Las revisiones por estabilidad externa incluyen las de volteo, deslizamiento y capacidad de carga (figura 7.24). Las siguientes secciones analizan los procedimientos de diseño de muros de retención con tiras metálicas, geotextiles y geomallas.



(a) Deslizamiento (b) Volteo

(c) Capacidad de carga (d) Estabilidad profunda

▼ **FIGURA 7.24** Revisiones de la estabilidad externa (según el Transportation Research Board, 1995)

7.11 MUROS DE RETENCIÓN CON REFUERZO DE TIRAS METÁLICAS

Los muros de tierra reforzados son muros flexibles. Sus componentes principales son

1. El *relleno*, que es un suelo granular

2. Las *tiras de refuerzo*, que son franjas delgadas y anchas colocadas a intervalos regulares
3. Un *recubrimiento* sobre la cara frontal, a la que se le llama *escama*.

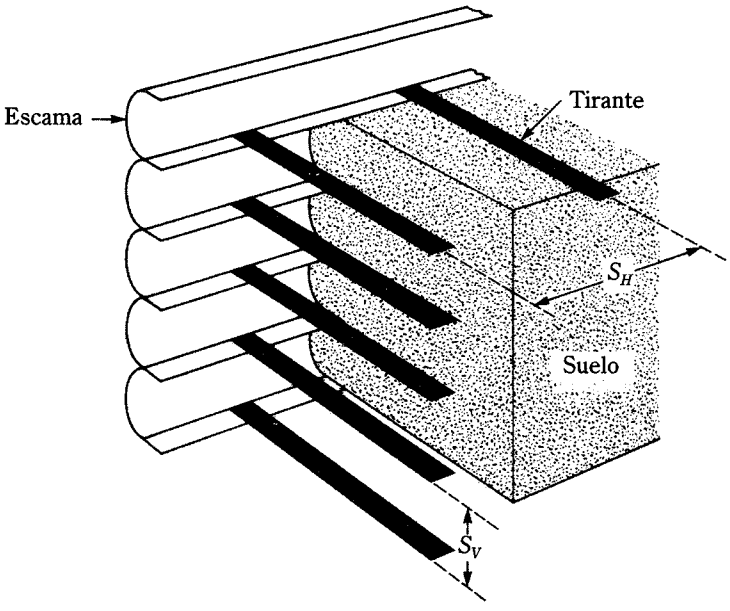
La figura 7.25 es un diagrama de un muro reforzado. Note que a cualquier profundidad, las tiras o tirantes de refuerzo están colocadas con un espaciamiento horizontal centro a centro de S_H; el espaciamiento vertical de las tiras o tirantes es de S_V centro a centro. La escama se construye con secciones de material delgado relativamente flexible. Lee y otros (1973) mostraron que con un diseño conservador, una escama de acero galvanizado de 0.2 pulg de espesor ($\approx$ 5 mm) será suficiente para sostener un muro de aproximadamente 40 o 50 pies (14-15 m) de altura. En la mayoría de los casos también se usan losetas de concreto como escamas. Las placas son ranuradas para ajustarlas entre sí, de modo que el suelo no pueda fluir entre las juntas. Cuando se usan escamas metálicas se atornillan entre sí y las tiras de refuerzo se colocan entre las escamas.

Las figuras 7.26 y 7.27 muestran un muro de retención reforzado en construcción; su escama (fachada) es una loseta de concreto precolado. La figura 7.28 muestra un tirante de refuerzo metálico unido a la loseta de concreto.

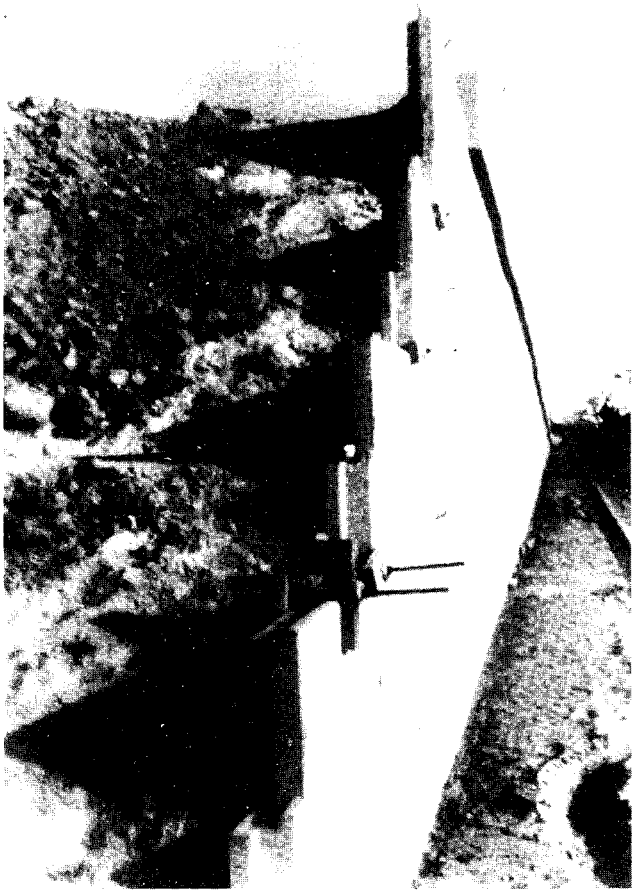
El sistema más simple y común para el diseño de tirantes es el *método de Rankine*. A continuación se da un análisis detallado de este procedimiento.

Cálculo de las presiones activas horizontal y vertical

La figura 7.29a muestra un muro de retención con relleno granular con peso específico γ_1 y ángulo de fricción ϕ_1. Debajo de la base del muro de retención, el suelo *in situ*



▼ **FIGURA 7.25** Muro de retención de tierra reforzado



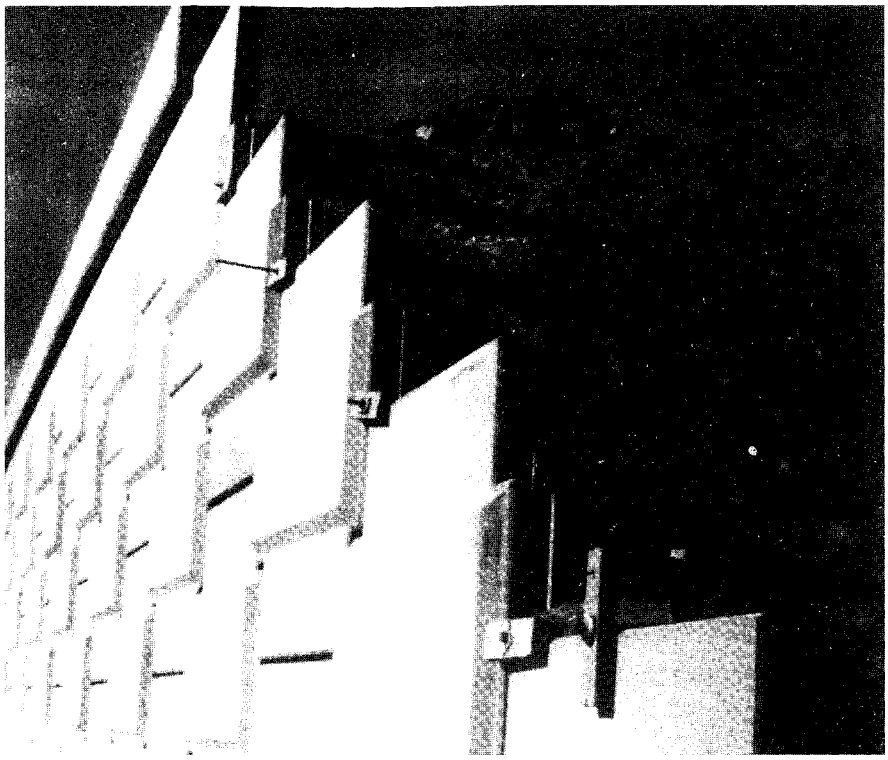
▼ **FIGURA 7.26** Muro de retención de tierra reforzado (con franja metálica) en construcción

ha sido excavado y recompactado con suelo granular usado como relleno. Debajo del relleno, el suelo *in situ* tiene un peso específico γ_2, un ángulo de fricción ϕ_2 y una cohesión c_2. Una sobrecarga con intensidad q por área unitaria se encuentra sobre el muro de retención. El muro tiene tirantes de refuerzo a las profundidades $z = 0$, S_V, $2S_V$,..., NS_V. La altura del muro es $NS_V = H$.

De acuerdo con la teoría de la presión activa de Rankine (sección 6.3),

$$\sigma_a = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

donde σ_a = presión activa de Rankine a cualquier profundidad z



▼ **FIGURA 7.27** Otra vista del muro de retención mostrado en la figura 7.26

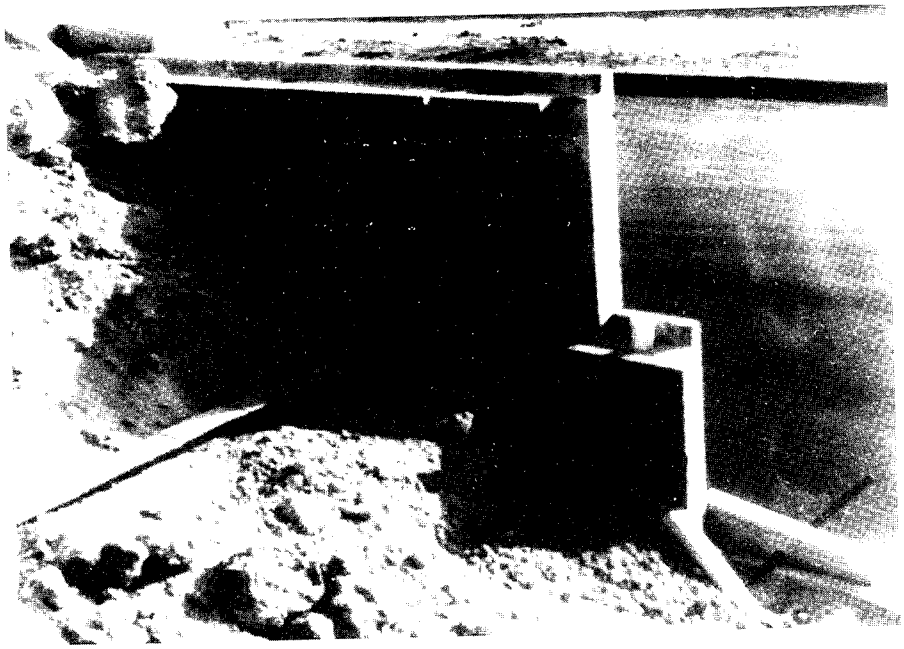
Para suelos granulares sin sobrecarga en su parte superior, $c = 0$, $\sigma_v = \gamma_1 z$ y $K_a = \tan^2(45 - \phi_1/2)$. Entonces

$$\sigma_{a(1)} = \gamma_1 z K_a \tag{7.30}$$

Cuando se agrega una sobrecarga en la parte superior, como muestra la figura 7.29,

$$\sigma_v = \underbrace{\sigma_{v(1)}}_{\substack{\uparrow \\ = \gamma_1 z \\ \text{Debido} \\ \text{únicamente al suelo}}} + \underbrace{\sigma_{v(2)}}_{\substack{\uparrow \\ \text{Debido a} \\ \text{la sobrecarga}}} \tag{7.31}$$

La magnitud de $\sigma_{v(2)}$ se calcula usando el método 2:1 de distribución de esfuerzos descrito en la ecuación (4.14) y en la figura 4.6, como muestra la figura 7.30a. De acuerdo con Laba y Kennedy (1986),



▼ **FIGURA 7.28** Conexión de una franja metálica a la losa de concreto precolado usada como escama

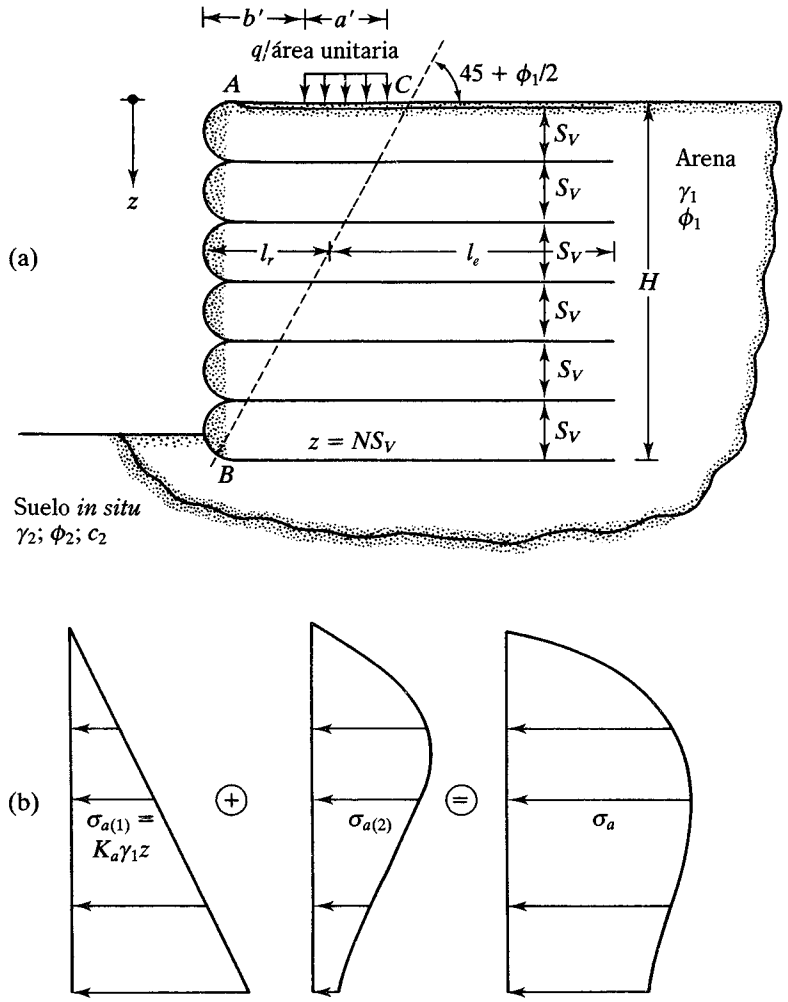
$$\sigma_{v(2)} = \frac{qa'}{a' + z} \qquad (\text{para } z \leq 2b') \tag{7.32}$$

y

$$\sigma_{v(2)} = \frac{qa'}{a' + \frac{z}{2} + b'} \qquad (\text{para } z > 2b') \tag{7.33}$$

También, cuando se agrega una sobrecarga en la parte superior, la presión lateral a cualquier profundidad es

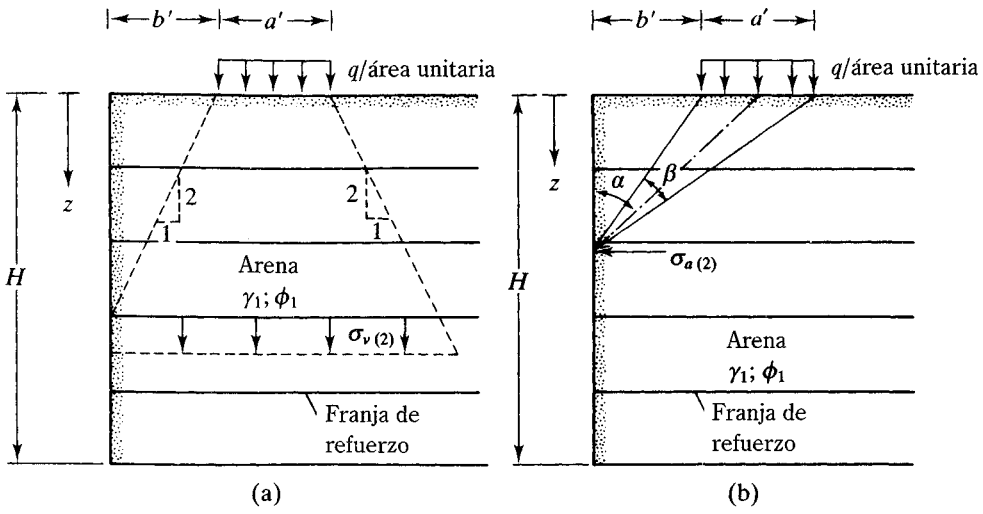
$$\sigma_a = \underbrace{\sigma_{a(1)}}_{\substack{= K_a \gamma_1 z \\ \text{Debido únicamente al suelo}}} + \underbrace{\sigma_{a(2)}}_{\substack{\text{Debido a} \\ \text{la sobrecarga}}} \tag{7.34}$$



▼ **FIGURA 7.29** Análisis de un muro de retención de tierra reforzado

De acuerdo con Laba y Kennedy (1986), $\sigma_{a(2)}$ se expresa (figura 7.30b) como

$$\sigma_{a(2)} = M\left[\frac{2q}{\pi}(\beta - \text{sen}\,\beta\cos 2\alpha)\right] \quad \text{(en radianes)} \tag{7.35}$$



▼ **FIGURA 7.30** (a) Notación para la relación de $\sigma_{v(2)}$; ecs.(7.32) y (7.33); (b) Notación para la relación de $\sigma_{a(2)}$; ecs.(7.35) y (7.36)

donde

$$M = 1.4 - \frac{0.4b'}{0.14H} \geq 1 \tag{7.36}$$

La distribución de presión (lateral) neta activa sobre el muro de retención calculada usando las ecuaciones (7.34), (7.35) y (7.36) se muestra en la figura 7.29b.

Fuerza en el tirante

Refiérase de nuevo a la figura 7.29. La fuerza en el tirante *por longitud unitaria del muro* desarrollada a cualquier profundidad z es

$$\begin{aligned} T &= \text{presión activa de la tierra a la profundidad } z \\ &\quad \times \text{área del muro por ser soportada por el tirante} \\ &= (\sigma_a)(S_V S_H) \end{aligned} \tag{7.37}$$

Factor de seguridad contra falla del tirante

Los tirantes de refuerzo en cada nivel y por consiguiente los muros, llegan a fallar por (a) ruptura o (b) zafadura.

El factor de seguridad contra *ruptura del tirante* se determina como

$$FS_{(B)} = \frac{\text{resistencia por fluencia o ruptura de cada tirante}}{\text{fuerza máxima en cualquier tirante}} = \frac{wtf_y}{\sigma_a S_V S_H} \tag{7.38}$$

donde w = ancho de cada tirante
t = espesor de cada tirante
f_y = resistencia por fluencia o ruptura del material del tirante

Un factor de seguridad de entre 2.5 y 3 es generalmente recomendado para los tirantes a todos los niveles.

Los tirantes de refuerzo a cualquier profundidad, z, fallarán por zafadura si la resistencia por fricción desarrollada a lo largo de sus superficies es menor que la fuerza a la que están sometidos los tirantes. La *longitud efectiva* de los tirantes a lo largo de la cual se desarrolla la resistencia por fricción se toma conservadoramente 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 7.29. La línea BC en la figura 7.29 forma un ángulo de $45 + \phi_1/2$ con la horizontal. Ahora, la fuerza F_R máxima de fricción que se desarrolla en un tirante a la profundidad z es

$$F_R = 2l_e w\sigma_v \tan \phi_\mu \tag{7.39}$$

donde l_e = longitud efectiva
σ_v = presión vertical efectiva a una profundidad z
ϕ_μ = ángulo de fricción entre suelo y tirante

El factor de seguridad contra *zafadura del tirante* a cualquier profundidad z es

$$FS_{(P)} = \frac{F_R}{T} \tag{7.40}$$

donde $FS_{(P)}$ = factor de seguridad contra zafadura del tirante

Sustituyendo las ecuaciones (7.37) y (7.39) en la ec. (7.40) se obtiene

$$FS_{(P)} = \frac{2l_e w\sigma_v \tan \phi_\mu}{\sigma_a S_V S_H} \tag{7.41}$$

Longitud total del tirante

La longitud total de los tirantes a cualquier profundidad es

$$L = l_r + l_e \tag{7.42}$$

donde l_r = longitud dentro de la zona de falla de Rankine
l_e = longitud efectiva

Para un $FS_{(P)}$, de la ec. (7.41),

$$l_e = \frac{FS_{(P)}\,\sigma_a S_V S_H}{2w\sigma_v \tan \phi_\mu} \tag{7.43}$$

De nuevo, en cualquier profundidad z,

$$l_r = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)} \tag{7.44}$$

Entonces, combinando las ecuaciones (7.42), (7.43) y (7.44) se obtiene

$$L = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)} + \frac{FS_{(P)}\,\sigma_a S_V S_H}{2w\sigma_v \tan \phi_\mu} \tag{7.45}$$

7.12 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PASO A PASO (REFUERZO DE TIRAS METÁLICAS)

A continuación se da un procedimiento paso a paso para el diseño de muros de retención de tierra reforzados.

Generalidades:

1. Determine la altura del muro, H, y las propiedades del material de relleno granular, tales como el peso específico (γ_1) y el ángulo de fricción (ϕ_1).
2. Obtenga el ángulo de fricción entre suelo y tirante, ϕ_μ, y los valores requeridos de $FS_{(B)}$ y $FS_{(P)}$.

Estabilidad interna:

3. Suponga valores para el espaciamiento horizontal y vertical de los tirantes y también el ancho de la franja de refuerzo, w, por usar.
4. Calcule σ_a con las ecuaciones (7.34), (7.35) y (7.36).
5. Calcule las fuerzas en los tirantes a varios niveles con la ecuación (7.37).
6. Para los valores conocidos de $FS_{(B)}$, calcule el espesor, t, necesario de los tirantes para impedir la ruptura de éstos:

$$T = \sigma_a S_V S_H = \frac{wtf_y}{FS_{(B)}}$$

o

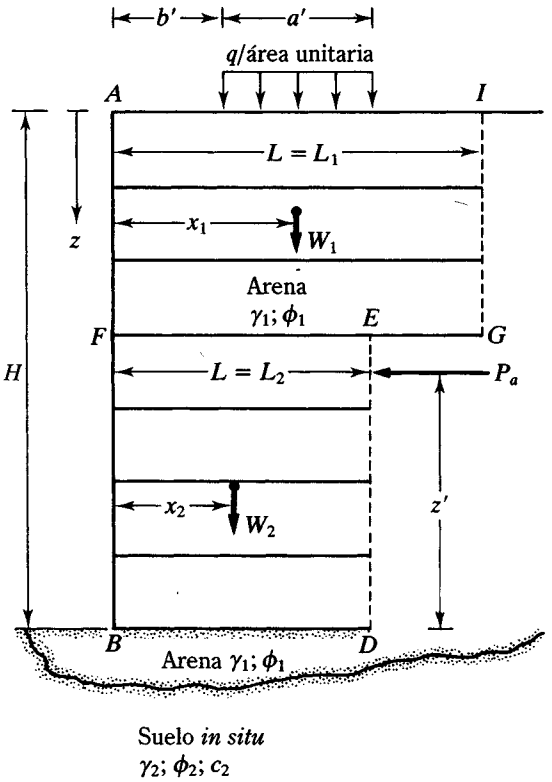
$$t = \frac{(\sigma_a S_V S_H)[FS_{(B)}]}{wf_y} \tag{7.46}$$

La idea es mantener la magnitud de t igual en todos los niveles, por lo que σ_a en la ecuación (7.46) debe ser igual a $\sigma_{a(\text{máx})}$.

7. Para los valores conocidos de ϕ_μ y $FS_{(P)}$, determine la longitud, L, de los tirantes a los diversos niveles con la ecuación (7.45).
8. Las magnitudes de S_V, S_H, t, w y L se cambian para obtener el diseño más económico.

Estabilidad externa:

9. Una revisión por *volteo* se efectúa como sigue con referencia a la figura 7.31. Tomando momentos respecto a B se obtiene el momento de volteo por longitud unitaria de muro:



▼ **FIGURA 7.31** Revisión de la estabilidad del muro de retención

$$M_O = P_a z' \tag{7.47}$$

donde P_a = fuerza activa = $\int_0^H \sigma_a \, dz$

El momento resistente por longitud unitaria de muro es

$$M_R = W_1 x_1 + W_2 x_2 + \cdots + qa'\left(b' + \frac{a'}{2}\right) \tag{7.48}$$

donde W_1 = (área $AFEGI$)(1)(γ_1)

W_2 = (área $FBDE$)(1)(γ_1)

.

.

.

Se tiene entonces

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{M_R}{M_O} = \frac{W_1 x_1 + W_2 x_2 + \cdots + qa'\left(b' + \frac{a'}{2}\right)}{\left(\int_0^H \sigma_a \, dz\right) z'} \tag{7.49}$$

10. La revisión por *deslizamiento* se hace mediante la ecuación.(7.11), o

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(W_1 + W_2 + \cdots + qa')[\tan(k\phi_1)]}{P_a} \tag{7.50}$$

donde $k \approx \frac{2}{3}$.

11. Revise la falla por capacidad última de apoyo, expresada como

$$q_u = c_2 N_c + \tfrac{1}{2} \gamma_2 L_2' N_\gamma \tag{7.51a}$$

Los factores de capacidad de apoyo N_c y N_γ corresponden al ángulo de fricción del suelo ϕ_2 (tabla 3.4). En la ecuación (7.51a), L_2' es la longitud efectiva, o

$$L_2' = L_2 - 2e \tag{7.51b}$$

donde e = excentricidad

$$e = \frac{L_2}{2} - \frac{M_R - M_O}{\Sigma V} \tag{7.51c}$$

donde $\Sigma V = W_1 + W_2 \ldots + qa'$

El esfuerzo vertical en $z = H$, de la ecuación (7.31), es

$$\sigma_{v(H)} = \gamma_1 H + \sigma_{v(2)} \tag{7.52}$$

Entonces, el factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga es

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_{\text{últ}}}{\sigma_{v(H)}} \tag{7.53}$$

En general, se recomiendan los valores mínimos de $FS_{(\text{volteo})} = 3$, $FS_{(\text{deslizamiento})} = 3$ y $FS_{(\text{falla por capacidad de carga})} = 3$ a 5.

▼ EJEMPLO 7.6

Tiene que construirse un muro de retención de 30 pies de altura con refuerzo de tiras de acero en un relleno granular. Con referencia a la figura 7.29, se dan:

Relleno granular: $\phi_1 = 36°$

$\gamma_1 = 105$ lb/pies^3

Suelo de la cimentación: $\phi_2 = 28°$

$\gamma_2 = 110$ lb/pies^3

$c_2 = 1000$ lb/pies^2

Refuerzo de acero galvanizado:

Ancho del tirante, $w = 3$ pulg

$S_V = 2$ pies centro a centro

$S_H = 3$ pies centro a centro

$f_y = 35{,}000$ lb/pulg^2

$\phi_\mu = 20°$

requerido $FS_{(B)} = 3$

requerido $FS_{(P)} = 3$

Revise la estabilidad externa e interna. Suponga que la tasa de corrosión del acero galvanizado es de 0.001 pulg/año y que la vida útil esperada de la estructura es de 50 años.

Solución:

Revisión de la estabilidad interna

a. **Espesor del tirante:** Fuerza máxima en el tirante, $T_{máx} = \sigma_{a(máx)} S_V S_H$

$$\sigma_{a(máx)} = \gamma H K_a = \gamma H \tan^2\left(45 - \frac{\phi_1}{2}\right)$$

por lo que

$$T_{máx} = \gamma H \tan^2\left(45 - \frac{\phi_1}{2}\right) S_V S_H$$

De la ec. (7.46), para *ruptura del tirante*,

$$t = \frac{(\sigma_a S_V S_H)[FS_{(B)}]}{wf_y} = \frac{\left[\gamma H \tan^2\left(45 - \frac{\phi_1}{2}\right) S_V S_H\right]}{wf_y}$$

o

$$t = \frac{\left[(105)(30)\tan^2\left(45 - \frac{36}{2}\right)(2)(3)\right](3)}{\left(\frac{3}{12}\text{ pies}\right)(35{,}000 \times 144\text{ lb/pies}^2)} = 0.0117\text{ pie} = 0.14\text{ pulg}$$

Si la tasa de corrosión es de 0.001 pulg/año y la vida útil de la estructura es de 50 años, entonces el espesor, t, real de los tirantes será

$$t = 0.14 + (0.001)(50) = 0.19\text{ pulg}$$

Un **espesor de tirante de 0.2 pulg** será entonces suficiente.

b. **Longitud del tirante:** Refiérase a la ec. (7.45). Para este caso, $\sigma_a = \gamma_1 z K_a$ y $\sigma_v = \gamma_1 z$, por lo que

$$L = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)} + \frac{FS_{(P)}\gamma_1 z K_a S_V S_H}{2w\gamma_1 z \tan\phi_\mu}$$

Ahora se prepara la siguiente tabla. (*Nota*: $FS_{(P)} = 3$, $H = 30$ pies, $w = 3$ pulg y $\phi_\mu = 20°$.)

z (pies)	Longitud de tirante, L (pies) [ec. (7.45)]
5	38.45
10	35.89
15	33.34
20	30.79
25	28.25
30	25.7

Use una **longitud de tirante $L = 40$ pies.**

Revisión de la estabilidad externa

a. **Revisión por volteo:** Refiérase a la figura 7.32. Para este caso, usando la ec. (7.49),

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{W_1 x_1}{\left[\int_0^H \sigma_a \, dz\right] z'}$$

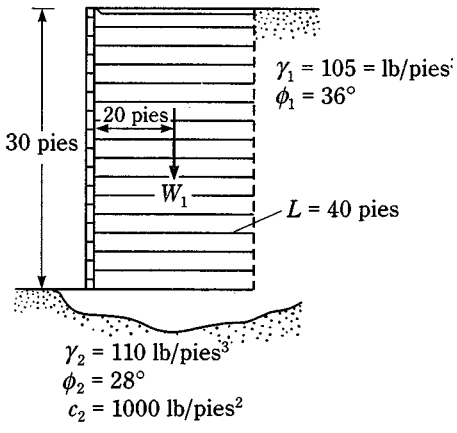
$$W_1 = \gamma_1 HL = (105)(30)(40) = 126{,}000 \text{ lb}$$

$$x_1 = 20 \text{ pies}$$

$$P_a = \int_0^H \sigma_a \, dz = \tfrac{1}{2} \gamma_1 K_a H^2 = (\tfrac{1}{2})(105)(0.26)(30)^2 = 12{,}285 \text{ lb/pies}$$

$$z' = \frac{30}{3} = 10 \text{ pies}$$

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{(126{,}000)(20)}{(12{,}285)(10)} = \mathbf{20.5 > 3\text{–OK}}$$



▼ FIGURA 7.32

b. **Revisión por deslizamiento:** De la ec. (7.50)

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{W_1 \tan(k\phi_1)}{P_a} = \frac{126{,}000 \tan\left[\left(\frac{2}{3}\right)(36)\right]}{12{,}285} = \mathbf{4.57 > 3\text{–OK}}$$

c. **Revisión por capacidad de carga:** Para $\phi_2 = 28°$, $N_c = 25.8$, $N_\gamma = 16.78$ (tabla 3.4). De la ec. (7.51a),

$$q_{\text{últ}} = c_2 N_c + \tfrac{1}{2}\gamma_2 L' N_\gamma$$

$$e = \frac{L}{2} - \frac{M_R - M_O}{\Sigma V} = \frac{40}{2} - \left[\frac{(126{,}000 \times 20) - (12{,}285 \times 10)}{126{,}000}\right] = 0.975 \text{ pie}$$

$$L' = 40 - (2 \times 0.975) = 38.05 \text{ pies}$$

$$q_{\text{últ}} = (1000)(25.8) + (\tfrac{1}{2})(110)(38.05)(16.72) = 60{,}791 \text{ lb/pies}^2$$

De la ec. (7.52),

$$\sigma_{v(H)} = \gamma_1 H = (105)(30) = 3150 \text{ lb/pies}^2$$

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_{\text{últ}}}{q_{v(H)}} = \frac{60{,}791}{3150} = \mathbf{19.3 > 5\text{–OK}}$$

▲

7.13 MUROS DE RETENCIÓN CON REFUERZO GEOTEXTIL

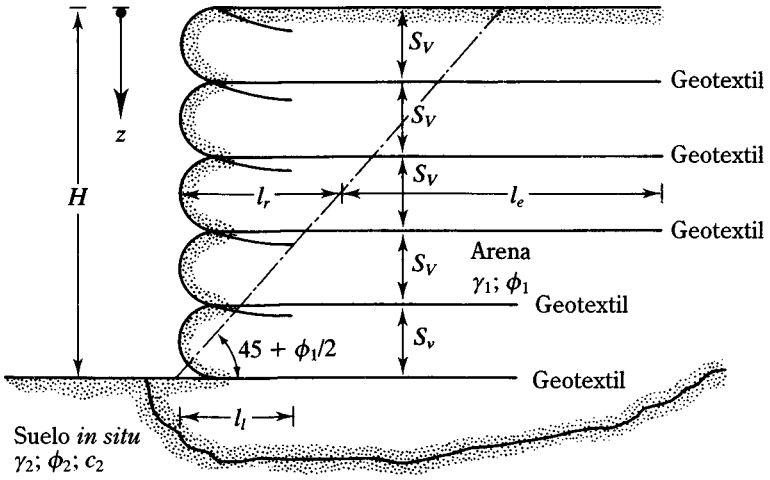
La figura 7.33 muestra un muro de retención en el que capas de geotextiles se usaron como refuerzo. Igual que en la figura 7.30, el relleno es un suelo granular. En este tipo de muros de retención, la fachada del muro se forma traslapando las hojas como se muestra con una longitud de traslape de l_t. Cuando se termina la construcción del muro, la cara expuesta de éste debe recubrirse; de otra manera, el geotextil se deteriorará por exposición a la luz ultravioleta. Una *emulsión bituminosa* o *Gunita* se rocía sobre la cara del muro. Tal vez sea necesario anclar una malla de alambre a la fachada geotextil para mantener el recubrimiento sobre la fachada del muro.

El diseño de este tipo de muro de retención es similar al presentado en la sección 7.11. A continuación se presenta un procedimiento, paso a paso, de diseño basado en las recomendaciones de Bell y otros (1975) y Koerner (1990).

Estabilidad interna:

1. Determine la distribución de la presión activa sobre el muro con

$$\sigma_a = K_a \sigma_v = K_a \gamma_1 z$$



▼ **FIGURA 7.33** Muro de retención con refuerzo geotextil

(7.54)

donde K_a = coeficiente de presión de tierra de Rankine = $\tan^2(45 - \phi_1/2)$
γ_1 = peso específico del relleno granular
ϕ_1 = ángulo de fricción del relleno granular

2. Seleccione un tejido geotextil que tenga una resistencia permisible de σ_G (lb/pie o kN/m).
3. Determine el espaciamiento vertical de las capas a cualquier profundidad z con

$$S_V = \frac{\sigma_G}{\sigma_a FS_{(B)}} = \frac{\sigma_G}{(\gamma_1 z K_a)[FS_{(B)}]} \tag{7.55}$$

Note que la ecuación (7.55) es similar a la (7.38). La magnitud de $FS_{(B)}$ es generalmente de 1.3 a 1.5.

4. Determine la longitud de cada capa del geotextil con

$$L = l_r + l_e \tag{7.56}$$

donde

$$l_r = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)} \tag{7.57}$$

y

$$l_e = \frac{S_V \sigma_a [FS_{(P)}]}{2\sigma_v \tan \phi_F} \tag{7.58}$$

$\sigma_a = \gamma_1 z K_a$
$\sigma_v = \gamma_1 z$

$FS_{(P)}$ = 1.3 a 1.5

ϕ_F = ángulo de fricción entre el geotextil y la interfaz del suelo
$\approx \frac{2}{3}\ \phi_1$

Note que las ecuaciónes (7.56), (7.57) y (7.58) son similares a las (7.42), (7.44) y (7.43), respectivamente.

Con base en los resultados publicados, la hipótesis de que $\phi_F/\phi_1 \approx \frac{2}{3}$ es razonable y conservadora. Martin y otros (1984) presentaron la siguiente prueba de laboratorio para ϕ_F/ϕ_1 entre varios tipos de geotextiles y arena.

Tipo	ϕ_F/ϕ_1
Tejido; monofilamento/arena de concreto	0.87
Tejido; película de limo/concreto arena	0.8
Tejido; película de limo/arena redondeada	0.86
Tejido; película de limo/arena limosa	0.92
No tejido; adherido por fusión/arena de concreto	0.87
No tejido; punzonado con aguja/arena de concreto	1.0
No tejido; punzonado con aguja/arena redondeada	0.93
No tejido; punzonado con aguja/arena limosa	0.91

5. Determine la longitud de traslape, l_l, con

$$l_l = \frac{S_V \sigma_a FS_{(P)}}{4\sigma_v \tan \phi_F} \tag{7.59}$$

La longitud mínima de traslape debe ser de 3 pies (1 m).

Estabilidad externa:

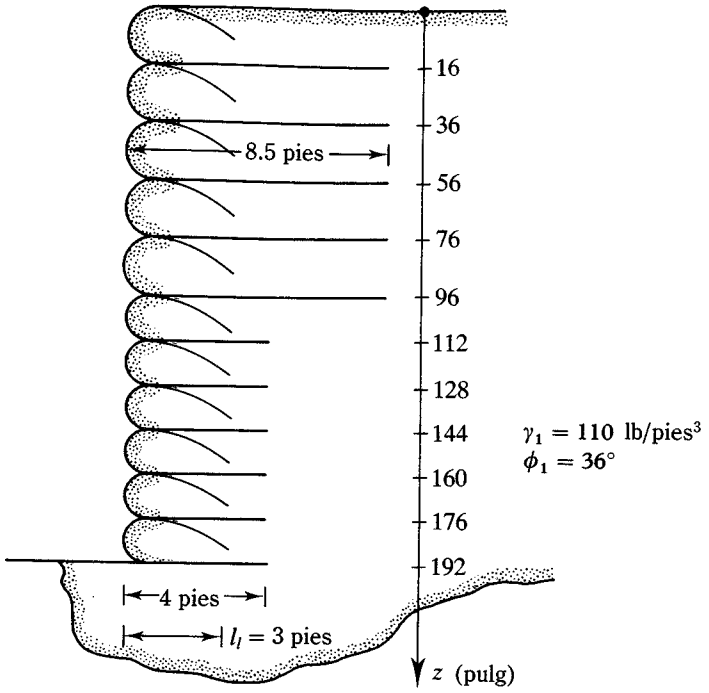
6. Revise los factores de seguridad contra volteo, deslizamiento y capacidad de carga, como se describe en la sección 7.12 (pasos 9, 10 y 11).

▼ EJEMPLO 7.7

Un muro de retención de 16 pies de altura reforzado con geotextiles se muestra en la figura 7.34. Para el relleno granular, γ_1 = 110 lb/pies^3 y ϕ_1 = 36°. Para el material geotextil, σ_G = 80 lb/pulg. Para el diseño del muro, determine S_V, L y l_l.

Solución:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi_1}{2}\right) = 0.26$$



▼ **FIGURA 7.34**

Determinación de S_V

Para encontrar S_V hacemos algunos tanteos. De la ec. (7.55),

$$S_V = \frac{\sigma_G}{(\gamma_1 z K_a)[FS_{(B)}]}$$

Con $FS_{(B)} = 1.5$ en $z = 8$ pies,

$$S_V = \frac{(80 \times 12 \text{ lb/pies})}{(110)(8)(0.26)(1.5)} = 2.8 \text{ pies} \approx 33.6 \text{ pulg}$$

En $z = 12$ pies,

$$S_V = \frac{(80 \times 12 \text{ lb/pies})}{(110)(12)(0.26)(1.5)} = 1.87 \text{ pies} \approx 22 \text{ pulg}$$

En $z = 16$ pies,

$$S_V = \frac{(80 \times 12 \text{ lb/pies})}{(110)(16)(0.26)(1.5)} = 1.4 \text{ pies} \approx 16.8 \text{ pulg}$$

Use $S_V = 20$ pulg para $z = 0$ a $z = 8$ pies y $S_V = 16$ pulg para $z > 8$ pies. Esto se muestra en la figura 7.34.

Determinación de L

De las ecs. (7.56), (7.57) y (7.58),

$$L = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)} + \frac{S_V K_a [FS_{(P)}]}{2 \tan \phi_F}$$

Para $FS_{(P)} = 1.5$, $\tan \phi_F = \tan [(\frac{2}{3})(36)] = 0.445$ y

$$L = (0.51)(H - z) + 0.438 S_V$$

Ahora puede prepararse la siguiente tabla.

z (pulg)	z (pies)	S_V (pies)	$(0.51)(H - z)$ (pies)	$0.438 S_V$ (pies)	L (pies)
16	1.33	1.67	7.48	0.731	8.21
56	4.67	1.67	5.78	0.731	6.51
76	6.34	1.67	4.93	0.731	5.66
96	8.0	1.67	4.08	0.731	4.81
112	9.34	1.33	3.40	0.582	3.982
144	12.0	1.33	2.04	0.582	2.662
176	14.67	1.33	0.68	0.582	1.262

Con base en los cálculos precedentes, **use $L = 8.5$ pies para $z \leq 8$ pies y $L = 4$ pies para $z > 8$ pies.**

Determinación de l_l

De la ec. (7.59),

$$l_l = \frac{S_V \sigma_a [FS_{(P)}]}{4 \sigma_v \tan \phi_F}$$

Con $\sigma_a = \gamma_1 z K_a$, $FS_{(P)} = 1.5$; con $\sigma_v = \gamma_1 z$, $\phi_F = \frac{2}{3}\phi_1$. Entonces,

$$l_l = \frac{S_V K_a [FS_{(P)}]}{4 \tan \phi_F} = \frac{S_V (0.26)(1.5)}{4 \tan[(\frac{2}{3})(36)]} = 0.219 S_V$$

En $z = 16$ pulgadas,

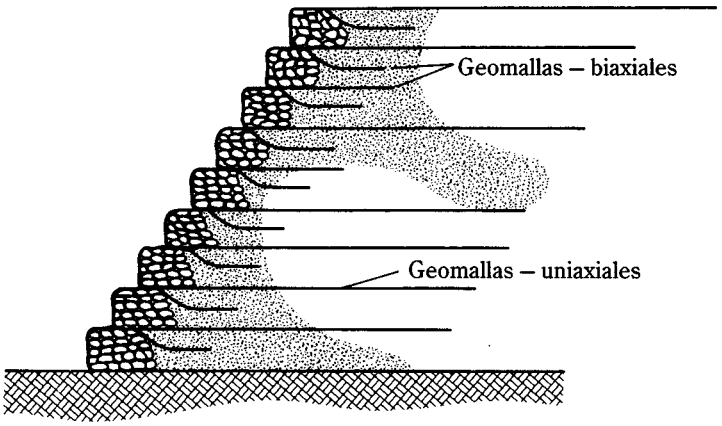
$$l_l = 0.219 S_V = (0.219)\left(\frac{20}{12}\right) = 0.365 \text{ pie} \leq 3 \text{ pies}$$

Use entonces **$l_l = 3$ pies.**

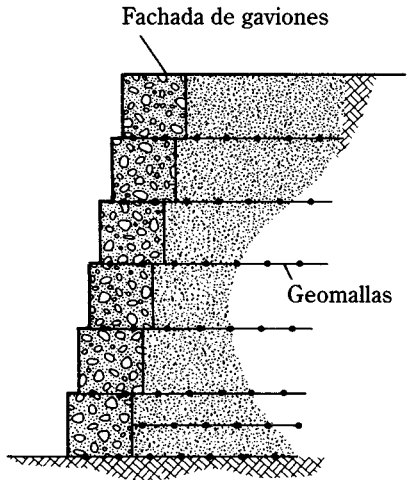
7.14 MUROS DE RETENCIÓN CON REFUERZO DE GEOMALLAS

Las geomallas también se usan como refuerzo en relleno granular para la construcción de muros de retención. La figura 7.35 muestra diagramas esquemáticos típicos de muros de retención con refuerzo de geomallas.

Se dispone de relativamente pocas mediciones de campo de la presión lateral de tierra sobre muros de retención construidos con refuerzo de geomallas. La figura 7.36 muestra una comparación de presiones laterales medidas y de diseño (Berg y otros, 1986) de dos muros de retención construidos con fachadas de paneles precolados

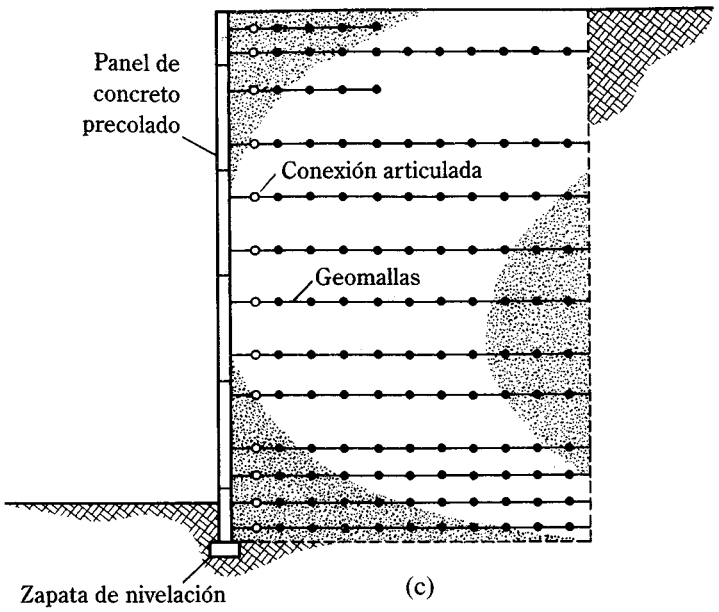


(a)

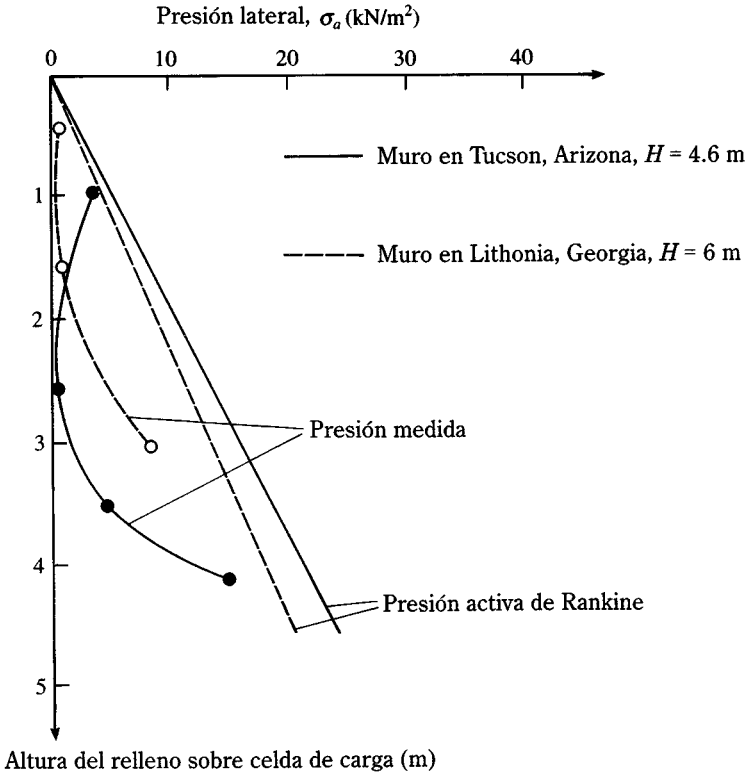


(b)

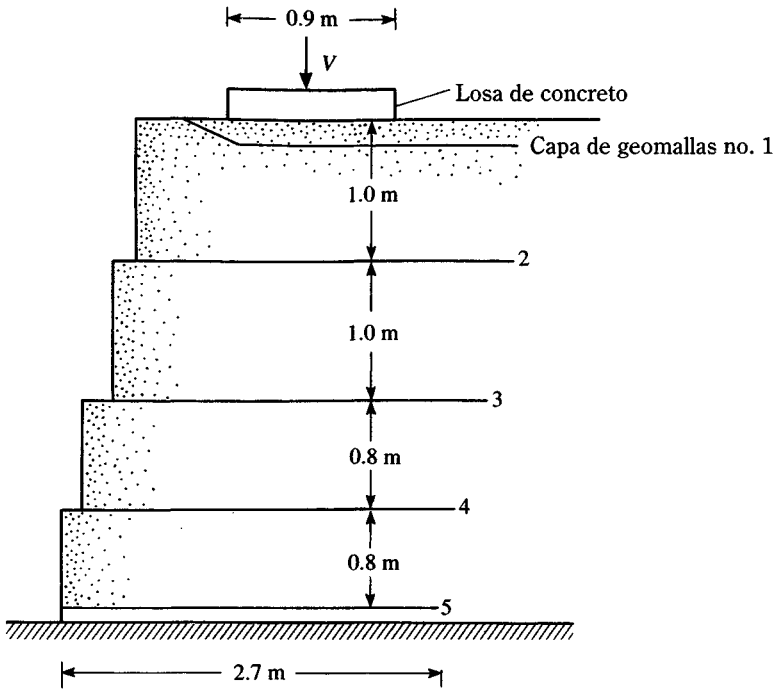
▼ **FIGURA 7.35** Diagramas esquemáticos típicos de muros de retención con refuerzo de geomallas: (a) muro con geomallas todo alrededor; (b) muro con fachada de gaviones; (c) muro con fachada de paneles de concreto (según The Tensar Corporation, 1986)



▼ **FIGURA 7.35** (continuación)



▼ **FIGURA 7.36** Comparación de las presiones laterales teórica y medida en muros de retención reforzados con geomallas (según Berg y otros, 1986)

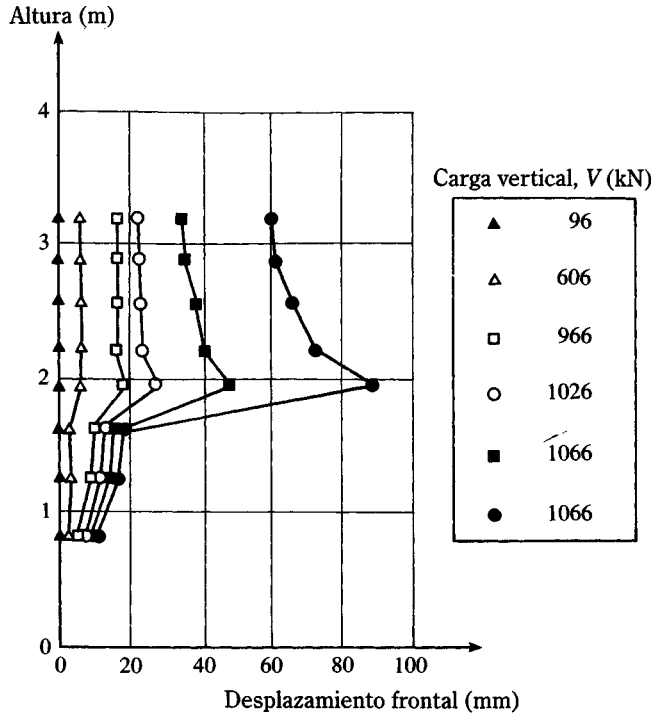


▼ **FIGURA 7.37** Diagrama esquemático del muro de retención probado por Thamm y otros (1990)

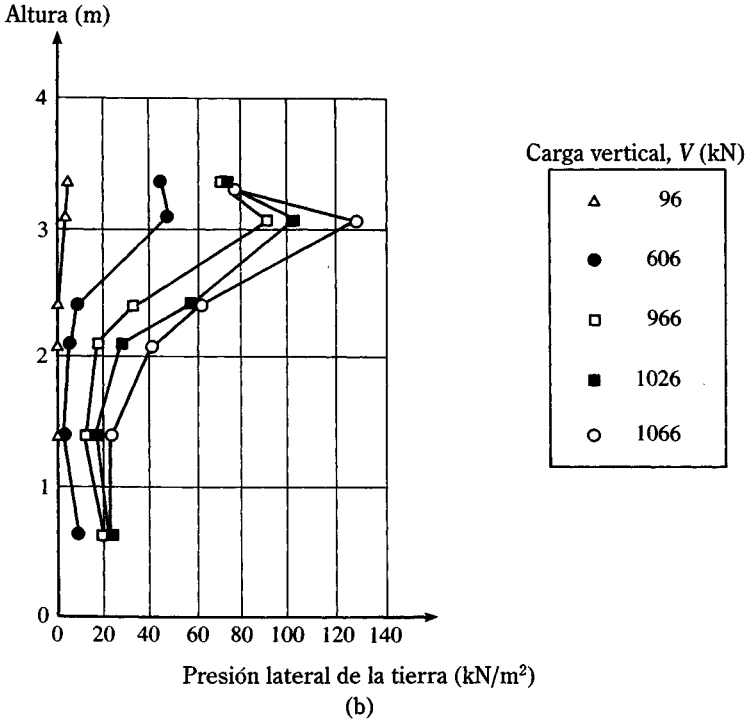
(véase la figura 7.35c). Ésta indica que las presiones de tierra medidas fueron considerablemente más pequeñas que las calculadas para el caso activo de Rankine.

Los resultados de otra interesante prueba a tamaño natural sobre un muro de retención con refuerzo de geomallas, relleno granular y una altura de 3.6 m, fue reportada por Thamm y otros (1990). El refuerzo principal para el muro fue geomalla Tensar SR2. La figura 7.37 muestra un diagrama esquemático del muro de retención. La falla fue causada por aplicación de carga a una losa de concreto que medía 2.4 m $\times$ 0.9 m. El muro falló cuando la carga vertical, V, sobre la losa de concreto alcanzó el valor de 1065 kN. La figura 7.38 muestra la variación del desplazamiento de la fachada del muro y la distribución de la presión lateral conforme progresó la carga, sacando las siguientes conclusiones:

1. La forma de la distribución de la presión lateral de tierra sobre la fachada del muro es similar a la mostrada en la figura 7.29b.
2. Bajo la carga de falla, la magnitud de $\Delta L/H$ (ΔL = desplazamiento frontal) en la parte superior del muro fue aproximadamente de 1.7%, es considerablemente mayor a la encontrada normalmente en un muro rígido de contención.



(a)



(b)

▼ **FIGURA 7.38** Observaciones de pruebas sobre el muro de retención mostrado en la figura 7.37: (a) desplazamiento frontal con carga; (b) presión lateral de la tierra con carga (según Thamm y otros, 1990)

7.15 COMENTARIOS GENERALES

Muchos avances se están haciendo en el desarrollo de procedimientos racionales de diseño de muros de retención con tierra estabilizada mecánicamente (MSE). Los lectores deben consultar: la *Transportation Research Circular No. 444* (1995) y la *Federal Highway Administration Publication No. FHWA-SA-96-071* (1996) para mayor información. Sin embargo, se resumen a continuación unos cuantos de estos avances.

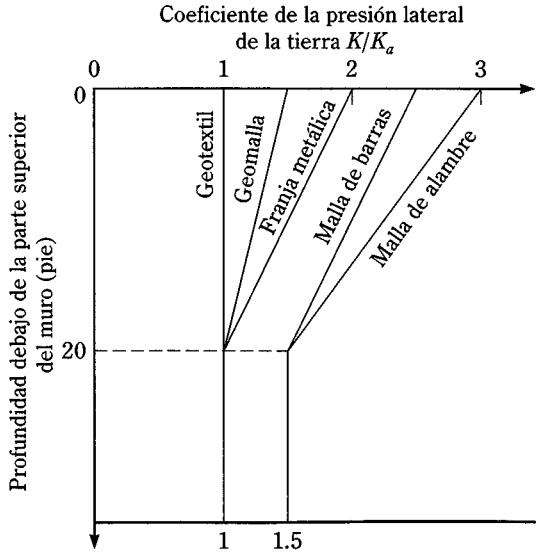
1. La presión activa de Rankine se usó en el diseño de muros de retención MSE en este capítulo. Sin embargo, el valor apropiado del coeficiente de presión de tierra por usarse en el diseño, depende del grado de restricción que los elementos de refuerzo imponen al suelo. Si el muro cede considerablemente, la presión activa de Rankine es la apropiada, lo que no es el caso para todos los tipos de muros MSE. La figura 7.39 muestra los valores recomendados de diseño para el coeficiente, K, de presión lateral. Note que

   $$\sigma_h = K\sigma_v = K\gamma_1 z$$

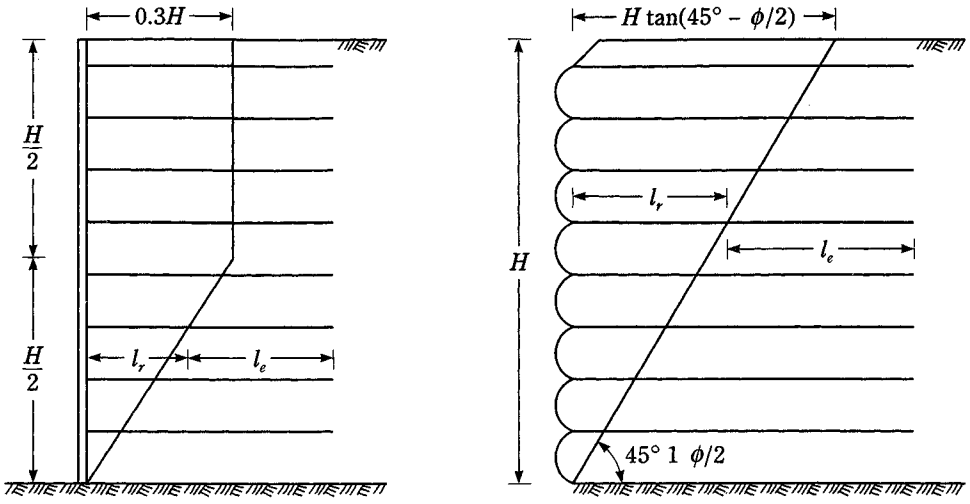
   donde σ_h = presión lateral de tierra
   σ_v = esfuerzo vertical efectivo
   γ_1 = peso específico del relleno granular

   En la figura 7.39, $K_a = \tan^2(45 - \phi_1/2)$, donde ϕ_1 es el ángulo de fricción del relleno.

2. En las secciones 7.11 y 7.13, la longitud efectiva (l_e) contra zafadura se calculó detrás de la superficie de falla de Rankine (por ejemplo, véase la figura 7.29a).



▼ **FIGURA 7.39** Valores recomendados de diseño para el coeficiente, K, de presión lateral de la tierra (según el Transportation Research Board, 1995)



(a) Refuerzo no extensible (b) Refuerzo extensible

▼ **FIGURA 7.40** Localización de la superficie de falla potencial (según Transportation Research Board, 1995)

Mediciones en campo recientes así como análisis teóricos muestran que la superficie potencial de falla depende del tipo de refuerzo. La figura 7.40 muestra las localidades del plano de falla potencial para muros con refuerzo inextensible y extensible en el relleno granular.

Nuevos desarrollos en el diseño de muros MSE serán incorporados en futuras ediciones de este texto.

PROBLEMAS

Para los problemas 7.1 al 7.7, use $k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$ y $P_p = 0$ al usar la ecuación (7.11).

7.1 Para el muro de retención en voladizo mostrado en la figura P7.1, las dimensiones son $H = 8$ m, $x_1 = 0.4$ m, $x_2 = 0.6$ m, $x_3 = 1.5$ m, $x_4 = 3.5$ m, $x_5 = 0.96$ m, $D = 1.75$ m y $\alpha = 10°$. Las propiedades del suelo son $\gamma_1 = 16.8$ kN/m^3, $\phi_1 = 32°$, $\gamma_2 = 17.6$ kN/m^3, $\phi_2 = 28°$ y $c_2 = 30$ kN/m^2. Calcule los factores de seguridad con respecto a volteo, deslizamiento y capacidad de carga. Use un peso específico del concreto $\gamma_c = 23.58$ kN/m^3.

7.2 Resuelva el problema 7.1 con los siguientes datos:

Dimensiones del muro: $H = 18$ pies, $x_1 = 18$ pulg, $x_2 = 30$ pulg, $x_3 = 4$ pies, $x_4 = 6$ pies, $x_5 = 2.75$ pies $D = 4$ pies, $\alpha = 10°$

Propiedades del suelo: $\gamma_1 = 117$ lb/pies^3, $\phi_1 = 34°$, $\gamma_2 = 110$ lb/pies^3, $\phi_2 = 18°$, $c_2 = 800$ lb/pies^2

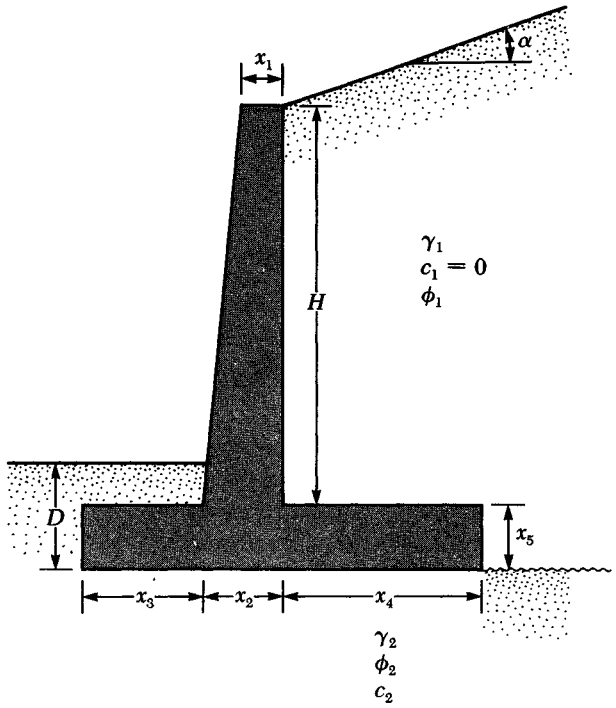
Use un peso específico del concreto, $\gamma_c = 150$ lb/pies^3

7.3 Resuelva el problema 7.1 con los siguientes datos:

Dimensiones del muro: $H = 22$ pies, $x_1 = 12$ pulg, $x_2 = 27$ pulg, $x_3 = 4.5$ pies, $x_4 = 8$ pies, $x_5 = 2.75$ pies, $D = 4$ pies, $\alpha = 5°$

Propiedades del suelo: $\gamma_1 = 110$ lb/pies^3, $\phi_1 = 36°$, $\gamma_2 = 120$ lb/pies^3, $\phi_2 = 15°$, $c_2 = 1000$ lb/pies^2

Peso específico del concreto, $\gamma_c = 150$ lb/pies^3.



▼ **FIGURA P7.1**

7.4 Resuelva el problema 7.1 con los siguientes datos:

Dimensiones del muro: $H = 6.5$ m, $x_1 = 0.3$ m, $x_2 = 0.6$ m, $x_3 = 0.8$ m, $x_4 = 2$ m, $x_5 = 0.8$ m, $D = 1.5$ m, $\alpha = 0°$

Propiedades del suelo: $\gamma_1 = 18.08$ kN/m^3, $\phi_1 = 36°$, $\gamma_2 = 19.65$ kN/m^3, $\phi_2 = 15°$, $c_2 = 30$ kN/m^2

Use un peso específico del concreto, $\gamma_c = 23.58$ kN/m^3.

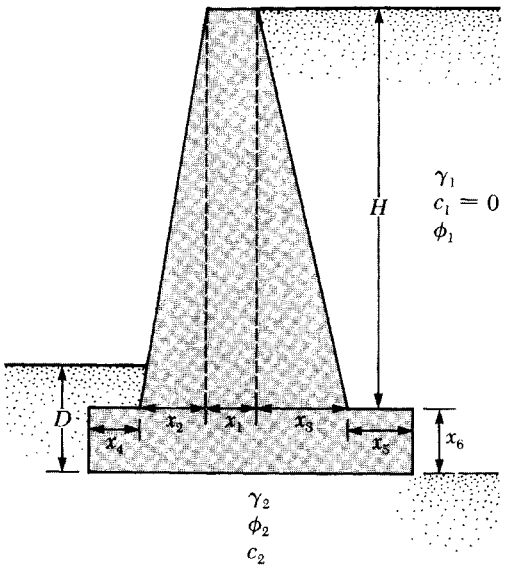
7.5 Refiérase al problema 7.4. ¿Cuál será el factor de seguridad contra deslizamiento si el talón del muro está inclinado un ángulo $\alpha' = 45°$? (Véase en la figura 7.8b la definición de α'.)

7.6 Se muestra en la figura P7.6 un muro de retención de gravedad. Calcule el factor de seguridad con respecto a volteo y deslizamiento. Se dan:

Dimensiones del muro: $H = 6$ m, $x_1 = 0.6$ m, $x_2 = 2$ m, $x_3 = 2$ m, $x_4 = 0.5$ m, $x_5 = 0.75$ m, $x_6 = 0.8$ m, $D = 1.5$ m

Propiedades del suelo: $\gamma_1 = 16.5$ kN/m^3, $\phi_1 = 32°$, $\gamma_2 = 18$ kN/m^3, $\phi_2 = 22°$, $c_2 = 40$ kN/m^2

Use la presión activa de Rankine para los cálculos y $\gamma_{\text{concreto}} = 23.58$ kN/m^3.



▼ **FIGURA P7.6**

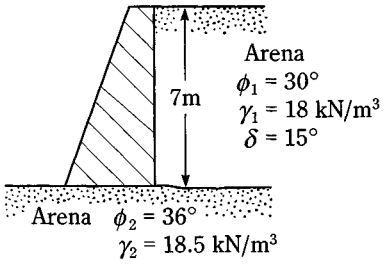
7.7 Resuelva el problema 7.6 usando la presión activa de Coulomb y $\delta = \frac{2}{3}\phi_1$.

7.8 Refiérase a la figura P7.8 para el diseño de un muro de retención de gravedad para condiciones sísmicas. Se dan: $k_v = 0$ y $k_h = 0.3$.

a. ¿Cuál debe ser el peso del muro para una condición de desplazamiento nulo? Use un factor de seguridad de 2.

b. ¿Cuál debe ser el peso del muro para un desplazamiento admisible de 50.8 mm?

Se dan: $A_v = 0.15$ y $A_a = 0.25$. Use un factor de seguridad de 2.



▼ **FIGURA P7.8**

7.9 Refiérase a la figura 7.29. Use los siguientes parámetros:

Muro: $H = 6$ m

Suelo: $\gamma_1 = 16.5$ kN/m³ y $\phi_1 = 35°$

Refuerzo: $S_v = 1$ m y $S_H = 1.5$ m

Sobrecarga: $q = 50$ kN/m^2, $a' = 1.5$ m y $b' = 2$ m

Calcule el esfuerzo vertical, σ_v [ecs. (7.31), (7.32) y (7.33)] en $z = 1$ m, 2 m, 3 m, 4 m, 5 m y 6 m.

7.10 En el problema 7.9, calcule la presión lateral σ_a en $z = 1$ m, 2 m, 3 m, 4 m, 5 m y 6 m. Use las ecuaciones (7.34), (7.35) y (7.36).

7.11 Un muro de retención de tierra reforzado (figura 7.29) va a tener 30 pies de altura. Aquí,

Relleno: peso específico, $\gamma_1 = 119$ lb/pies^3, ángulo de fricción del suelo, $\phi_1 = 34°$

Refuerzo: espaciamiento vertical, $S_V = 3$ pies; espaciamiento horizontal, $S_H = 4$ pies; ancho del refuerzo = 4.75 pulg, $f_y = 38{,}000$ lb/pulg^2, $\phi_\mu = 25°$, factor de seguridad contra zafadura = 3 y factor de seguridad contra ruptura del tirante = 3.

Determine:

a. El espesor requerido de los tirantes
b. La longitud máxima requerida de los tirantes

7.12 En el problema 7.11, suponga que los tirantes en todas las profundidades tienen la longitud determinada en la parte (b). Para el suelo *in situ*, $\phi_2 = 25°$, $\gamma_2 = 116$ lb/pies^3 y $c_2 = 650$ lb/pies^2. Calcule el factor de seguridad contra (a) volteo, (b) deslizamiento y (c) capacidad de carga.

7.13 Resuelva el problema 7.11 para un muro de retención con altura de 24 pies.

7.14 En el problema 7.13, suponga que los tirantes en todas las profundidades tienen la longitud determinada en la parte (b). Para el suelo *in situ*, $\phi_2 = 28°$, $\gamma_2 = 121$ lb/pies^3 y $c_2 = 500$ lb/pies^2. Calcule el factor de seguridad contra (a) volteo, (b) deslizamiento y (c) capacidad de carga.

7.15 Resuelva el problema 7.11 pero cambie S_V a 1.5 pies.

7.16 Un muro de retención con refuerzo geotextil tiene 6 m de altura. Para el relleno granular, $\gamma_1 = 15.9$ kN/m^3 y $\phi_1 = 30°$. Para el material geotextil, $\sigma_G = 16$ kN/m. Para el diseño del muro, determine S_V, L y l_l. Use $FS_{(B)} = FS_{(P)} = 1.5$.

7.17 Para los valores S_V, L y l_l determinados en el problema 7.16, revise la estabilidad de conjunto (es decir, el factor de seguridad contra volteo, deslizamiento y capacidad de carga). Para el suelo *in situ*, $\gamma_2 = 16.8$ kN/m^3, $\phi_2 = 20°$, $c_2 = 55$ kN/m^2.

7.18 Revise la estabilidad de conjunto (es decir, el factor de seguridad contra volteo, deslizamiento y capacidad de carga) del muro de retención con refuerzo geotextil dado en el ejemplo 7.7. Use $\gamma_2 = 108$ lb/pies^3, $\phi_2 = 20°$, $c_2 = 1200$ lb/pies^2.

REFERENCIAS

Applied Technology Council (1978). "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings", *Publication ATC-3-06*.

Bell, J. R., Stilley, A. N., y Vandre, B. (1975). "Fabric Retaining Earth Walls", *Proceedings*, Thirteenth Engineering Geology and Soils Engineering Symposium, Moscow, Idaho.

Berg, R. R., Bonaparte, R., Anderson, R. P., y Chouery, V. E. (1986). "Design Construction and Performance of Two Tensar Geogrid Reinforced Walls", *Proceedings*, Third International Conference on Geotextiles, Vienna, pp. 401-406.

Casagrande, L. (1973). "Comments on Conventional Design of Retaining Structure", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 99, no. SM2, pp. 181-198.

Das, B. M. (1983). *Fundamentals of Soil Dynamics*, Elsevier, Nueva York.

Elman, M. T., y Terry, C. F. (1988). "Retaining Walls with Sloped Heel", *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 114, no. GT10, pp. 1194-1199.

Federal Highway Administration (1996). *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines, Publication No. FHWA-SA-96-071*, Washington, D.C.

Goh, A T. C. (1993). "Behavior of Cantilever Retaining Walls", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 119, no. 11, pp. 1751-1770.

Koerner, R. B. (1990). *Design with Geosynthetics*, 2a. ed., Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.

Laba, J. T., y Kennedy, J. B. (1986). "Reinforced Earth Retaining Wall Analysis and Design", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 23, no. 3, pp. 317-326.

Lee, K. L., Adams, B. D., y 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, pp. 745-763.

Martin, J. P., Koerner, R. M., y Whitty, J. E. (1984). "Experimental Friction Evaluation of Slippage Between Geomembranes, Geotextiles, and Soils", *Proceedings*, International Conference on Geomembranes, Denver, pp. 191-196.

Richards, R., y Elms, D. G. (1979). "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 105, no. GT4, pp. 449-464.

Teng, W. C. (1962). *Foundation Design*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J.

Tensar Corporation (1986). *The Tensar Technical Note. No. TTN: RW*1, Agosto.

Terzaghi, K., y Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Wiley, Nueva York.

Thamm, B. R., Krieger, B., y Krieger, J. (1990). "Full-Scale Test on a Geotextile-Reinforced Retaining Structure", *Proceedings*, Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes, and Related Products, The Hague, vol. 1, pp. 3-8.

Transportation Research Board (1995). *Transportation Research Circular No. 444*, National Research Council, Washington, D.C.

CAPÍTULO OCHO

ESTRUCTURAS DE ATAGUÍAS O TABLAESTACAS

8.1 INTRODUCCIÓN

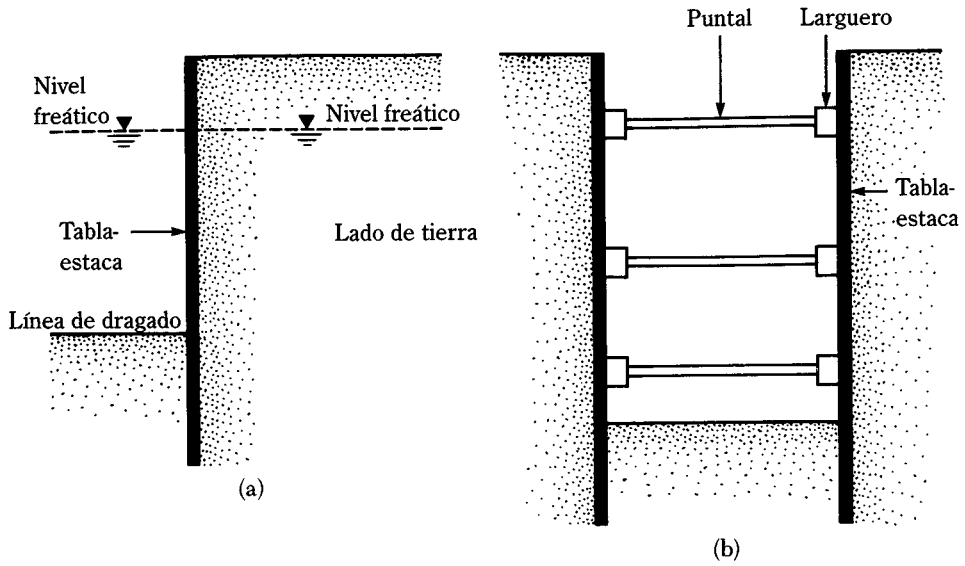
Las ataguías,también conocidas como tablaestacas, conectadas o semiconectadas, a menudo se usan para construir muros continuos de estructuras costeras que van desde embarcaderos para lanchas pequeñas de recreo hasta muelles para embarcaciones de gran tamaño (véase fig 8.la). A diferencia con la construcción de otros tipos de muros de retención, los muros de tablaestacas no requieren usualmente el desagüe del sitio. Las tablaestacas se usan también para estructuras temporales, como cortes apuntalados (figura 8.1b). Los principios del diseño de las tablaestacas y el diseño usado para los cortes apuntalados se estudian en este capítulo.

Varios tipos de tablaestacas son comúnmente usados en construcción: (a) de madera, (b) de concreto prefabricado y (c) de acero, y existen comercialmente también las de aluminio.

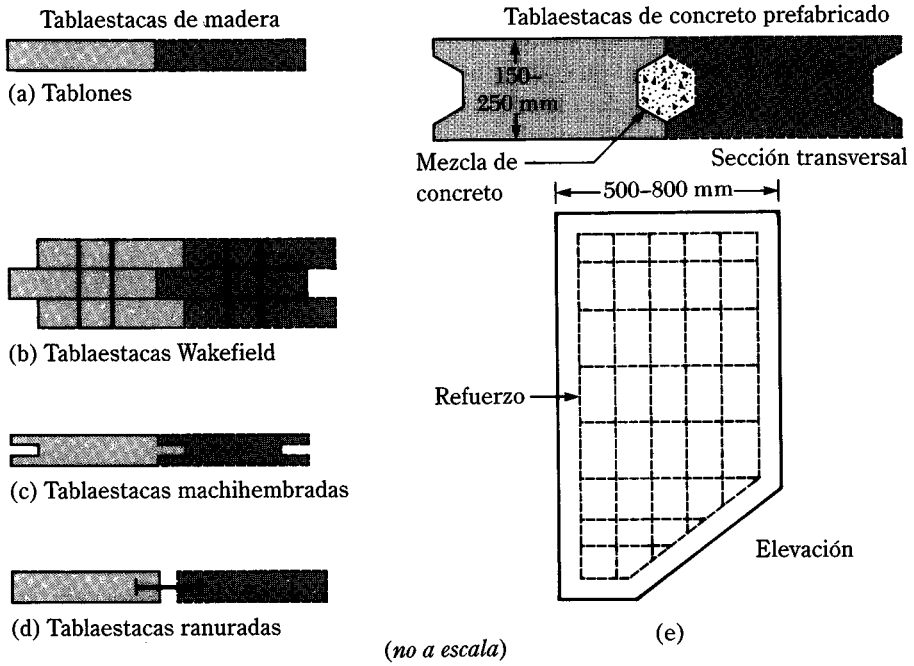
Las *tablaestacas de madera* se usan sólo para estructuras ligeras temporales arriba del nivel del agua freática. Los más comunes son tablones ordinarios y las *pilas Wakefield*. Los tablones tienen aproximadamente 2 pulg × 12 pulg (50 mm × 300 mm) de sección transversal y se hincan borde a borde (figura 8.2a). Las tablaestacas Wakefield se hacen clavando tres tablones entre si con el tablón intermedio desfasado 2 a 3 pulg (50 a 75 mm) (figura 8.2b). Los tablones de madera también se cepillan para formar *tablaestacas machihembradas*, como muestra la figura 8.2c. La figura 8.2d muestra otro tipo de tablaestacas de madera que tiene ranuras precortadas. *Lengüetas* metálicas se insertan en las ranuras de las tablaestacas adyacentes para mantenerlas juntas después de hincadas en el terreno.

Las *tablaestacas de concreto prefabricado* son pesadas y se diseñan con refuerzo para resistir los esfuerzos permanentes a los que la estructura estará sometida después de la construcción y también para tomar los esfuerzos producidos durante la construcción. En sección transversal, esas tablaestacas tienen aproximadamente 20-32 pulg (500-800 mm) de ancho y 6-10 pulg (150-250 mm) de espesor. La figura 8.2e muestra diagramas esquemáticos de la elevación y la sección transversal de una tablaestaca de concreto reforzado.

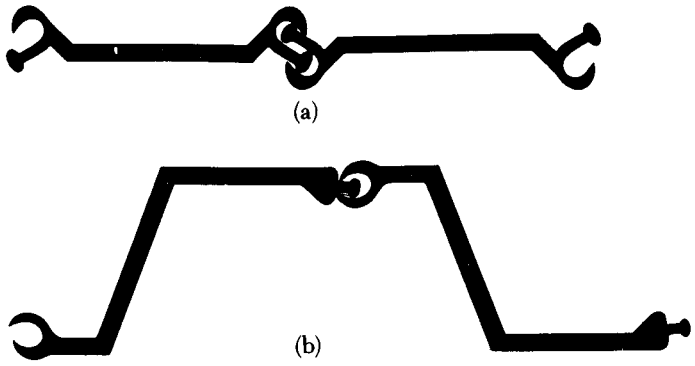
Las *tablaestacas de acero* en Estados Unidos tienen aproximadamente 0.4-0.5 pulg (10-13 mm) de espesor. Las secciones europeas son más delgadas y más anchas. Las



▼ **FIGURA 8.1** Ejemplos de usos de tablaestacas: (a) tablaestaca de malecón; (b) corte apuntalado



▼ **FIGURA 8.2** Varios tipos de tablaestacas de madera y de concreto



▼ **FIGURA 8.3** Tipos de conexiones de tablaestacas: (a) tipo machihembrado; (b) tipo rótula

secciones pueden ser *Z*, de *arco profundo*, de *arco bajo* o de *alma recta*. Las interconexiones de las secciones de tablaestacas tienen forma *machihembrada* o de *rótula* para las conexiones herméticas. La figura 8.3a muestra diagramas esquemáticos del tipo machihembrado para secciones de alma recta. El tipo de rótula para interconectar secciones *Z* se muestra en la figura 8.3b. La tabla C-1 (apéndice C) muestra las propiedades de las secciones para tablaestacas producidas por la Bethlehem Steel Corporation. Los esfuerzos permisibles de diseño por flexión son los siguientes:

Tipo de acero	Esfuerzo admisible ($lb/pulg^2$)
ASTM A-328	25,000 $lb/pulg^2$ (170 MN/m^2)
ASTM A-572	30,000 $lb/pulg^2$ (210 MN/m^2)
ASTM A-690	30,000 $lb/pulg^2$ (210 MN/m^2)

Las tablaestacas de acero se usan por resistencia a los grandes esfuerzos desarrollados durante el hincado en suelos duros, además son ligeras y reusables.

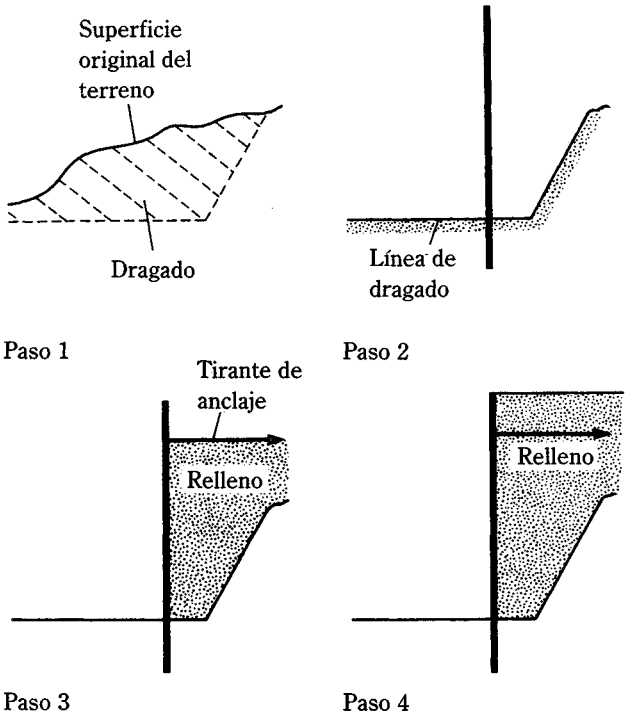
MUROS DE TABLAESTACAS

8.2 MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN

Las tablaestacas se clasifican en dos tipos básicos: (a) en voladizo y (b) ancladas.

En la construcción de muros de tablaestacas, las tablaestacas se hunden en el terreno y luego se coloca el relleno sobre el lado de tierra o primero se hinca la tablaestaca en el terreno y luego se draga el suelo al frente de la tablaestaca. En todo caso, el suelo del relleno detrás de la tablaestaca es generalmente granular. El suelo debajo de la línea de dragado puede ser arenoso o arcilloso. La superficie del suelo en el lado del agua se denomina *línea de lodo* o *línea de dragado*.

Los métodos de construcción se dividen generalmente en dos tipos (Tsinker, 1983):



▼ **FIGURA 8.4** Secuencia de construcción de una estructura con relleno

1. Estructura rellenada
2. Estructura dragada

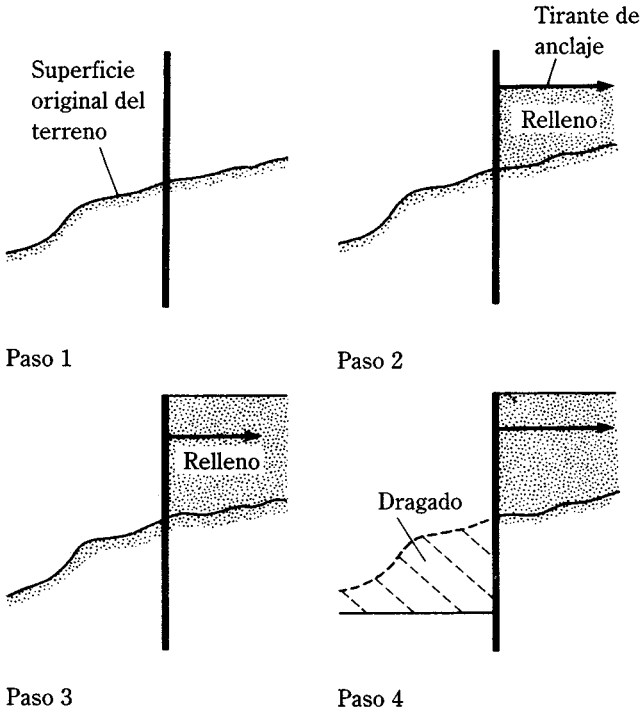
La secuencia de construcción para una *estructura rellenada* es como sigue (figura 8.4):

Paso 1. Dragar el suelo *in situ* al frente y atrás de la estructura propuesta.
Paso 2. Hincar la tablaestaca.
Paso 3. Rellenar hasta el nivel del ancla y colocar el sistema de anclaje.
Paso 4. Rellenar hasta la parte superior de la pared.

Para una tablaestaca en voladizo sólo los pasos 1, 2 y 4 son aplicables. La secuencia de construcción para una *estructura dragada* es como sigue (figura 8.5):

Paso 1. Hincar la tablaestaca.
Paso 2. Rellenar hasta el nivel del ancla y colocar el sistema de anclaje.
Paso 3. Rellenar hasta la parte superior de la pared.
Paso 4. Dragar al frente de la pared.

Para tablaestacas en voladizo, el paso 2 no es requerido.

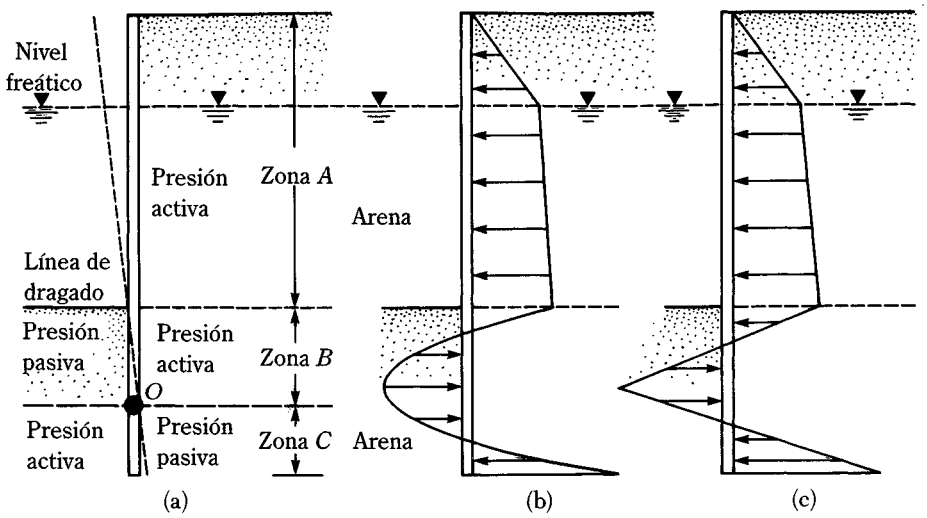


▼ **FIGURA 8.5** Secuencia de construcción para una estructura dragada

8.3 MUROS DE TABLAESTACAS EN VOLADIZO. GENERALIDADES

Los muros de tablaestacas en voladizo son usualmente recomendadas para muros de altura moderada, es decir, de aproximadamente 20 pies (≈ 6 m) o menos, medida desde la línea de dragado. En tales muros, las tablaestacas actúan como anchas vigas en voladizo por arriba de la línea de dragado. Los principios básicos para estimar la distribución de la presión neta lateral sobre una tablaestaca se explican con ayuda de la figura 8.6. Ahí se muestra la naturaleza del acomodo lateral de un muro en voladizo hincado en un estrato de arena debajo de la línea de dragado. El muro gira alrededor del punto O. Como las presiones hidrostáticas a cualquier profundidad en ambos lados del muro se cancelan entre sí, consideraremos sólo las presiones laterales efectivas del suelo. En la zona A, la presión lateral es sólo la presión activa del lado de tierra. En la zona B, debido a la naturaleza del acomodo del muro, habrá presión activa en el lado de tierra y presión pasiva en el de agua. La situación se invierte en la zona C, es decir, debajo del punto de rotación O. La distribución neta real de presión sobre el muro es como muestra la figura 8.6b. Sin embargo, para fines de diseño, la figura 8.6c muestra una versión simplificada.

En las secciones 8.4-8.7 se presenta la formulación matemática del análisis de tablaestacas en voladizo. Note que en algunas estructuras costeras, el nivel del agua



▼ **FIGURA 8.6** Tablaestaca hincada en arena

fluctúa como resultado de las mareas. Debe ponerse atención en determinar el nivel del agua que afectará el diagrama de presión neta.

8.4 TABLAESTACAS EN VOLADIZO EN SUELOS ARENOSOS

Para desarrollar las relaciones para la profundidad apropiada de empotramiento de tablaestacas hincadas en suelo granular, nos referiremos a la figura 8.7a. El suelo retenido por la tablaestaca arriba de la línea de dragado tambien es arena. El nivel freático está a una profundidad L_1 debajo de la parte superior del muro. Sea ϕ el ángulo de fricción de la arena. La intensidad de la presión activa a una profundidad $z = L_1$ es

$$p_1 = \gamma L_1 K_a \tag{8.1}$$

donde K_a = coeficiente de la presión activa de Rankine = $\tan^2(45 - \phi/2)$
γ = peso específico del suelo arriba del nivel freático

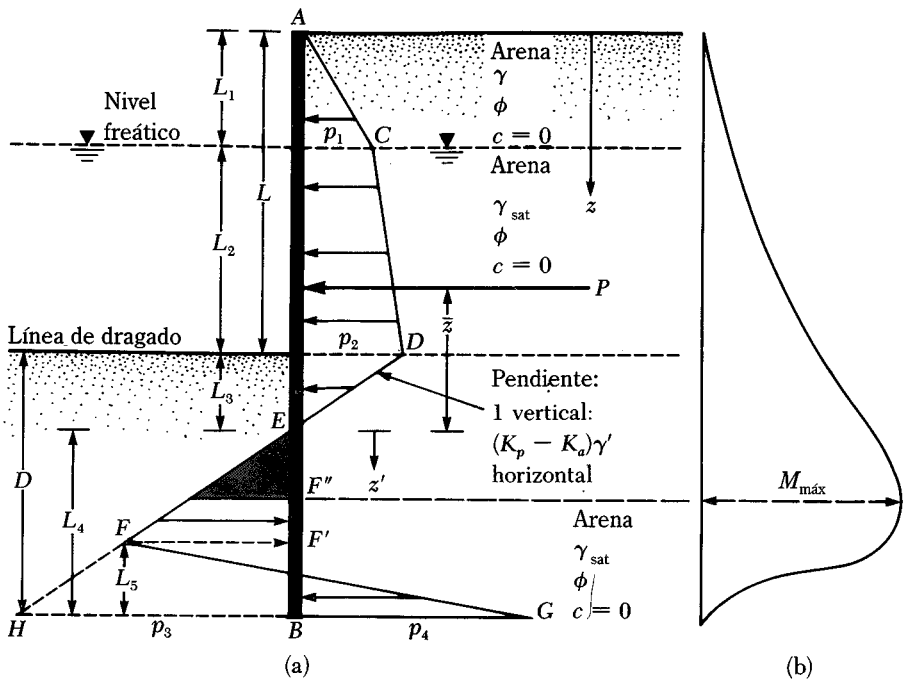
Similarmente, la presión activa a la profundidad $z = L_1 + L_2$ (es decir, al nivel de la línea de dragado) es

$$p_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a \tag{8.2}$$

donde γ' = peso específico efectivo del suelo = $\gamma_{sat} - \gamma_w$

Note que al nivel de la línea de dragado, las presiones hidrostáticas en ambos lados del muro tienen la misma magnitud y se cancelan entre sí.

Para determinar la presión lateral neta debajo de la línea de dragado hasta el punto de rotación O, como muestra la figura 8.6a, un ingeniero tiene que considerar la presión pasiva que actúa del lado izquierdo (lado del agua) hacia el lado derecho (lado de



▼ **FIGURA 8.7** Tablaestaca hincada en arena: (a) variación del diagrama de presión neta; (b) variación del momento

la tierra) y también la presión activa que actúa del lado derecho hacia el lado izquierdo del muro. Para tales casos, ignorando la presión hidrostática en ambos lados del muro, la presión activa a la profundidad z es

$$p_a = [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma'(z - L_1 - L_2)]\, K_a \tag{8.3}$$

La presión pasiva a la profundidad z es

$$p_p = \gamma'(z - L_1 - L_2)\, K_p \tag{8.4}$$

donde K_p = coeficiente de la presión pasiva de Rankine = $\tan^2(45 + \phi/2)$

Por consiguiente, combinando las Ecs. (8.3) y (8.4) se obtiene la presión lateral neta:

$$\begin{aligned} p &= p_a - p_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_a - \gamma'(z - L_1 - L_2)(K_p - K_a) \\ &= p_2 - \gamma'(z - L)(K_p - K_a) \end{aligned} \tag{8.5}$$

donde $L = L_1 + L_2$

La presión neta, p, es igual a cero a la profundidad L_3 debajo de la línea de dragado, por lo que

$$p_2 - \gamma'(z - L)\,(K_p - K_a) = 0$$

o

$$(z - L) = L_3 = \frac{p_2}{\gamma'(K_p - K_a)} \tag{8.6}$$

La ecuación (8.6) indica que la pendiente de la línea *DEF* de la distribución neta de presión es de 1 vertical contra $(K_p - K_a)\gamma'$ horizontal, por lo que en el diagrama de presión

$$\overline{HB} = p_3 = L_4(K_p - K_a)\gamma' \tag{8.7}$$

En el fondo de la tablaestaca, la presión pasiva, p_p, actúa de derecha a izquierda y la presión activa actúa de izquierda a derecha de la tablaestaca, por lo que, en $z = L + D$,

$$p_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma' D)\, K_p \tag{8.8}$$

A la misma profundidad

$$p_a = \gamma' D K_a \tag{8.9}$$

Por consiguiente, la presión lateral neta en el fondo de la tablaestaca es

$$\begin{aligned} p_p - p_a = p_4 &= (\gamma L_1 - \gamma' L_2)K_p + \gamma' D(K_p - K_a) \\ &= (\gamma L_1 - \gamma' L_2)K_p + \gamma' L_3(K_p - K_a) + \gamma' L_4(K_p - K_a) \\ &= p_5 + \gamma' L_4(K_p - K_a) \end{aligned} \tag{8.10}$$

donde $p_5 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_p + \gamma' L_3(K_p - K_a)$ (8.11)

$D = L_3 + L_4$ (8.12)

Para la estabilidad del muro se aplican los principios de la estática:

Σ de fuerzas horizontales por unidad de longitud del muro $= 0$

y

Σ de momentos de las fuerzas respecto al punto B por unidad de longitud de muro $= 0$

Para la suma de las fuerzas horizontales,

Área del diagrama de presiones *ACDE* – área de *EFHB* + área de *FHBG* $= 0$

o

$$P - \tfrac{1}{2} p_3 L_4 + \tfrac{1}{2} L_5(p_3 + p_4) = 0 \tag{8.13}$$

donde P = área del diagrama de presiones *ACDE*

Sumando los momentos de todas las fuerzas respecto al punto B, se obtiene

$$P(L_4 + \bar{z}) - \left(\frac{1}{2} L_4 p_3\right)\left(\frac{L_4}{3}\right) + \frac{1}{2} L_5 (p_3 + p_4)\left(\frac{L_5}{3}\right) = 0 \tag{8.14}$$

De la Ec. (8.13),

$$L_5 = \frac{p_3 L_4 - 2P}{p_3 + p_4} \tag{8.15}$$

Combinando las ecuaciones (8.7), (8.10), (8.14) y (8.15) y simplificando, obtenemos la siguiente ecuación de cuarto grado en términos de L_4:

$$L_4^4 + A_1 L_4^3 - A_2 L_4^2 - A_3 L_4 - A_4 = 0 \tag{8.16}$$

donde

$$A_1 = \frac{p_5}{\gamma'(K_p - K_a)} \tag{8.17}$$

$$A_2 = \frac{8P}{\gamma'(K_p - K_a)} \tag{8.18}$$

$$A_3 = \frac{6P[2\bar{z}\gamma'(K_p - K_a) + p_5]}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2} \tag{8.19}$$

$$A_4 = \frac{P(6\bar{z}p_5 + 4P)}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2} \tag{8.20}$$

Procedimiento paso a paso para obtener el diagrama de presiones

Con base en la teoría precedente, el procedimiento paso a paso para obtener el diagrama de presión para una tablaestaca en suelo granular es como sigue:

1. Calcule K_a y K_p.
2. Calcule p_1 [ecuación (8.1)] y p_2 [ecuación (8.2)]. *Nota*: L_1 y L_2 serán dadas.
3. Calcule L_3 [ecuación (8.6)].
4. Calcule P.
5. Calcule $\bar{z}$ (es decir, el centro de presión del área $ACDE$) tomando momentos respecto a E.
6. Calcule p_5 [ecuación (8.11)]
7. Calcule A_1, A_2, A_3 y A_4 [ecuaciones (8.17) a la (8.20)]
8. Resuelva la ecuación (8.16) por tanteos para determinar L_4.
9. Calcule p_4 [ecuación (8.10)].
10. Calcule p_3 [ecuación (8.7)].
11. Obtenga L_5 de la ecuación (8.15)
12. Dibuje el diagrama de distribución de presiones como el que muestra la figura 8.7a.
13. Obtenga la profundidad teórica [ecuación (8.12)] de penetración $L_3 + L_4$. La profundidad real de penetración se incrementa entre 20% y 30%.

Nota: Algunos ingenieros prefieren usar un factor de seguridad al principio, en el coeficiente de presión pasiva de la tierra. En ese caso, en el paso 1

$$K_{p(\text{diseño})} = \frac{K_p}{FS}$$

donde FS = factor de seguridad (usualmente entre 1.5 y 2)

Para este tipo de análisis, siga los pasos 1-12 con el valor de $K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$ y $K_{p(\text{diseño})}$ (en vez de K_p). La profundidad real de penetración se determina sumando L_3, obtenida del paso 3, y L_4, obtenida del paso 8.

Cálculo del momento flexionante máximo

La variación del momento flexionante para un muro de tablaestaca en voladizo se muestra en la figura 8.7b. El momento máximo ocurre entre los puntos E y F'. Para obtener el momento máximo ($M_{\text{máx}}$) por unidad de longitud de tablaestaca se requiere la determinación del punto con fuerza cortante nula. Para un nuevo eje z' (con origen en el punto E) se tiene, para fuerza cortante nula,

$$P = \tfrac{1}{2}(z')^2(K_p - K_a)\gamma'$$

o

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{(K_p - K_a)\gamma'}} \tag{8.21}$$

Una vez determinado el punto de fuerza cortante nula (punto F'' en la figura 8.7a), la magnitud del momento máximo se obtiene como

$$M_{\text{máx}} = P(\bar{z} + z') - [\tfrac{1}{2}\gamma' z'^2(K_p - K_a)](\tfrac{1}{3})z' \tag{8.22}$$

El perfil necesario de la tablaestaca se proporciona entonces de acuerdo con el esfuerzo permisible de flexión del material, o

$$S = \frac{M_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{adm}}} \tag{8.23}$$

donde S = módulo de sección de la tablaestaca por unidad de longitud de la estructura
σ_{adm} = esfuerzo admisible de flexión de la tablaestaca

▼ EJEMPLO 8.1

La figura 8.8 muestra una tablaestaca en voladizo en suelo granular. Se tiene: $L_1 = 2$ m, $L_2 = 3$ m, $\gamma = 15.9$ kN/m^3, $\gamma_{\text{sat}} = 19.33$ kN/m^3 y $\phi = 32°$.

a. ¿Cuál es la profundidad, D, teórica de empotramiento?
b. Para un incremento de 30% en D, ¿cuál debe ser la longitud total de las tablaestacas?
c. ¿Cuál debe ser el módulo de sección mínimo de las tablaestacas? Use $\sigma_{\text{adm}} = 172$ MN/m^2.

Solución:

Parte a

La siguiente tabla se prepara para un cálculo paso a paso. Refiérase a la figura 8.7a para el diagrama de distribución de la presión.

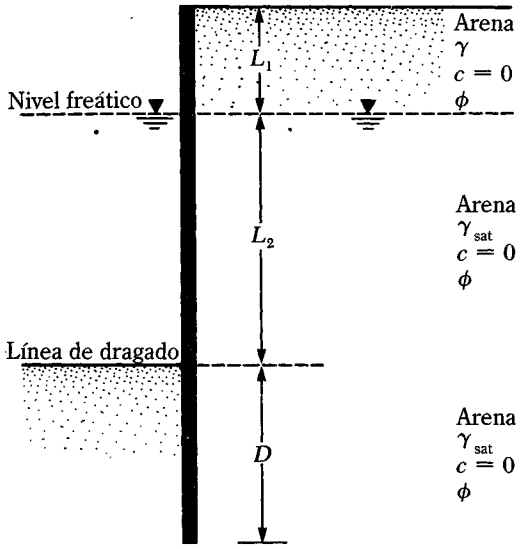
Cantidad requerida	Ec. no.	Ecuación y cálculo
K_a	–	$\tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{32}{2}\right) = 0.307$
K_p	–	$\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 + \frac{32}{2}\right) = 3.25$
p_1	8.1	$\gamma L_1 K_a = (15.9)(2)(0.307) = 9.763 \text{ kN/m}^2$
p_2	8.2	$(\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_a = [(15.9)(2) + (19.33 - 9.81)(3)](0.307) = 18.53 \text{ kN/m}^2$
L_3	8.6	$\frac{p_2}{\gamma'(K_p - K_a)} = \frac{18.53}{(19.33 - 9.81)(3.25 - 0.307)} = 0.66\text{m}$
P	–	$\frac{1}{2}p_1 L_1 + p_1 L_2 + \frac{1}{2}(p_2 - p_1)L_2 + \frac{1}{2}p_2 L_3$ $= (\frac{1}{2})(9.763)(2) + (9.763)(3) + (\frac{1}{2})(18.53 - 9.763)(3) + (\frac{1}{2})(18.53)(0.66)$ $= 9.763 + 29.289 + 13.151 + 6.115 = 58.32 \text{ kN/m}$
$\bar{z}$	–	$\frac{\sum M_E}{P} = \frac{1}{58.32}\left[\begin{matrix}9.763(0.66 + 3 + \frac{2}{3}) + 29.289(0.66 + (\frac{3}{2}) \\ + 13.151(0.66 + \frac{3}{3}) + 6.115(0.66 \times \frac{2}{3})\end{matrix}\right] = 2.23 \text{ m}$
p_5	8.11	$(\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_p + \gamma' L_3(K_p - K_a) = [(15.9)(2) + (19.33 - 9.81)(3)](3.25)$ $+ (19.33 - 9.81)(0.66)(3.25 - 0.307) = 214.66 \text{ kN/m}^2$
A_1	8.17	$\frac{p_5}{\gamma'(K_p - K_a)} = \frac{214.66}{(19.33 - 9.81)(3.25 - 0.307)} = 7.66$
A_2	8.18	$\frac{8P}{\gamma'(K_p - K_a)} = \frac{(8)(58.32)}{(19.33 - 9.81)(3.25 - 0.307)} = 16.65$
A_3	8.19	$\frac{6P[2\bar{z}\gamma'(K_p - K_a) + p_5]}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2}$ $= \frac{(6)(58.32)[(2)(2.23)(19.33 - 9.81)(3.25 - 0.307) + 214.66]}{(19.33 - 9.81)^2(3.25 - 0.307)^2} = 151.93$
A_4	8.20	$\frac{P[6\bar{z}p_5 + 4P)}{\gamma'^2(K_p - K_a)^2} = \frac{58.32[(6)(2.23)(214.66) + (4)(58.32)]}{(19.33 - 9.81)^2(3.25 - 0.307)^2} = 230.72$
L_4	8.16	$L_4^4 + A_1 L_4^3 - A_2 L_4^2 - A_3 L_4 - A_4 = 0$ $L_4^4 + 7.66 L_4^3 - 16.55 L_4^2 - 151.93 L_4 - 230.72 = 0;\ L_4 \approx 4.8\text{m}$

$$D_{\text{teórico}} = L_3 + L_4 = 0.66 + 4.8 = \mathbf{5.46\ m}$$

Parte b

Longitud total de las tablaestacas,

$$L_1 + L_2 + 1.3\,(L_3 + L_4) = 2 + 3 + 1.3\,(5.46) = \mathbf{12.1m}$$



▼ FIGURA 8.8

Parte c

Cantidad requerida	Ec. no.	Ecuación y cálculo
z'	8.21	$\sqrt{\frac{2P}{(K_p - K_a)\gamma'}} = \sqrt{\frac{(2)(58.32)}{(3.25 - 0.307)(19.33-9.81)}} = 2.04$ m
$M_{máx}$	8.22	$P(\bar{z} + z') - \left[\frac{1}{2}\gamma' z'^2(K_p - K_a)\right]\frac{z'}{3} = (58.32)(2.23 + 2.04)$ $- \left[\left(\frac{1}{2}\right)(19.33 - 9.81)(2.04)^2(3.25 - 0.307)\right]\frac{2.04}{3} = 209.39$ kN · m/m
S	8.29	$\frac{M_{máx}}{\sigma_{adm}} = \frac{209.39\text{kN·m}}{172 \times 10^3\ \text{kN/m}^2} = \mathbf{1.217 \times 10^{-3}\ m^3/m}$ **de tablaestaca**

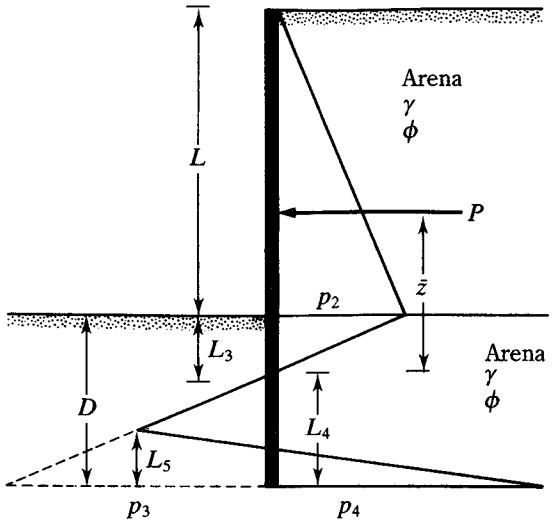
▲

8.5 CASOS ESPECIALES DE MUROS EN VOLADIZO (EN SUELO ARENOSO)

Veremos a continuación dos casos especiales de la formulación matemática mostrada en la sección 8.4.

Caso 1: Tablaestacado en ausencia de un nivel freático

En ausencia de un nivel freático, el diagrama de presión neta sobre el tablaestacado en voladizo será como muestra la figura 8.9, que es una versión modificada de la figura 8.7. En este caso,



▼ **FIGURA 8.9** Tablaestaca hincada en un suelo arenoso en ausencia de un nivel freático

$$p_2 = yLK_a \tag{8.24}$$

$$p_3 = L_4(K_p - K_a)\gamma \tag{8.25}$$

$$p_4 = p_5 + \gamma L_4 (K_p - K_a) \tag{8.26}$$

$$p_5 = \gamma LK_p + \gamma L_3(K_p - K_a) \tag{8.27}$$

$$L_3 = \frac{p_2}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{LK_a}{(K_p - K_a)} \tag{8.28}$$

$$P = \tfrac{1}{2} p_2 L + \tfrac{1}{2} p_2 L_3 \tag{8.29}$$

$$\bar{z} = L_3 + \frac{L}{3} = \frac{LK_a}{K_p - K_a} + \frac{L}{3} = \frac{L(2K_a + K_p)}{3(K_p - K_a)} \tag{8.30}$$

y la Ec. (8.16) se transforma en

$$L_4^4 + A_1' L_4^3 - A_2' L_4^2 - A_3' L_4 - A_4' = 0 \tag{8.31}$$

donde

$$A_1' = \frac{p_5}{\gamma(K_p - K_a)} \tag{8.32}$$

$$A_2' = \frac{8p}{\gamma(K_p - K_a)} \tag{8.33}$$

$$A_3' = \frac{6P[2\bar{z}\gamma(K_p - K_a) + p_5]}{\gamma^2(K_p - K_a)^2} \tag{8.34}$$

$$A_4' = \frac{P(6\bar{z}p_5 + 4P)}{\gamma^2(K_p - K_a)^2} \tag{8.35}$$

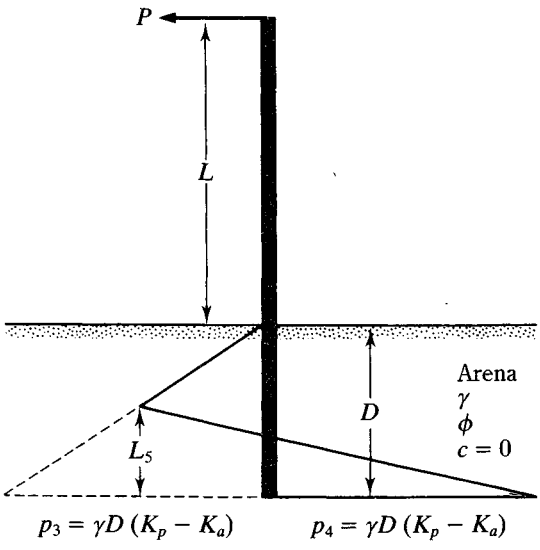
Caso 2: Tablaestacado en voladizo libre

La figura 8.10 muestra un tablaestacado en voladizo libre en suelo arenoso y sometido a una línea de carga P por unidad de longitud del tablaestacado. Para este caso,

$$D^4 - \left[\frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)}\right]D^2 - \left[\frac{12PL}{\gamma(K_p - K_a)}\right]D - \left[\frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)}\right]^2 = 0 \tag{8.36}$$

y

$$L_5 = \frac{\gamma(K_p - K_a)D^2 - 2P}{2D(K_p - K_a)\gamma} \tag{8.37}$$



▼ **FIGURA 8.10** Tablaestaca en voladizo libre hincada en un estrato de arena

$$M_{\text{máx}} = P(L + z') - \frac{\gamma z'^3(K_p - K_a)}{6} \tag{8.38}$$

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{\gamma'(K_p - K_a)}} \tag{8.39}$$

▼ EJEMPLO 8.2

Resuelva las partes a y b del ejemplo 8.1 suponiendo la ausencia de un nivel freático. Use $\gamma = 15.9$ kN/m^3 y $\phi = 32°$. *Nota*: $L = 5$ m.

Solución:

Parte a

Cantidad requerida	Ec. no.	Ecuación y cálculo
K_a	—	$\tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{32}{2}\right) = 0.307$
K_p	—	$\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 + \frac{32}{2}\right) = 3.25$
p_2	8.24	$\gamma L K_a = (15.9)(5)(0.307) = 24.41$ kN/m^2
L_3	8.28	$\frac{LK_a}{K_p - K_a} = \frac{(5)(0.307)}{3.25 - 0.307} = 0.521$ m
p_5	8.27	$\gamma L K_p + \gamma L_3 (K_p - K_a) = (15.9)(5)(3.25) + (15.9)(0.521)(3.25 - 0.307)$ $= 282.76$ kN/m^2
P	8.29	$\frac{1}{2} p_2 L + \frac{1}{2} p_2 L_3 = \frac{1}{2} p_2 (L + L_3) = (\frac{1}{2})(24.41)(5 + 0.521) = 67.38$ kN/m
$\bar{z}$	8.30	$\frac{L(2K_a - K_p)}{3(K_p - K_a)} = \frac{5\,[(2)(0.307) + 3.25]}{3\,(3.25 - 0.307)} = 2.188$m
A'_1	8.32	$\frac{p_5}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{282.76}{(15.9)(3.25 - 0.307)} = 6.04$
A'_2	8.33	$\frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{(8)(67.38)}{(15.9)(3.25 - 0.307)} = 11.52$
A'_3	8.34	$\frac{6P[2\bar{z}\gamma(K_p - K_a) + p_5]}{\gamma^2(K_p - K_a)^2}$ $= \frac{(6)(67.38)[(2)(2.188)(15.9)(3.25 - 0.307) + 282.76]}{(15.9)^2(3.25 - 0.307)^2} = 90.01$
A'_4	8.35	$\frac{P(6\bar{z}p_5 + 4P)}{\gamma^2(K_p - K_a)^2} = \frac{(67.38)[(6)(2.188)\,(282.76) + (4)(67.38)]}{(15.9)^2(3.25 - 0.307)^2} = 122.52$
L_4	8.31	$L_4^4 + A'_1 L_4^3 - A'_2 L_4^2 - A'_3 L_4 - A'_4 = 0$ $L_4^4 + 6.04 L_4^3 - 11.52 L_4^2 - 90.01 L_4 - 122.52 = 0$; $L_4 \approx 4.1$ m

$$D_{\text{teórico}} = L_3 + L_4 = 0.521 + 4.1 = \mathbf{4.7m}$$

Parte b

Longitud total, $L + 1.3(D_{\text{teórico}}) = 5 + 1.3(4.7) = \mathbf{11.11m}$ ▲

▼ EJEMPLO 8.3

Refiérase a la figura 8.10. Para $L = 15$ pies, $\gamma = 110$ lb/pies^3, $\phi = 30°$ y $P = 2000$ lb/pies, determine

a. La profundidad teórica de penetración D
b. El momento máximo $M_{\text{máx}}$ (lb-pie/pie)

Solución:

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 + \frac{30}{2}\right) = 3$$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = \frac{1}{3}$$

$$K_p - K_a = 3 - 0.333 = 2.667$$

Parte a

De la Ec. (8.36),

$$D^4 - \left[\frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)}\right]D^2 - \left[\frac{12PL}{\gamma(K_p - K_a)}\right]D - \left[\frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)}\right]^2 = 0$$

y

$$\frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{(8)(2000)}{(110)(2.667)} = 54.54$$

$$\frac{12PL}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{(12)(2000)(15)}{(110)(2.667)} = 1227.1$$

$$\frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{(2)(2000)}{(110)(2.667)} = 13.63$$

por lo que

$$D^4 - 54.54D^2 - 1227.1D - (13.63)^2 = 0$$

De la Ec. anterior, $D \approx \mathbf{12.5\ pies}$

Parte b

De la Ec. (8.39),

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)}} = \sqrt{\frac{(2)(2000)}{(110)(2.667)}} = 3.69 \text{ pies}$$

De la Ec. (8.38),

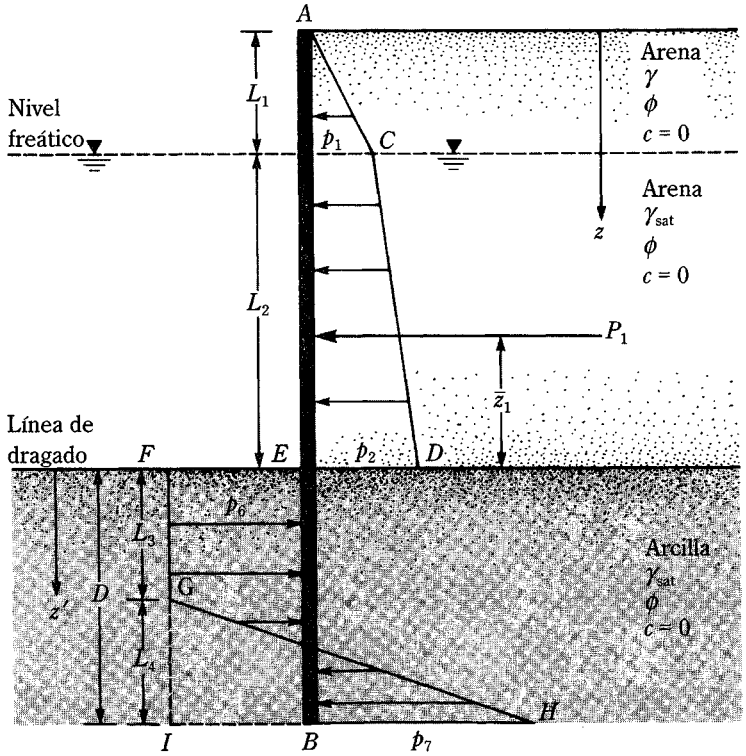
$$M_{máx} = P(L + z') - \frac{\gamma z'^3 (K_p - K_a)}{6}$$

$$= (2000)\,(15 + 3.69) - \frac{(110)(3.69)^3(2.667)}{6}$$

$$= 37{,}380 - 2456.65 \approx \mathbf{34{,}923\ lb\text{-}pie/pie}$$ ▲

8.6 TABLAESTACA EN VOLADIZO EN ARCILLA

En algunas ocasiones, las tablaestacas deben hincarse en un estrato de arcilla que tiene una cohesión c no drenada (concepto $\phi = 0$). El diagrama neto de presiones será algo diferente del mostrado en la figura 8.7a. La figura 8.11 muestra una tablaestaca en voladizo hincada en arcilla con un relleno de suelo granular arriba del nivel de la línea de dragado. El nivel freático está a una profundidad L_1 debajo de la parte superior de la tablaestaca. Igual que antes, las ecuaciones.(8.1) y (8.2) dan la intensidad de las presiones netas p_1 y p_2 y entonces se dibuja el diagrama de distribución de presiones arriba del nivel de la línea de dragado. El diagrama de la distribución neta de presiones debajo de la línea de dragado ahora se determina como sigue.



▼ **FIGURA 8.11** Tablaestaca en voladizo hincada en arcilla

A cualquier profundidad mayor que $L_1 + L_2$, para $\phi = 0$, el coeficiente de presión activa de Rankine $K_a = 1$. Similarmente, para la condición $\phi = 0$, el coeficiente de presión pasiva $K_p = 1$. Entonces, arriba del punto de rotación (punto O en la figura 8.6a), la presión activa, p_a, de derecha a izquierda es

$$p_a = [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{sat}(z - L_1 - L_2)] - 2c \tag{8.40}$$

Similarmente, la presión pasiva p_p de izquierda a derecha se expresa como

$$p_p = \gamma_{sat}(z - L_1 - L_2) + 2c \tag{8.41}$$

La presión neta es entonces

$$\begin{aligned} p_6 &= p_p - p_a = [\gamma_{sat}(z - L_1 - L_2) + 2c] \\ &\quad - [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{sat}(z - L_1 - L_2) + 2c \\ &= 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \end{aligned} \tag{8.42}$$

En el fondo de la tablaestaca, la presión pasiva de derecha a izquierda es

$$p_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{sat} D) + 2c \tag{8.43}$$

Similarmente, la presión activa de izquierda a derecha es

$$p_a = \gamma_{sat} D - 2c \tag{8.44}$$

Por consiguiente, la presión neta es

$$p_7 = p_p - p_a = 4c + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \tag{8.45}$$

Por equilibrio, $\Sigma F_H = 0$, es decir, área del diagrama de presión $ACDE$ – área de $EFIB$ + área de $GIH = 0$, o

$$P_1 - [4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)]\, D + \tfrac{1}{2} L_4 [4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 4c + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] = 0$$

donde P_1 = área del diagrama de presión $ACDE$

Simplificando la ecuación anterior se obtiene

$$L_4 = \frac{D\,[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - P_1}{4c} \tag{8.46}$$

Ahora, tomando momentos respecto al punto B, $\Sigma M_B = 0$, resulta

$$P_1 - (D + \bar{z}_1) - [4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)]\, \frac{D^2}{2} + \frac{1}{2} L_4 (8c) \left(\frac{L_4}{3}\right) = 0 \tag{8.47}$$

donde $\bar{z}_1$ = distancia al centro de presión del diagrama de presión $ACDE$ medida desde el nivel de la línea de dragado

Combinando las Ecs. (8.46) y (8.47) se obtiene

$$D^2 [4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\bar{z}_1)}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 2c} = 0 \tag{8.48}$$

De la ecuación (8.48) se despeja la profundidad teórica D de penetración del estrato de arcilla por la tablaestaca.

Procedimiento paso a paso para obtener el diagrama de presión

1. Calcule $K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$ para el suelo granular (relleno).
2. Obtenga p_1 y p_2 [ecuaciones (8.1) y (8.2)].
3. Calcule P_1 y $\bar{z}_1$
4. Use la ecuación (8.48) para obtener el valor teórico de D.
5. Usando la ecuación (8.46), calcule L_4.
6. Calcule p_6 y p_7 [ecuaciones (8.42) y (8.45)].
7. Dibuje el diagrama de distribución de presiones como muestra la figura 8.11.
8. La profundidad real de penetración es

$$D_{\text{real}} = 1.4 \text{ a } 1.6\ (D_{\text{teórica}})$$

Momento flexionante máximo

De acuerdo con la figura 8.11, el momento máximo (fuerza cortante nula) ocurrirá entre $L_1 + L_2 < z < L_1 + L_2 + L_3$. Usando un nuevo sistema coordenado z' ($z' = 0$ en la línea de dragado) para la fuerza cortante nula, se obtiene

$$P_1 - p_6 z' = 0$$

o

$$z' = \frac{P_1}{p_6} \tag{8.49}$$

Ahora se obtiene la magnitud del momento máximo:

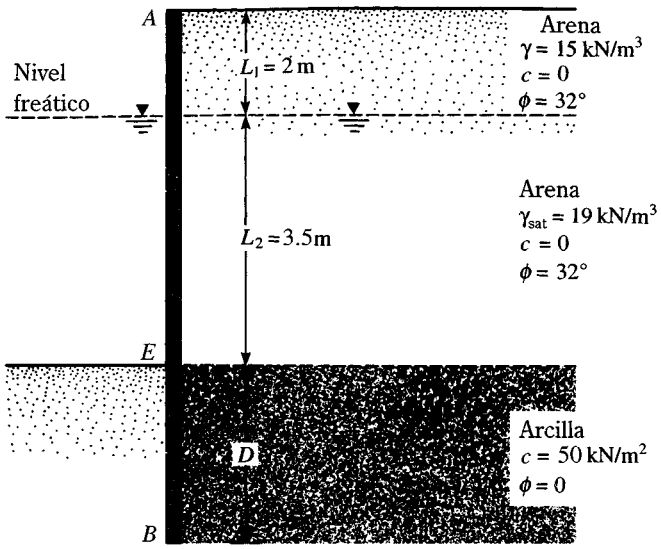
$$M_{\text{máx}} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{p_6 z'^2}{2} \tag{8.50}$$

Conocido el momento flexionante máximo, determinamos el módulo de sección de la tablaestaca con la ecuación (8.23).

▼ EJEMPLO 8.4

Refiérase a la figura 8.12. Para la tablaestaca, determine

a. Profundidad teórica y real de penetración. Use $D_{\text{real}} = 1.5D_{\text{teoría}}$.
b. Tamaño mínimo de sección de tablaestaca necesaria. Use $\sigma_{\text{adm}} = 172 \text{ MN/m}^2$.



▼ FIGURA 8.12

Solución:

Parte a

Refiérase al diagrama de presión mostrado en la figura 8.11.

Cantidad requerida	Éc. no.	Ecuación y cálculo
K_a	–	$\tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{32}{2}\right) = 0.307$
p_1	8.1	$\gamma L_1 K_a = (15)(2)(0.307) = 9.21\text{kN/m}^2$
p_2	8.2	$(\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_a = [(15)(2) + (19 - 9.81)(3.5)](0.307) = 19.08\ \text{kN/m}^2$
P_1	–	$\frac{1}{2}p_1 L_1 + p_1 L_2 + \frac{1}{2}(p_2 - p_1)L_2$ $= (\frac{1}{2})(9.21)(2) + (9.21)(3.5) + (\frac{1}{2})(19.08 - 9.21)(3.5)$ $= 9.21 + 32.24 + 17.27 = 58.72\ \text{kN/m}$
$\bar{z}_1$	–	$\frac{\Sigma M_E}{P_1} = \frac{1}{58.72}\left[9.21\left(3.5 + \frac{2}{3}\right) + 32.24\left(\frac{3.5}{2}\right) + (17.27)\left(\frac{3.5}{3}\right)\right] = 1.957\text{m}$
$D_{\text{teórica}}$	8.48	$D^2[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12\,c\bar{z}_1)}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 2c}$ $D^2\{(4)(50) - [(15)(2) + (19 - 9.81)(3.5)]\} - (2)(D)(58.72)$ $- \frac{58.72[58.72 + (12)(50)(1.957)]}{[(15)(2) + (19 - 9.81)(3.5)] + (2)(50)} = 0$ $137.84D^2 - 117.44D - 446.44 = 0; \quad D \approx \mathbf{2.3\ m}$
D_{real}	–	$1.5D_{\text{teórica}} = (1.5)(2.3) = \mathbf{3.45\ m}$

Parte b

Cantidad requerida	Ec. no.	Ecuación y cálculo
z'	8.49	$\frac{P_1}{p_6} = \frac{P_1}{4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)} = \frac{58.72}{(4)(50) - [(15)(2) + (19 - 9.81)(3.5)]} = 0.426$ m
$M_{máx}$	8.50	$P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{p_6 z'^2}{2} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)]\, z'^2}{2}$
		$= (58.72)(0.426 + 1.957) - \frac{\{(4)(50) - [(15)(2) + (19 - 9.81)(3.5)]\}(0.426)^2}{2}$
		$= 127.42$ kN·m/m
S	—	$\frac{M_{máx}}{\sigma_{adm}} = \frac{127.42}{172 \times 10^3} = \mathbf{0.741 \times 10^{-3}\ m^3/m}$ de tablaestaca

▲

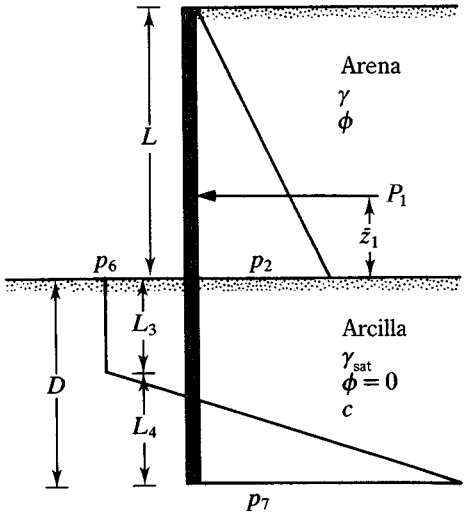
8.7 CASOS ESPECIALES DE TABLAESTACAS (EN ARCILLA)

Igual que en la sección 8.5, se obtienen relaciones para los casos especiales de muros de tablaestacas en voladizo hincadas en arcilla.

Caso 1: Muro de tablaestaca en ausencia de nivel freático

Con referencia a la figura 8.13, se tiene:

$$p_2 = \gamma L K_a \tag{8.51}$$



▼ **FIGURA 8.13** Tablaestaca hincada en arcilla

$$p_6 = 4c - \gamma L \tag{8.52}$$

$$p_7 = 4c + \gamma L \tag{8.53}$$

$$P_1 = \tfrac{1}{2} L p_2 = \tfrac{1}{2} \gamma L^2 K_a \tag{8.54}$$

$$L_4 = \frac{D(4c - \gamma L) - \frac{1}{2}\gamma L^2 K_a}{4c} \tag{8.55}$$

La profundidad teórica de penetración, D, se calcula [similar a la Ec. (8.48)] como

$$\boxed{D^2(4c - \gamma L) - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\bar{z}_1)}{\gamma L + 2c} = 0} \tag{8.56}$$

donde $\bar{z}_1 = \dfrac{L}{3}$ (8.57)

La magnitud del momento máximo en la tablaestaca es

$$\boxed{M_{\text{máx}} = P_1(z' + \bar{z}_1) - \frac{p_6 z'^2}{2}} \tag{8.58}$$

donde $z' = \dfrac{P_1}{p_6} = \dfrac{\frac{1}{2}\gamma L^2 K_a}{4c - \gamma L}$ (8.59)

Caso 2: Muro de tablaestaca en voladizo libre hincada en arcilla

La figura 8.14 muestra un muro de tablaestaca en voladizo hincada en un estrato de arcilla y sometida a una línea de carga P por unidad de longitud. Para este caso,

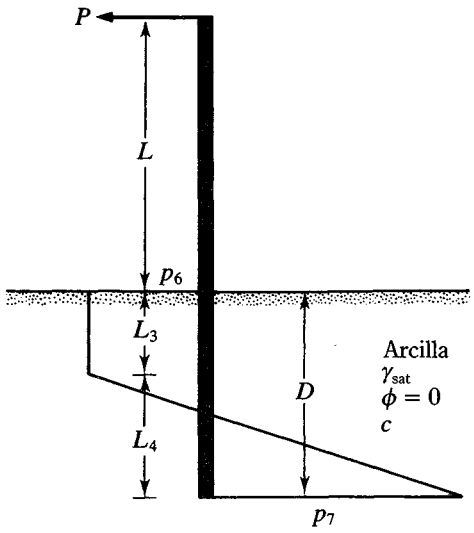
$$p_6 = p_7 = 4c \tag{8.60}$$

La profundidad de penetración, D, se obtiene de la expresión

$$\boxed{4D^2c - 2PD - \frac{P(P + 12cL)}{2c} = 0} \tag{8.61}$$

Note que, para la construcción del diagrama de presiones,

$$L_4 = \frac{4cD - P}{4c} \tag{8.62}$$



▼ **FIGURA 8.14** Tablaestaca en voladizo libre hincada en arcilla

$$M_{máx} = P(L + z') - \frac{4cz'^2}{2} \tag{8.63}$$

$$z' = \frac{P}{4c} \tag{8.64}$$

▼ EJEMPLO 8.5

Refiérase al muro de tablaestaca en voladizo mostrado en la figura 8.14 para el cual $P = 32$ kN/m, $L = 3.5$ m y $c = 12$ kN/m^2. Calcule la profundidad teórica de penetración.

Solución: De la Ec. (8.61),

$$4D^2c - 2PD - \frac{P(P + 12cL)}{2c} = 0$$

$$(4)(D^2)(12) - (2)(32)(D) - \frac{32[32 + (12)(12)(3.5)]}{(2)(12)} = 0$$

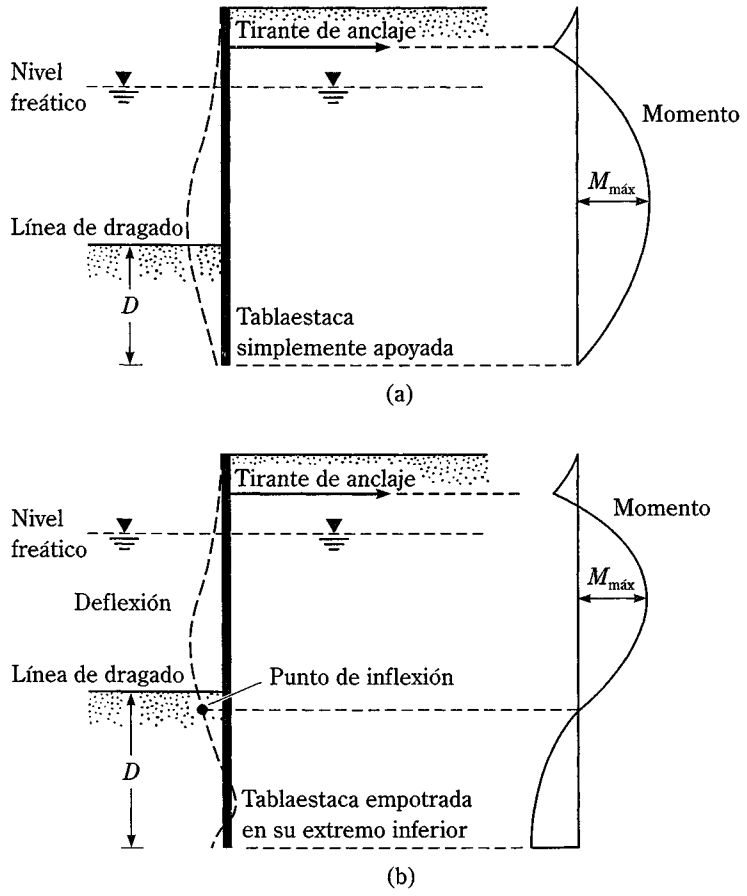
$$48D^2 - 64D - 714.7 = 0$$

Por consiguiente $D \approx$ **4.6 m.** ▲

8.8 MURO CON TABLAESTACA ANCLADA. GENERALIDADES

Cuando la altura del material de relleno detrás de un muro de tablaestaca en voladizo excede aproximadamente 20 pies (≈ 6 m), resulta más económico conectar la parte superior de la tablaestaca a placas de anclaje, muros de anclaje o pilotes de anclaje, denominándose *tablaestaca anclada*. Las anclas minimizan la profundidad de penetración requerida para la tablaestaca y también reducen el área de la sección transversal y peso de las tablaestacas necesarias para la construcción. Sin embargo, los tirantes y anclas deben ser cuidadosamente diseñados.

Los dos métodos básicos de diseño de tablaestacas ancladas son (a) de *soporte libre* y (b) de *soporte empotrado*. La figura 8.15 muestra la naturaleza supuesta de la deflexión de las tablaestacas en los dos sistemas.



▼ **FIGURA 8.15** Variación de la deflexión y del momento en tablaestacas ancladas: (a) método de soporte libre; (b) método de soporte empotrado

El método de soporte libre implica una profundidad de penetración mínima. Debajo de la línea de dragado no existe un punto pivote para el sistema estático. La variación del momento flexionante con la profundidad para ambos métodos se muestra también en la figura 8.15. Note que

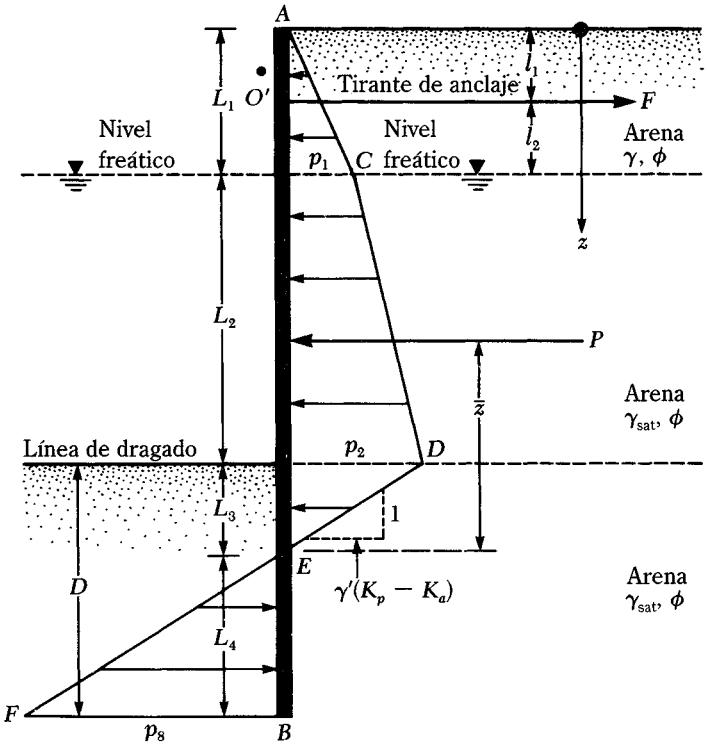
$$D_{\text{libre}} < D_{\text{fija}}$$

8.9 MÉTODO DEL SOPORTE LIBRE PARA TABLAESTACAS EN SUELO ARENOSO

La figura 8.16 muestra un muro con tablaestaca anclada con relleno de suelo granular hincada también en suelo granular. El tirante de anclaje que conecta la tablaestaca con el ancla se localiza a una profundidad l_1 debajo de la parte superior del muro de tablaestaca.

El diagrama de presión neta arriba de la línea de dragado es similar a la que muestra la figura 8.7. A la profundidad $z = L_1$, $p_1 = \gamma L_1 K_a$; y a $z = L_1 + L_2$, $p_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_a$. Debajo de la línea de dragado, la presión neta será cero en $z = L_1 + L_2 + L_3$. La relación para L_3 se da por la ecuación (8.6), o

$$L_3 = \frac{p_2}{\gamma'(K_p - K_a)}$$



▼ **FIGURA 8.16** Tablaestaca anclada hincada en arena

En $z = (L_1 + L_2 + L_3 + L_4)$, la presión neta está dada por

$$p_8 = \gamma'(K_p - K_a)L_4 \tag{8.65}$$

Note que la pendiente de la línea *DEF* es 1 vertical a $\gamma'(K_p - K_a)$ horizontal.

Para equilibrio de la tablaestaca, Σ fuerzas horizontales = 0 y Σ momentos respecto a $O' = 0$. (*Nota*: El punto O' está localizado al nivel del tirante.)

Sumando las fuerzas en la dirección horizontal (por unidad de longitud de la tablaestaca), resulta

Área del diagrama de presiones *ACDE* — área de *EBF* – $F = 0$

donde F = tensión en el tirante / unidad de longitud de la tablaestaca, o

$$P - \tfrac{1}{2} p_8 L_4 - F = 0$$

o

$$\boxed{F = P - \tfrac{1}{2}[\gamma'(K_p - K_a)]L_4^2} \tag{8.66}$$

donde P = área del diagrama de presiones *ACDE*

Ahora, tomando momentos respecto al punto O' se obtiene

$$-P[(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + l_1)] + \tfrac{1}{2}[\gamma'(K_p - K_a)]L_4^2(l_2 + L_2 + L_3 + \tfrac{2}{3}L_4) = 0$$

o

$$\boxed{L_4^3 + 1.5L_4^2(l_2 + L_2 + L_3) - \frac{3P[(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + l_1)]}{\gamma'(K_p - K_a)} = 0} \tag{8.67}$$

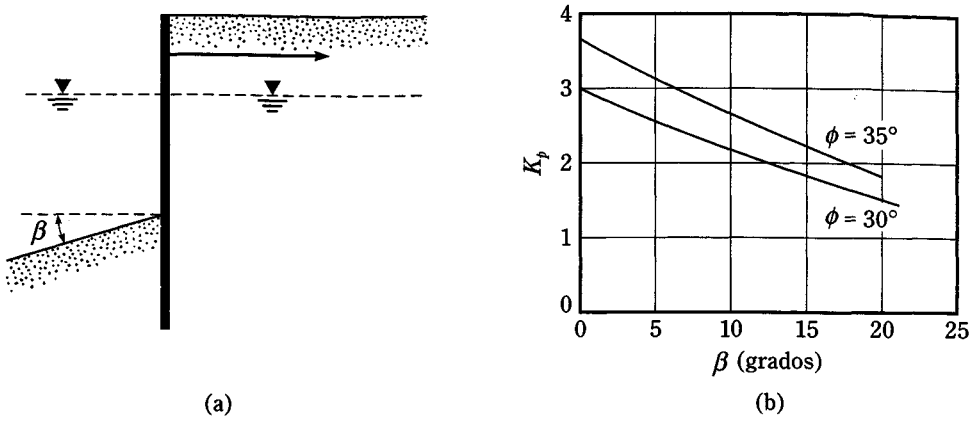
La ecuación (8.67) se resuelve por tanteos para determinar la profundidad teórica L_4:

$$D_{\text{teórica}} = L_3 + L_4$$

La profundidad teórica se incrementa entre 30% y 40% en la construcción real, o

$$D_{\text{real}} = 1.3 \text{ a } 1.4\, D_{\text{teórica}} \tag{8.68}$$

El procedimiento paso a paso en la sección 8.4 indica que un factor de seguridad se aplica a K_p al principio [es decir, $K_{p(\text{diseño})} = K_p/FS$]. Si se procede así, no hay necesidad



▼ **FIGURA 8.17** (a) Tablaestaca anclada con línea de dragado inclinada; (b) variación de K_p con β y ϕ

de incrementar la profundidad teórica en 30%–40%. Este enfoque es a menudo más conservador.

El momento teórico máximo al que estará sometida la tablaestaca ocurre a una profundidad entre $z = L_1$ y $z = L_1 + L_2$. La profundidad, z, para cortante cero y por tanto momento máximo, se evalúa con

$$\tfrac{1}{2} p_1 L_1 - F + p_1(z - L_1) + \tfrac{1}{2} K_a \gamma' (z - L_1)^2 = 0 \tag{8.69}$$

Una vez determinado el valor de z, la magnitud del momento máximo se obtiene fácilmente. El procedimiento para determinar la capacidad de sostén de las anclas se trata en las secciones 8.16 y 8.17.

En algunos casos, la línea de dragado está inclinada un ángulo β con respecto a la horizontal, como muestra la figura 8.17a. En ese caso, el coeficiente de presión pasiva no será igual a $\tan^2(45° + \phi/2)$. Las variaciones de K_p (Coulomb, para ángulo de fricción de la pared igual a cero) con β para $\phi = 30°$ y 35° se muestran en la figura 8.17b. Con esos valores de K_p, el procedimiento descrito arriba se usa para determinar la profundidad de penetración D.

▼ EJEMPLO 8.6

Refiérase a la figura 8.16. Se dan: $L_1 = 3.05$ m, $L_2 = 6.1$ m, $l_1 = 1.53$ m, $l_2 = 1.52$ m, $c = 0$, ϕ 30°, $\gamma = 16$ kN/m³ y $\gamma_{sat} = 19.5$ kN/m³.

a. Determine las profundidades teórica y real de penetración. Nota: $D_{real} = 1.3 D_{teórica}$
b. Encuentre la fuerza en el ancla por unidad de longitud de la tablaestaca.

Solución:

Parte a

Cantidad requerida	Ec. no.	Ecuación y cálculo
K_a	–	$\tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = \frac{1}{3}$
K_p	–	$\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 + \frac{30}{2}\right) = 3$
$K_a - K_p$	–	$3 - 0.333 = 2.667$
γ'	–	$\gamma_{sat} - \gamma_w = 19.5 - 9.81 = 9.69\ \text{kN/m}^3$
p_1	8.1	$\gamma L_1 K_a = (16)(3.05)(\frac{1}{3}) = 16.27\ \text{kN/m}^2$
p_2	8.2	$(\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_a = [(16)(3.05) + (9.69)(6.1)]\frac{1}{3} = 35.97\ \text{kN/m}^2$
L_3	8.6	$\frac{p_2}{\gamma'(K_p - K_a)} = \frac{35.97}{(9.69)(2.667)} = 1.39\ \text{m}$
P	–	$\frac{1}{2}p_1L_1 + p_1L_2 + \frac{1}{2}(p_2 - p_1)L_2 + \frac{1}{2}p_2L_3 = (\frac{1}{2})(16.27)(3.05)$ $+ (16.27)(6.1) + (\frac{1}{2})(35.97 - 16.27)(6.1) + (\frac{1}{2})(35.97)(1.39)$ $= 24.81 + 99.25 + 60.01 + 25.0 = 209.07\ \text{kN/m}$
$\bar{z}$	–	$\frac{\Sigma M_E}{P} = \left[\begin{array}{l}(24.81)\left(1.39 + 6.1 + \frac{3.05}{3}\right) + (99.25)\left(1.39 + \frac{6.1}{2}\right) \\ + (60.01)\left(1.39 + \frac{6.1}{3}\right) + (25.0)\left(\frac{2 \times 1.39}{3}\right)\end{array}\right]\frac{1}{209.07} = 4.21\ \text{m}$
L_4	8.67	$L_4^3 + 1.5L_4^2(l_2 + L_2 + L_3) - \frac{3P[(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + l_1)]}{\gamma'(K_p - K_a)} = 0$ $L_4^3 + 1.5L_4^2(1.52 + 6.1 + 1.39)$ $- \frac{(3)(209.07)[(3.05 + 6.1 + 1.39) - (4.21 + 1.53)]}{(9.69)(2.667)} = 0$ $L_4 = 2.7\ \text{m}$
$D_{teórica}$	–	$L_3 + L_4 = 1.39 + 2.7 = 4.09 \approx \mathbf{4.1\ m}$
D_{real}	–	$1.3D_{teórica} = (1.3)(4.1) = \mathbf{5.33\ m}$

Parte b

$$F = P - \tfrac{1}{2}\gamma'(K_p - K_a)L_4^2$$

$$= 209.07 - (\tfrac{1}{2})(9.69)(2.667)(2.7)^2 = 114.87\ \text{kN/m} \approx \mathbf{115\ kN/m}$$ ▲

8.10 CARTAS DE DISEÑO PARA EL MÉTODO DE SOPORTE LIBRE (EN SUELO ARENOSO)

Usando el método del soporte libre, Hagerty y Nofal (1992) proporcionaron cartas simplificadas de diseño para una estimación rápida de la profundidad, D, de penetración, de la fuerza, F, en el ancla y del momento máximo $M_{máx}$ para muros con tablaestacas

ancladas hincadas en suelo arenoso, como muestra la figura 8.16. Ellos hicieron las siguientes hipótesis en sus análisis.

a. El ángulo de fricción, ϕ, del suelo, arriba y abajo de la línea de dragado es el mismo.
b. El ángulo de fricción entre la tablaestaca y el suelo es $\phi/2$.
c. La presión pasiva de la tierra debajo de la línea de dragado tiene una superficie de falla dada por una espiral logarítmica.
d. Para el cálculo de la presión activa de la tierra, es válida la teoría de Coulomb.

Las magnitudes de D, F y $M_{máx}$ se calculan con las siguientes expresiones:

$$\frac{D}{L_1 + L_2} = (GD)(CDL_1) \tag{8.70}$$

$$\frac{F}{\gamma_a(L_1 + L_2)^2} = (GF)(CFL_1) \tag{8.71}$$

$$\frac{M_{máx}}{\gamma_a(L_1 + L_2)^3} = (GM)(CML_1) \tag{8.72}$$

donde γ_a = peso específico promedio del suelo

$$= \frac{\gamma L_1^2 + (\gamma_{sat} - \gamma_w)L_2^2 + 2\gamma L_1 L_2}{(L_1 + L_2)^2} \tag{8.73}$$

GD = empotramiento adimensional generalizado

$$= \frac{D}{L_1 + L_2} \qquad (\text{para } L_1 = 0 \text{ y } L_2 = L_1 + L_2)$$

GF = fuerza en el ancla generalizada, adimensional

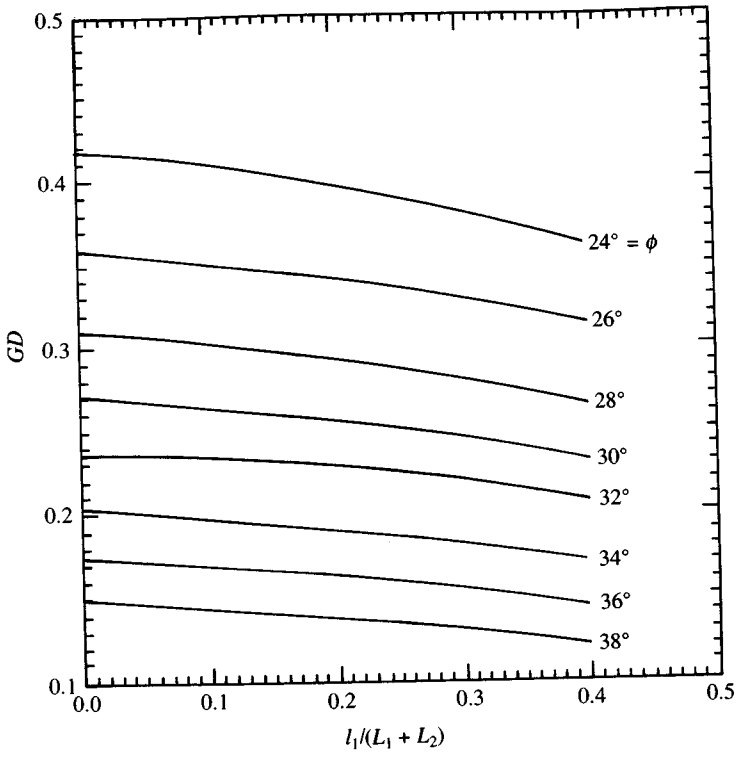
$$= \frac{F}{\gamma_a(L_1 + L_2)^2} \qquad (\text{para } L_1 = 0 \text{ y } L_2 = L_1 + L_2)$$

GM = momento adimensional generalizado

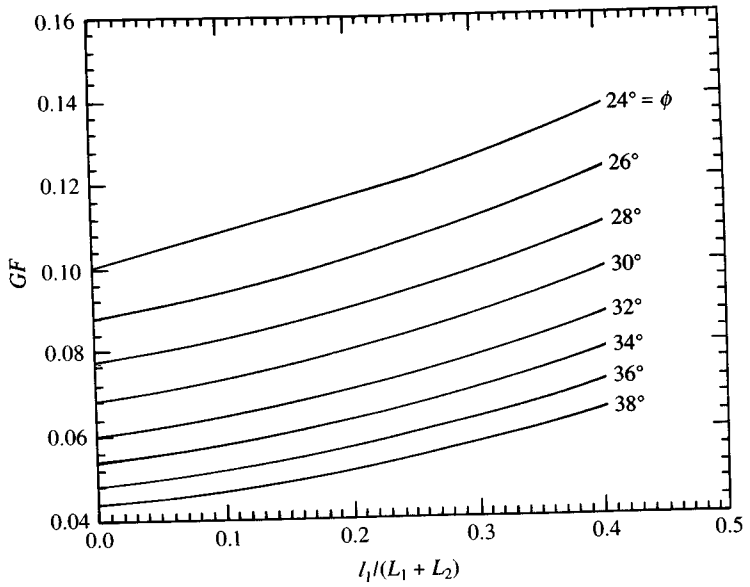
$$= \frac{M_{máx}}{\gamma_a(L_1 + L_2)^3} \qquad (\text{para } L_1 = 0 \text{ y } L_2 = L_1 + L_2)$$

CDL_1, CFL_1, CML_1 = factores de corrección para $L_1 \neq 0$

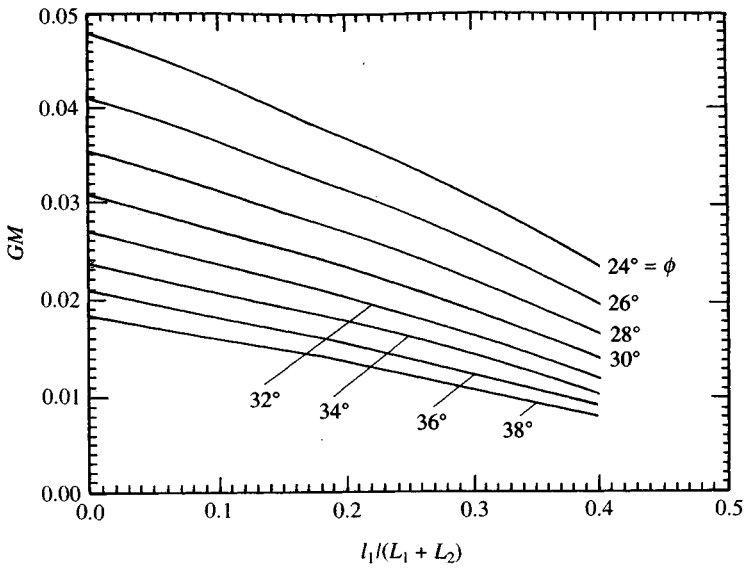
Las variaciones de GD, GF, GM, CDL_1, CFL_1 y CML_1 se muestran en las figuras 8.18, 8.19, 8.20, 8.21, 8.22 y 8.23, respectivamente.



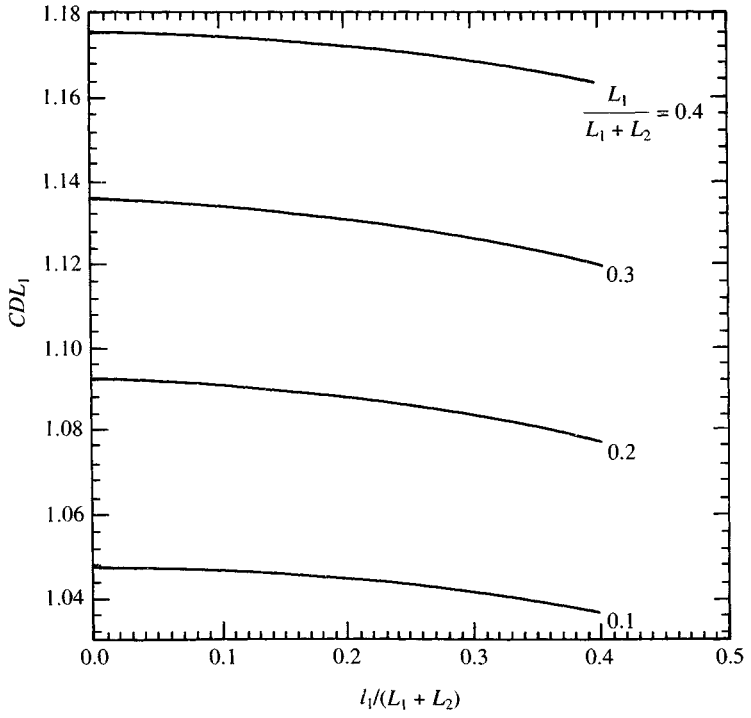
▼ **FIGURA 8.18** Variación de GD con $l_1/(L_1 + L_2)$ y ϕ (según Hagerty y Nofal, 1992)



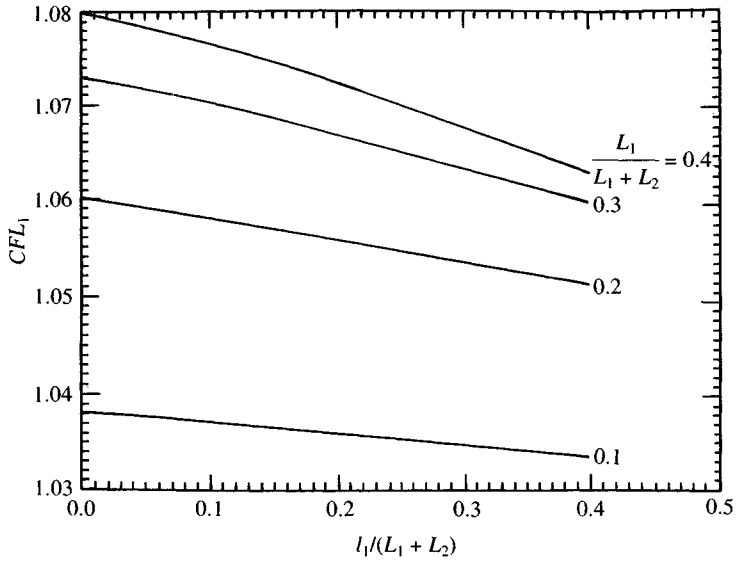
▼ **FIGURA 8.19** Variación de GF con $l_1/(L_1 + L_2)$ y ϕ (según Hagerty y Nofal, 1992)



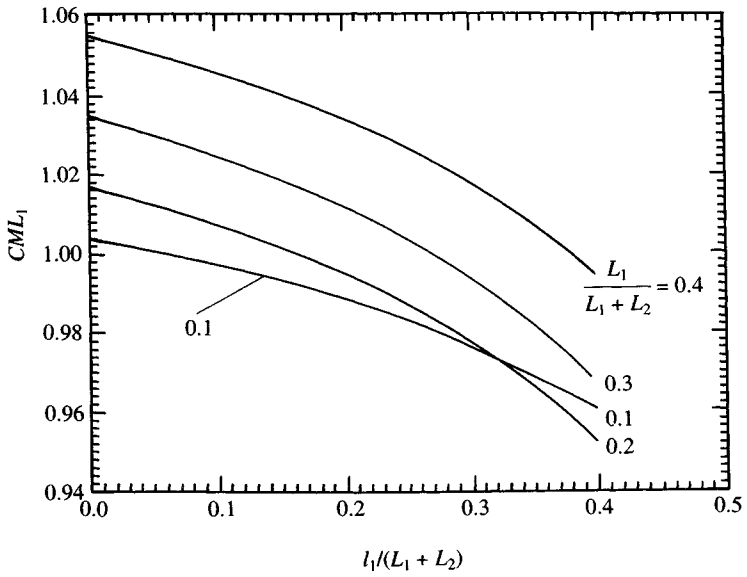
▼ **FIGURA 8.20** Variación de GM con $l_1/(L_1 + L_2)$ y ϕ (según Hagerty y Nofal, 1992)



▼ **FIGURA 8.21** Variación de CDL_1 con $L_1/(L_1 + L_2)$ y $l_1/(L_1 + L_2)$ (según Hagerty y Nofal, 1992)



▼ **FIGURA 8.22** Variación de CFL_1 con $L_1/(L_1 + L_2)$ y $l_1/(L_1 + L_2)$ (según Hagerty y Nofal, 1992)



▼ **FIGURA 8.23** Variación de CML_1 con $L_1/(L_1 + L_2)$ y $l_1/(L_1 + L_2)$ (según Hagerty y Nofal, 1992)

▼ EJEMPLO 8.7

Refiérase a la figura 8.16. Se dan: $L_1 = 2$ m, $L_2 = 3$ m, $l_1 = l_2 = 1$ m, $c = 0$, $\phi = 32°$, $\gamma = 15.9$ kN/m^3, $\gamma_{sat} = 19.33$ kN/m^3. Determine:

a. Profundidades teórica y real de penetración. Nota: $D_{real} = 1.4D_{teórica}$
b. Fuerza en el ancla por unidad de longitud de muro de tablaestaca.
c. Momento máximo $M_{máx}$

Use las cartas presentadas en la sección 8.10.

Solución:

Parte a

De la Ec. (8.70),

$$\frac{D}{L_1 + L_2} = (GD)(CDL_1)$$

$$\frac{l_1}{L_1 + L_2} = \frac{1}{2 + 3} = 0.2$$

De la figura 8.18 para $l_1/(L_1 + L_2) = 0.2$ y $\phi = 32°$, $GD = 0.22$. De la figura 8.21, para

$$\frac{L_1}{L_1 + L_2} = \frac{2}{2 + 3} = 0.4 \text{ y } \frac{l_1}{L_1 + L_2} = 0.2$$

$CDL_1 \approx 1.172$. Entonces

$$D_{teórico} = (L_1 + L_2)(GD)(CDL_1) = (5)(0.22)(1.172) \approx 1.3$$

$$D_{real} \approx (1.4)(1.3) = 1.82 \approx \mathbf{2m}$$

Parte b

De la figura 8.19, para $l_1/(L_1 + L_2) = 0.2$ y $\phi = 32°$, $GF \approx 0.074$. Además, de la figura 8.22, para

$$\frac{L_1}{L_1 + L_2} = \frac{2}{2 + 3} = 0.4, \quad \frac{l_1}{L_1 + L_2} = 0.2, \quad \text{y} \quad \phi = 32°$$

$CFL_1 = 1.073$. De la Ec. (8.73),

$$\gamma_a = \frac{\gamma L_1^2 + \gamma' L_2^2 + 2\gamma L_1 L_2}{(L_1 + L_2)^2}$$

$$= \frac{(15.9)(2)^2 + (19.33 - 9.81)(3)^2 + (2)(15.9)(2)(3)}{(2 + 3)^2} = 13.6 \text{ kN/m}^3$$

Usando la Ec. (8.71) se obtiene

$$F = \gamma_a (L_1 + L_2)^2 (GF)(CFL_1) = (13.6)(5)^2(0.074)(1.073) \approx \mathbf{27\ kN/m}$$

Parte c

De la figura 8.20, para $l_1/(L_1 + L_2) = 0.2$ y $\phi = 32°$, $GM = 0.021$. Además, de la figura 8.23, para

$$\frac{L_1}{L_1 + L_2} = \frac{2}{2 + 3} = 0.4, \quad \frac{l_1}{L_1 + L_2} = 0.2, \quad \text{y} \quad \phi = 32°$$

$CML_1 = 1.036$. Por tanto, de la ecuación (8.72),

$$M_{máx} = \gamma_a (L_1 + L_2)^3 (GM)(CML_1) = (13.6)(5)^3(0.021)(1.036) = \mathbf{36.99\ kN \cdot m/m}$$

Nota: Si este problema se resuelve por el procedimiento descrito en la sección 8.9, se obtienen las siguientes respuestas:

$D_{real} = 2.9$ m

$F = 30.86$ kN/m

$M_{máx} = 43.72$ kN/m

La diferencia entre los resultados se debe principalmente al ángulo supuesto de fricción en la tablaestaca y al método usado para calcular la presión pasiva de la tierra. ▲

8.11 REDUCCIÓN DEL MOMENTO EN MUROS CON TABLAESTACAS ANCLADAS

Las tablaestacas son flexibles y por consiguiente sus paredes ceden (es decir, se desplazan lateralmente), lo que redistribuye la presión lateral de la tierra. Este cambio tiende a reducir el momento flexionante máximo $M_{máx}$, tal como se calcula por el procedimiento delineado en las secciones 8.9 y 8.10. Por esa razón, Rowe (1952, 1957) sugirió un procedimiento para reducir el momento máximo de diseño sobre la tablaestaca *obtenido con el método del soporte libre*. Esta sección analiza el procedimiento de la reducción del momento en tablaestacas *hincadas en arena*.

En la figura 8.24, que es válida para el caso de una tablaestaca hincada en arena, se usa la siguiente notación.

1. H' = altura total de la tablaestaca hincada (es decir, $L_1 + L_2 + D_{real}$)

2. Flexibilidad relativa de la tablaestaca = $\rho = 10.91 \times 10^{-7} \left(\frac{H'^4}{EI}\right)$ (8.74)

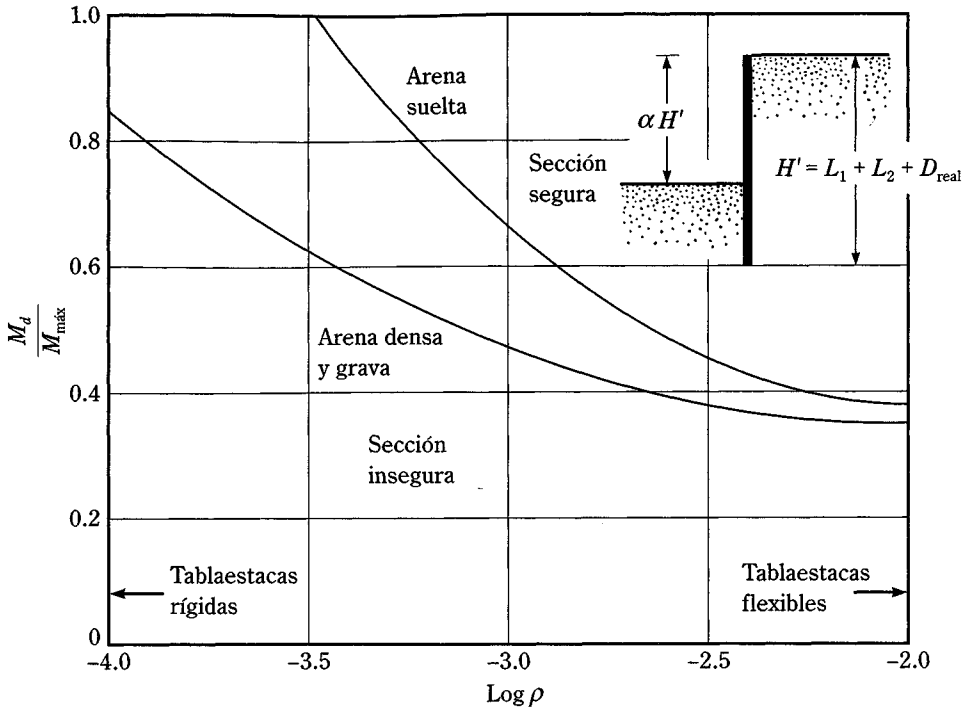
donde H' está en metros
E = módulo de elasticidad del material de la tablaestaca (MN/m^2)
I = momento de inercia de la sección de la tablaestaca por metro de muro (m^4/m de muro)

3. M_d = momento de diseño
4. $M_{máx}$ = momento teórico máximo

En unidades inglesas, la Ec. (8.74) toma la forma

$$\rho = \frac{H'^4}{EI} \tag{8.75}$$

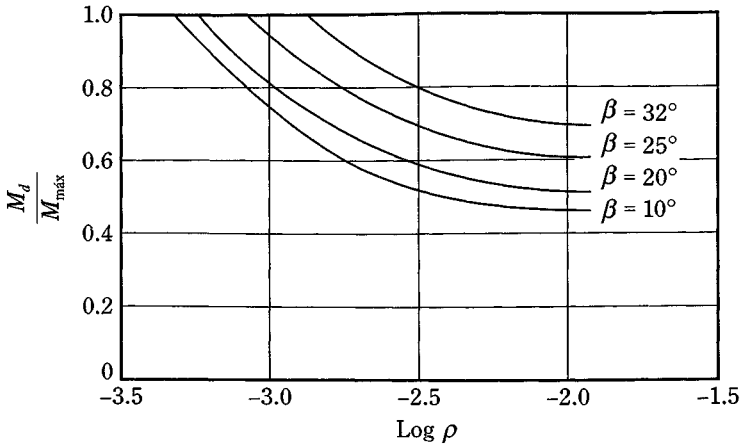
donde H' está en pies, E en lb/pulg^2 e I en pulg^4/pie de pared.



▼ **FIGURA 8.24** Diagrama de log ρ *versus* $M_d/M_{máx}$ para tablaestacas hincadas en arena (según Rowe, 1952)

El procedimiento para el uso del diagrama de reducción de momento (figura 8.24) es como sigue:

Paso 1. Escoja una sección de tablaestaca (como las dadas en la tabla B-1 en el apéndice B).
Paso 2. Encuentre el módulo de sección, S, de la sección seleccionada (paso 1) por unidad de longitud de muro de tablaestaca.
Paso 3. Determine el momento de inercia de la sección (paso 1) por unidad de longitud del muro de tablaestaca.
Paso 4. Obtenga H' y calcule ρ [ecuación (8.74) o (8.75)].
Paso 5. Encuentre log ρ.
Paso 6. Encuentre la capacidad de momento de la sección escogida en el paso 1 con $M_d = \sigma_{adm}S$.
Paso 7. Determine $M_d/M_{máx}$. Note que $M_{máx}$ es el momento teórico máximo determinado antes.
Paso 8. Dibuje log ρ (paso 5) y $M_d/M_{máx}$ en la figura 8.24.
Paso 9. Repita los pasos 1-8 para varias secciones. Los puntos que caen arriba de la curva (arena suelta o arena densa, según sea el caso) son *secciones seguras*.



▼ **FIGURA 8.25** Gráfica de ρ versus $M_d/M_{máx}$ para una tablaestaca hincada en arena con una línea de dragado inclinada (según Schroeder y Roumillac, 1983)

Aquellos puntos que caen debajo de la curva son *secciones inseguras*. La sección más barata se escoge ahora de aquellos puntos que caen arriba de la curva apropiada. Note que la sección escogida tendrá un $M_d < M_{máx}$.

Para muros de tablaestacas hincadas en arena con una línea de dragado inclinada (figura 8.17), se adopta un procedimiento de reducción de momento similar al delineado arriba. Para este caso se usa la figura 8.25 (que fue desarrollada por Schroeder y Roumillac, 1983).

▼ EJEMPLO 8.8

Refiérase al ejemplo 8.6.

a. Determine el momento máximo $M_{máx}$.
b. Use el procedimiento de Rowe para la reducción del momento y encuentre una sección adecuada de tablaestaca. Use $\sigma_{adm} = 172{,}500$ kN/m^2.

Se da: $E = 207 \times 10^3$ MN/m^2.

Solución:

Parte a

De la Ec. (8.69), para fuerza cortante nula,

$$\tfrac{1}{2}p_1L_1 - F + p_1(z - L_1) + \tfrac{1}{2}K_a\gamma'(z - L_1)^2 = 0$$

Sea $z - L_1 = x$, entonces

$$\tfrac{1}{2}p_1l_1 - F + p_1x + \tfrac{1}{2}K_a\gamma'x^2 = 0$$

$$(\tfrac{1}{2})(16.27)(3.05) - 115 + (16.27)(x) + (\tfrac{1}{2})(\tfrac{1}{3})(9.69)x^2 = 0$$

$$x^2 + 10.07x - 55.84 = 0$$

$x = 4$ m; $z = x + L_1 = 4 + 3.05 = 7.05$ m. Tomando momentos respecto al punto de cortante cero,

$$M_{máx} = -\frac{1}{2}p_1 L_1\left(x + \frac{3.05}{3}\right) + F(x + 1.52) - p_1\frac{x^2}{2} - \frac{1}{2}K_a\gamma' x^2\left(\frac{x}{3}\right)$$

o

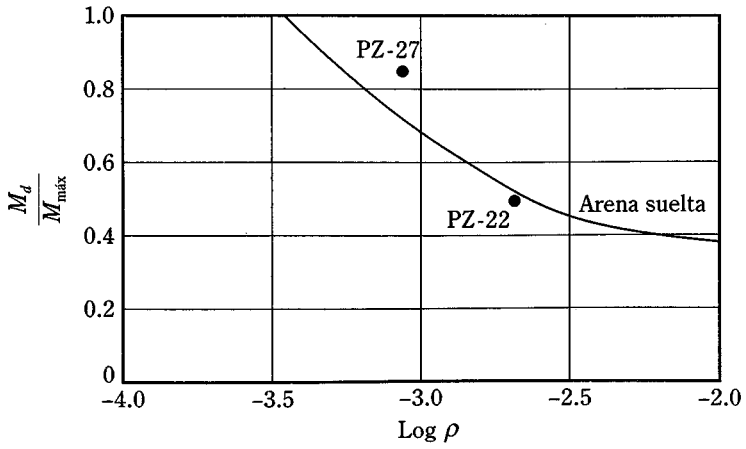
$$M_{máx} = -\left(\frac{1}{2}\right)(16.27)(3.05)\left(4 + \frac{3.05}{3}\right) + (115)(4 + 1.52) - (16.27)\left(\frac{4^2}{2}\right) - \left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{1}{3}\right)(9.69)(4)^2\left(\frac{4}{3}\right) = \mathbf{344.9\ kN \cdot m/m}$$

Parte b

$H' = L_1 + L_2 + D_{real} = 3.05 + 6.1 + 5.33 = 14.48$m

Sección	I (m⁴/m)	H' (m)	$\rho = 10.91 \times 10^{-7}\left(\frac{H'^4}{EI}\right)$	log ρ	S (m³/m)	$M_d = S\sigma_{adm}$ (kN·m/m)	$\frac{M_d}{M_{máx}}$
PZ-22	115.2×10^{-6}	14.48	20.11×10^{-4}	−2.7	97×10^{-5}	167.33	0.485
PZ-27	251.5×10^{-6}	14.48	9.21×10^{-4}	−3.04	162.3×10^{-5}	284.84	0.826

La figura 8.26 muestra la relación de $M_d/M_{máx}$ *versus* ρ. Es notorio que un **PZ-27** será apropiado.



▼ FIGURA 8.26 ▲

8.12 MÉTODO DEL SOPORTE LIBRE EN ARCILLA

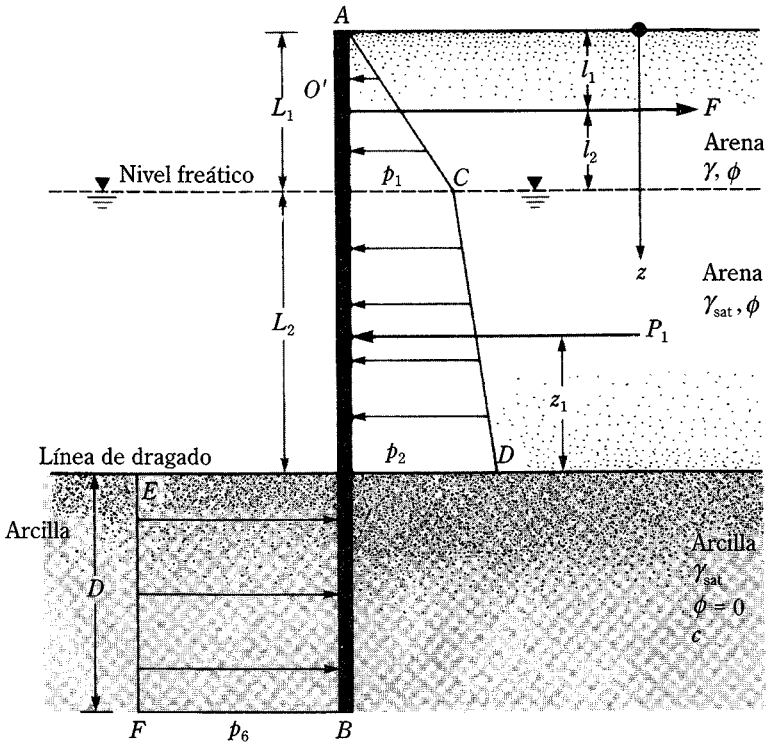
La figura 8.27 muestra un muro de tablaestaca hincada en arcilla con un relleno de suelo granular. El diagrama de distribución de presiones arriba de la línea de dragado es similar a la mostrada en la figura 8.11. De la ecuación (8.42), la distribución de presión neta debajo de la línea de dragado (de $z = L_1 + L_2$ a $z = L_1 + L_2 + D$) es

$$p_6 = 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

Por equilibrio estático, la suma de las fuerzas en dirección horizontal es

$$\boxed{P_1 - p_6 D = F} \tag{8.76}$$

donde P_1 = área del diagrama de presiones ACD
F = fuerza en el ancla por unidad de longitud de muro de tablaestaca



▼ **FIGURA 8.27** Tablaestaca anclada hincada en arcilla

De nuevo, tomando momentos respecto a O', se obtiene

$$P_1(L_1 + L_2 - l_1 - \bar{z}_1) - p_6 D\left(l_2 + L_2 + \frac{D}{2}\right) = 0$$

Simplificando resulta

$$p_6 D^2 + 2p_6 D(L_1 + L_2 - l_1) - 2P_1(L_1 + L_2 - l_1 - \bar{z}_1) = 0 \tag{8.77}$$

La ecuación (8.77) da la profundidad teórica de penetración D.

Igual que en la sección 8.9, el momento máximo en este caso ocurre a la profundidad $L_1 < z < L_1 + L_2$. La profundidad de la fuerza cortante nula (localización del momento máximo) se determina con la ecuación (8.69).

Un procedimiento para reducir el momento, similar al de la sección 8.11 para tablaestacas ancladas hincadas en arcilla, también fue desarrollado por Rowe (1952, 1957). Este método se muestra en la figura 8.28. En ésta, la notación es la siguiente:

1. El número de estabilidad es

$$S_n = 1.25\,\frac{c}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2)} \tag{8.78}$$

donde c = cohesión no drenada ($\phi = 0$).
Para la definición de γ, γ', L_1 y L_2, vea la figura 8.27.

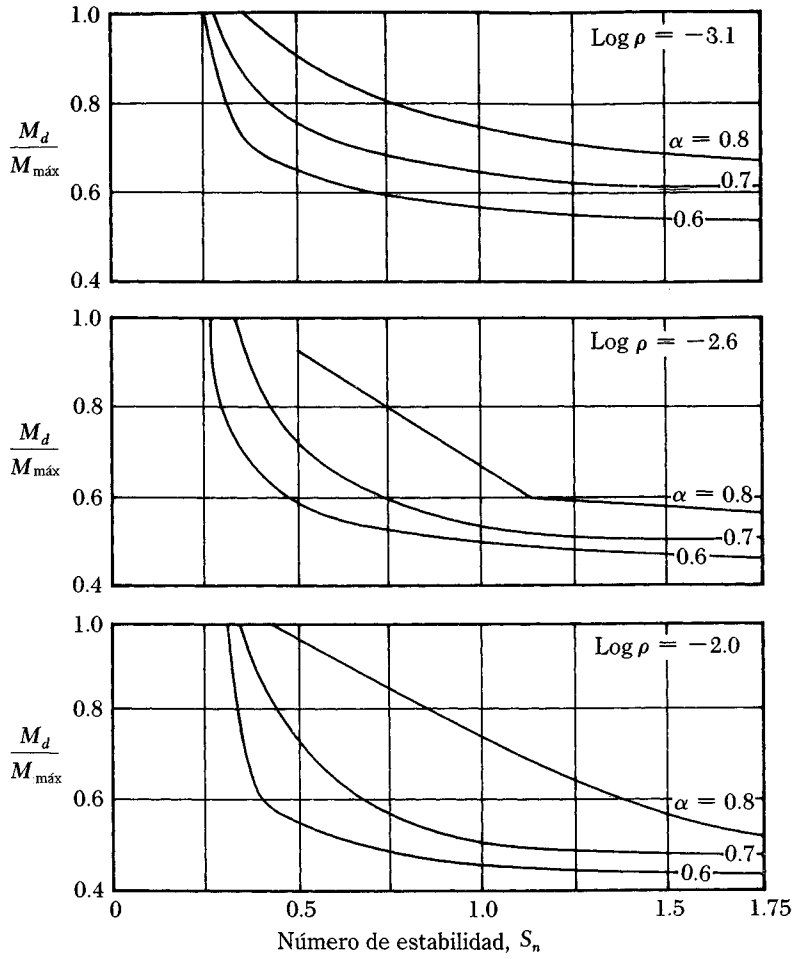
2. La altura adimensional de la tablaestaca es

$$\alpha = \frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_2 + D_{\text{real}}} \tag{8.79}$$

3. Número de flexibilidad, ρ [véase las ecuaciones (8.74) o (8.75)]
4. M_d = momento de diseño
   $M_{\text{máx}}$ = momento teórico máximo

El procedimiento para reducir el momento usando la figura 8.28 es el siguiente:

Paso 1. Obtenga $H' = L_1 + L_2 + D_{\text{real}}$
Paso 2. Determine $\alpha = (L_1 + L_2)/H'$.
Paso 3. Determine S_n [ecuación (8.78)]
Paso 4. Para las magnitudes de α y S_n obtenidas (pasos 2 y 3), determine $M_d/M_{\text{máx}}$ para varios valores de log ρ de la figura 8.28 y grafique $M_d/M_{\text{máx}}$ *versus* log ρ.
Paso 5. Siga los pasos 1-9 delineados para el caso de la reducción del momento de tablaestacas hincadas en suelo granular (sección 8.11).



▼ **FIGURA 8.28** Gráfica de $M_d/M_{máx}$ versus número de estabilidad para tablaestacas hincadas en arcilla (según Rowe, 1957)

▼ EJEMPLO 8.9

Refiérase a la figura 8.27 que muestra que $L_1 = 10.8$ pies, $L_2 = 21.6$ pies y $l_1 = 5.4$ pies. También $\gamma = 108$ lb/pies^3, $\gamma_{sat} = 127.2$ lb/pies^3, $\phi = 35°$ y $c = 850$ lb/pies^2.

a. Determine la profundidad teórica de empotramiento.
b. Calcule la fuerza en el ancla por unidad de longitud de muro de tablaestaca.

Solución:

Parte a

Cantidad por determinar	Ec. no.	Ecuación y cálculo
K_a	–	$\tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{32}{2}\right) = 0.271$
γ'	–	$\gamma_{sat} - \gamma_w = 127.2 - 62.4 = 64.8$ lb/pies^3
p_1	8.1	$\gamma L_1 K_a = (0.108)(10.8)(0.271) = 0.316$ klb/pies^2
p_2	8.2	$(\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_a = [(0.108)(10.8) + (0.0648)(21.6)](0.271) = 0.695$ klb/pie^2
P_1	–	$\frac{1}{2}p_1 L_1 + p_1 L_2 + \frac{1}{2}(p_2 - p_1) L_2$ $= (\frac{1}{2})(0.316)(10.8) + (0.316)(21.6) + (\frac{1}{2})(0.695 - 0.316)(21.6)$ $= 1.706 + 6.826 + 4.093 = 12.625$ klb/pies
$\bar{z}_1$	–	$\frac{\Sigma M_{\text{respecto a la línea de dragado}}}{P_1} = \frac{(1.706)\left(21.6 + \frac{10.8}{3}\right) + (6.826)(10.8) + (4.093)\left(\frac{21.6}{3}\right)}{12.625}$ $= 11.58$ pies
p_6	8.42	$4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = (4)(0.850) - [(0.108)(10.8) + (0.0648)(21.6)]$ $= 0.834$ klb/pie^2
D	8.77	$p_6 D^2 + 2p_6 D(L_1 + L_2 - l_1) - 2P_1(L_1 + L_2 - l_1 - \bar{z}_1) = 0$ $0.834D^2 + (2)(0.834)(D)(27) - (2)(12.625)(15.42) = 0$ $D^2 + 54D - 466.85 = 0$; $D =$ **7.6 pies**

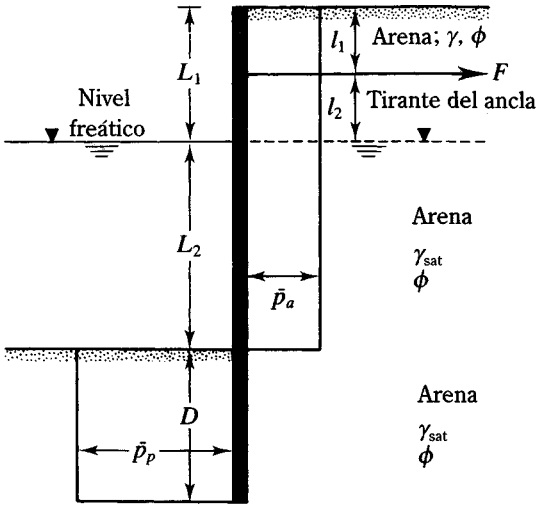
Parte b

De la Ec. (8.76)

$$F = P_1 - p_6 D = 12.625 - (0.834)(7.6) = \textbf{6.29 Klb/pies}$$ ▲

8.13 MÉTODO DEL DIAGRAMA COMPUTACIONAL DE PRESIÓN (EN SUELO ARENOSO)

El método del diagrama computacional de presión (método CPD) para tablaestacas hincadas en suelo arenoso es un método simplificado de diseño y una alternativa al método del soporte libre descrito en las secciones 8.9, 8.10 y 8.11 (Nataraj y Hoadley, 1984). En este procedimiento el diagrama de presión neta mostrado en la figura 8.16 es reemplazado por diagramas rectangulares de presión, como muestra la figura 8.29. Note que $\bar{p}_a$ es el ancho del diagrama de presión activa neta arriba de la línea de draga-



▼ **FIGURA 8.29** Método del diagrama computacional de presiones (*note*: $L_1 + L_2 = L$)

do y $\bar{p}_p$ es el ancho del diagrama de presión pasiva neta debajo de la línea de dragado. Las magnitudes de $\bar{p}_a$ y $\bar{p}_p$ se expresan como

$$\bar{p}_a = CK_a\gamma_{av}L \tag{8.80}$$

$$\bar{p}_p = RCK_a\gamma_{av}L = R\bar{p}_a \tag{8.81}$$

donde γ_{prom} = peso específico efectivo promedio de la arena

$$\approx \frac{\gamma L_1 + \gamma' L_2}{L_1 + L_2} \tag{8.82}$$

C = coeficiente

$$R = \text{coeficiente} = \frac{L(L - 2l_1)}{D(2L + D - 2l_1)} \tag{8.83}$$

El rango de valores para C y R se da en la tabla 8.1.

La profundidad de la penetración, D, la fuerza, F, en el ancla por unidad de longitud del muro de tablaestaca y el momento máximo $M_{máx}$ en la tablaestaca se obtienen de las siguientes relaciones.

▼ **TABLA 8.1** Rango de valores de C y R [Ecs. (8.80) y (8.81)]

Tipo de suelo	C[a]	R
Arena suelta	0.8–0.85	0.3–0.5
Arena media	0.7–0.75	0.55–0.65
Arena densa	0.55–0.65	0.60–0.75

[a] Válido para el caso en que no hay sobrecarga arriba del relleno granular (es decir, sobre el lado derecho de la tablaestaca, como muestra la figura 8.29)

Profundidad de penetración

$$D^2 + 2DL\left[1 - \left(\frac{l_1}{L}\right)\right] - \left(\frac{L^2}{R}\right)\left[1 - 2\left(\frac{l_1}{L}\right)\right] = 0 \tag{8.84}$$

Fuerza en el ancla

$$F = \bar{p}_a (L - RD) \tag{8.85}$$

Momento máximo

$$M_{\text{máx}} = 0.5\bar{p}_a L^2\left[\left(1 - \frac{RD}{L}\right)^2 - \left(\frac{2l_1}{L}\right)\left(1 - \frac{RD}{L}\right)\right] \tag{8.86}$$

Note lo siguiente:

1. La magnitud de D obtenida de la ecuación (8.84) es aproximadamente 1.25 a 1.5 veces el valor de $D_{\text{teórica}}$ lograda con el método convencional de soporte libre (sección 8.9), por lo que

   $$D \approx D_{\text{actual}}$$
   $$\uparrow \quad \uparrow$$

   Ec. (8.84) Ec. (8.68)

2. La magnitud de F obtenida al usar la ecuación (8.85) es aproximadamente 1.2 a 1.6 veces el valor obtenido al usar la ecuación (8.66). Un factor de seguridad adicional para el diseño real de las anclas no tiene que ser usado.
3. La magnitud de $M_{\text{máx}}$ obtenida de la ecuación (8.86) es aproximadamente 0.6 a 0.75 veces el valor de $M_{\text{máx}}$ conseguida por el método convencional de soporte libre. Por consiguiente, este valor de $M_{\text{máx}}$ se usa como el valor real de diseño y no tiene que aplicarse la reducción de momento de Rowe.

▼ EJEMPLO 8.10

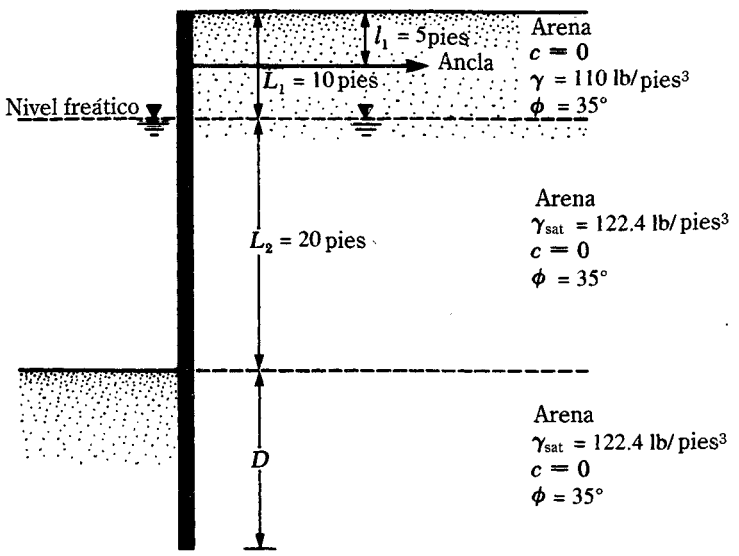
Para el muro con tablaestacas ancladas mostrado en la figura 8.30 determine (a) D, (b) F y (c) $M_{\text{máx}}$. Use el método CPD; suponga que $C = 0.68$ y $R = 0.6$.

Solución:

Parte a

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 122.4 - 62.4 = 60 \text{ lb/pies}^3$$

De la Ec. (8.82),



▼ **FIGURA 8.30**

$$\gamma_{prom} = \frac{\gamma L_1 + \gamma' L_2}{L_1 + L_2} = \frac{(110)(10) + (60)(20)}{10 + 20} = 76.67 \text{ lb/pies}^3$$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 0.271$$

$$\bar{p}_a = CK_a\gamma_{prom}L = (0.68)(0.271)(76.67)(30) = 423.9 \text{lb/pies}^2$$

$$\bar{p}_p = R\bar{p}_a = (0.6)(423.9) = 254.3 \text{lb/pies}^2$$

De la Ec. (8.84):

$$D^2 + 2DL\left[1 - \left(\frac{l_1}{L}\right)\right] - \frac{L^2}{R}\left[1 - 2\left(\frac{l_1}{L}\right)\right] = 0$$

o

$$D^2 + 2(D)(30)\left[1 - \left(\frac{5}{30}\right)\right] - \frac{(30)^2}{0.6}\left[1 - 2\left(\frac{5}{30}\right)\right] = D^2 + 50D - 1000 = 0$$

Por lo tanto $D \approx$ **15.3 pies**

Revisión de la hipótesis para R:

$$R = \frac{L(L - 2l_1)}{D(2L + D - 2l_1)} = \frac{30[30 - (2)(5)]}{15.3[(2)(30) + 15.3 - (2)(5)]} \approx \mathbf{0.6 - OK}$$

Parte b

De la Ec. (8.85),

$$F = \bar{p}_a (L - RD) = 423.9[30 - (0.6)(15.3)] = \mathbf{8826\ lb/pies}$$

Parte c

De la Ec. (8.86),

$$M_{máx} = 0.5\bar{p}_a L^2 \left[\left(1 - \frac{RD}{L}\right)^2 - \left(\frac{2l_1}{L}\right)\left(1 - \frac{RD}{L}\right)\right]$$

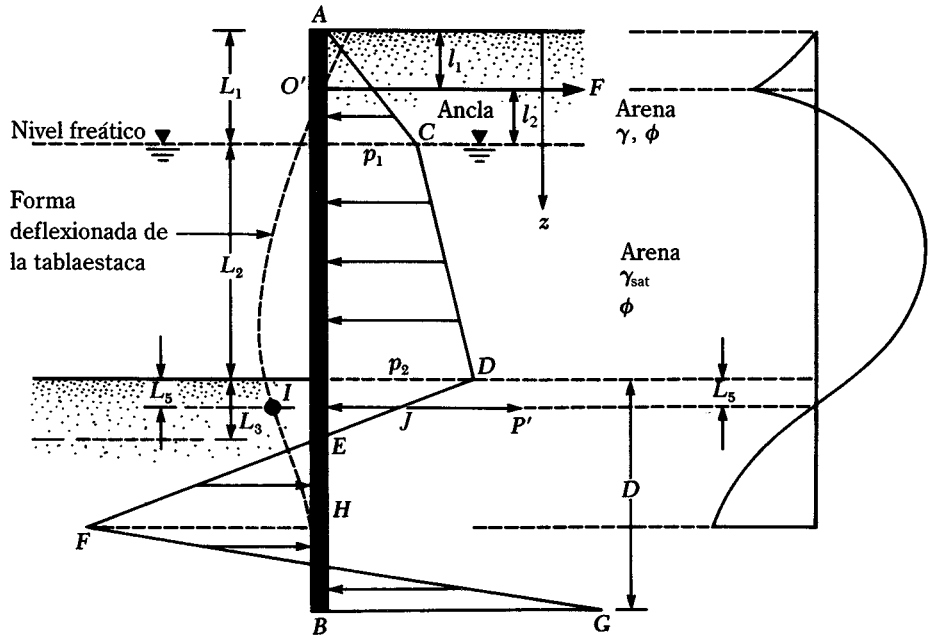
$$1 - \frac{RD}{L} = 1 - \frac{(0.6)(15.3)}{30} = 0.694$$

Por tanto

$$M_{máx} = (0.5)(423.9)(30)^2 \left[(0.694)^2 - \frac{(2)(5)(0.694)}{30}\right] = \mathbf{47{,}810\ lb\text{-}pies/pies}$$ ▲

8.14 MÉTODO DEL SOPORTE DE EMPOTRAMIENTO EN SUELO ARENOSO

Al usar el método del soporte de empotramiento, suponemos que la punta de la tablaestaca está restringida contra rotación, como muestra la figura 8.31a. En la solución



(a) Diagrama de presiones (b) Diagrama de momento

▼ **FIGURA 8.31** Método del soporte empotrado para hincado en suelo arenoso

de soporte empotrado, un método simplificado llamado *solución de la viga equivalente*, es generalmente usado para calcular L_3 y D. El desarrollo del método de la viga equivalente se atribuye generalmente a Blum (1931).

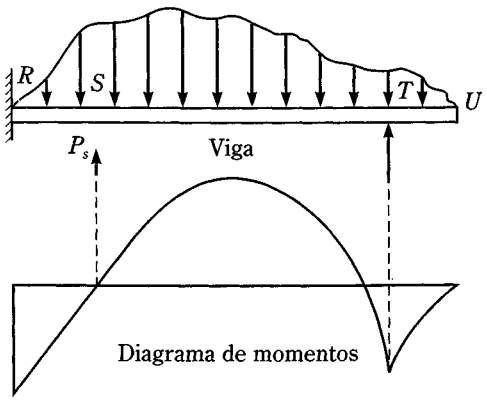
Para entender este método, compare la tablaestaca con una viga *RSTU* en voladizo cargada como muestra la figura 8.32. Note que el soporte en *T* de la viga es equivalente a la *reacción de la carga del ancla (F)* sobre la tablaestaca (figura 8.31). Es notorio que el punto *S* de la viga *RSTU* es el punto de inflexión de la línea elástica de la viga, equivalente al punto *I* en la figura 8.31. Si la viga se corta en *S* y se proporciona un soporte libre (reacción P_s) en ese punto, el diagrama de momento flexionante para la porción *STU* de la viga permanecerá sin cambio. Esta viga *STU* será equivalente a la sección *STU* de la viga *RSTU*. La fuerza *P'* mostrada en la figura 8.31a en *I* será equivalente a la reacción P_s sobre la viga (figura 8.32).

A continuación se da un procedimiento aproximado para el diseño de una tablaestaca anclada (Cornfield, 1975). Refiérase a la figura 8.31.

1. Determine L_5, que es una función del ángulo ϕ de fricción del suelo debajo de la línea de dragado, con la siguiente tabla:

ϕ (grados)	$\frac{L_5}{L_1 + L_2}$
30	0.08
35	0.03
40	0

2. Calcule el claro de la viga equivalente como $l_2 + L_2 + L_5 = L'$.
3. Calcule la carga total, *W*, del claro. Ésta es el área del diagrama de presión entre *O'* e *I*.



▼ **FIGURA 8.32** Concepto de la viga en voladizo equivalente

4. Calcule el momento máximo $M_{máx}$ como $WL'/8$.
5. Calcule P' tomando momentos respecto a O', o

$$P' = \frac{1}{L'} \text{ (momento del área } ACDJI \text{ respecto a } O')$$

6. Calcule D con la expresión

$$D = L_5 + 1.2 \sqrt{\frac{6P'}{(K_p - K_a)\gamma'}} \tag{8.87}$$

7. Calcule la fuerza, F, en el ancla por unidad de longitud, tomando momentos respecto a I, o

$$F = \frac{1}{L'} \text{ (momento del área } ACDJI \text{ respecto a } I)$$

▼ EJEMPLO 8.11

Considere la tablaestaca anclada descrita en el ejemplo 8.6. Usando el método de la viga equivalente detallado en la sección 8.14, determine

a. Momento máximo
b. Profundidad teórica de penetración
c. Fuerza en el ancla por unidad de longitud de la estructura

Solución:

Parte a

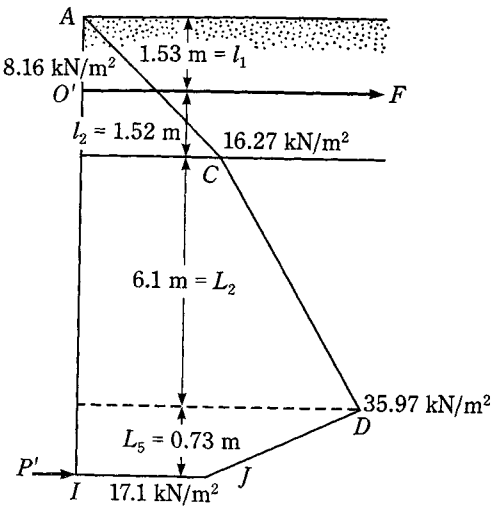
Determinación de L_5: Para $\phi = 30°$,

$$\frac{L_5}{L_1 + L_2} = 0.08$$

$$\frac{L_5}{3.05 + 6.1} = 0.08$$

$$L_5 = 0.73$$

Diagrama de presión neta: Del ejemplo 8.6, $K_a = \frac{1}{3}$, $K_p = 3$, $\gamma = 16$ kN/m^3, $\gamma' = 9.69$ kN/m^3, $p_1 = 16.27$ kN/m^2, $p_2 = 35.97$ kN/m^2. La presión activa neta a una profundidad



▼ FIGURA 8.33

L_5 debajo de la línea de dragado se calcula como

$$p_2 - \gamma'(K_p - K_a)L_5 = 35.97 - (9.69)(3 - 0.333)(0.73) = 17.1\text{kN/m}^2$$

El diagrama de presión neta de $z = 0$ a $z = L_1 + L_2 + L_5$ se muestra en la figura 8.33.

Momento máximo:

$$W = \left(\frac{1}{2}\right)(8.16 + 16.27)(1.52) + \left(\frac{1}{2}\right)(6.1)(16.27 + 35.97)$$

$$+\left(\frac{1}{2}\right)(0.73)(35.97 + 17.1)$$

$$= 197.2 \text{ kN/m}$$

$$L' = l_2 + L_2 + L_5 = 1.52 + 6.1 + 0.73 = 8.35\text{m}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{WL'}{8} = \frac{(197.2)(8.35)}{8} = \mathbf{205.8\ kN \cdot m/m}$$

Parte b

$$P' = \frac{1}{L'} \text{ (momento del área } ACDJI \text{ respecto a } O')$$

$$P' = \frac{1}{8.35}\left[\begin{array}{l}\left(\frac{1}{2}\right)(16.27)(3.05)\left(\frac{2}{3}\times 3.05 - 1.53\right) + (16.27)(6.1)\left(1.52 + \frac{6.1}{2}\right) \\ +\left(\frac{1}{2}\right)(6.1)(35.97 - 16.27)\left(1.52 + \frac{2}{3}\times 6.1\right) + \left(\frac{1}{2}\right)(35.97 + 17.1) \\ \times (0.73)\left(1.52 + 6.1 + \frac{0.73}{2}\right)\end{array}\right]$$

↑ Aproximadamente

$$= 114.48 \text{ kN/m}$$

De la Ec. (8.87)

$$D = L_5 + 1.2\sqrt{\frac{6P'}{(K_p - K_a)\gamma'}} = 0.73 + 1.2\sqrt{\frac{(6)(114.48)}{(3 - 0.333)(9.69)}} = \mathbf{6.92\ m}$$

Parte c

Tomando momentos respecto a I (figura 8.33)

$$F = \frac{1}{8.35}\left[\begin{array}{l}\left(\frac{1}{2}(16.27)(3.05)\left(0.73 + 6.1 + \frac{3.05}{3}\right) + (16.27)(6.01)\left(0.73 + \frac{6.1}{2}\right)\right. \\ \left. +\left(\frac{1}{2}\right)(6.1)(35.97 - 16.27)\left(0.73 + \frac{6.1}{3}\right) + \left(\frac{1}{2}\right)(35.97 + 17.1)(0.73)\left(\frac{0.73}{2}\right)\right)\end{array}\right]$$

↑ Aproximadamente

$$= \mathbf{88.95\ kN/m}$$ ▲

8.15 OBSERVACIONES DE CAMPO PARA MUROS CON TABLAESTACAS ANCLADAS

En las secciones anteriores se usaron grandes factores de seguridad para la profundidad de penetración D. En la mayoría de los casos, los ingenieros usan magnitudes menores del ángulo, ϕ, de fricción del suelo, garantizando así un factor de seguridad implícito para la presión activa de tierra. Se usa este procedimiento principalmente debido a las incertidumbres contenidas en la predicción de la presión real de tierra a la que está sometida una tablaestaca en el campo. Además, Casagrande (1973) observó que si el suelo detrás de la tablaestaca contiene un tamaño de grano predominantemente menor que el de la arena gruesa, la presión activa de la tierra después de la construcción crece a veces a la de la condición de presión de tierra en reposo. Tal aumento genera un gran incremento en la fuerza, F, del ancla. Los siguientes dos casos historia fueron dados por Casagrande (1973).

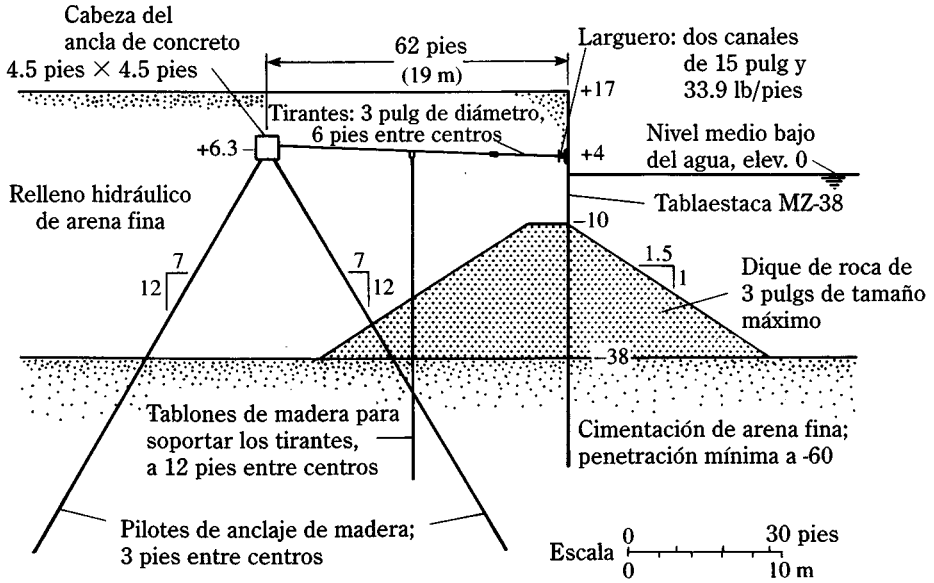
Tablaestaca del muelle C en Long Beach, California (1949)

En la figura 8.34 se muestra una sección transversal típica del muelle C en Long Beach. Excepto por un dique de roca construido con desperdicios de cantera de 3 pulg (76.2 mm) de tamaño máximo, el relleno de la tablaestaca consistía en arena fina.

La figura 8.35a-f muestra la variación de la presión lateral de la tierra entre el 17 de mayo de 1949 y el 6 de agosto de 1949 en la estación 27 + 30. El relleno de arena fina alcanzó el nivel de diseño el 24 de mayo de 1949. Las siguientes observaciones generales se basan en la figura 8.35.

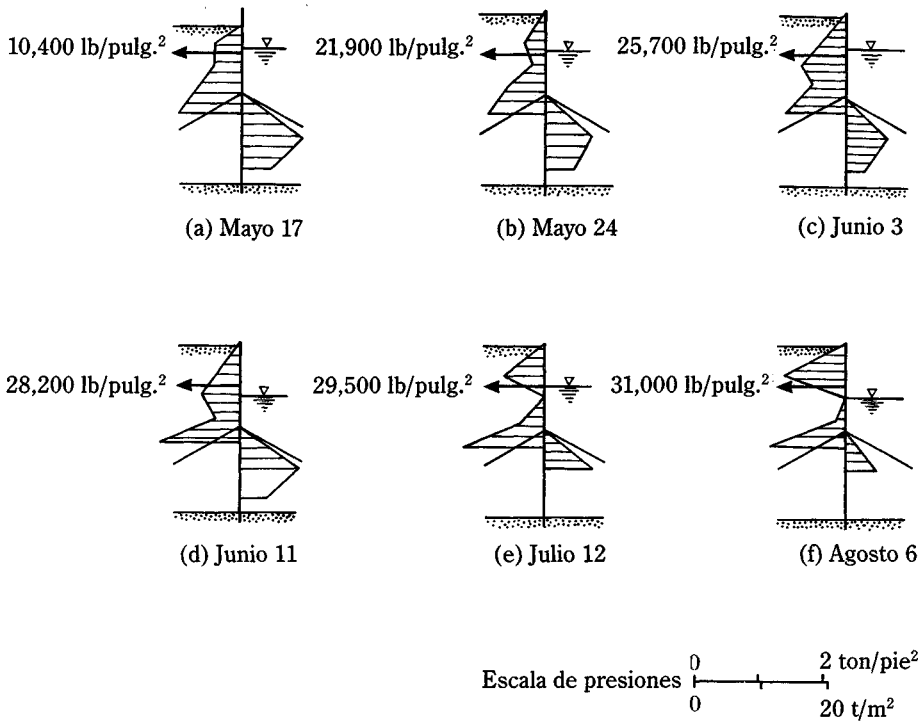
1. El 17 de mayo (figura 8.35a), el relleno estaba varios pies debajo del nivel de diseño. Sin embargo, la presión de tierra era mayor en esta fecha que el 24 de mayo, debido probablemente al hecho de que por la falta de cedencia lateral del muro, la presión de la tierra estaba más cerca del estado de reposo que del activo.
2. Debido a la cedencia del muro el 24 de mayo, la presión de tierra alcanzó un estado activo (figura 8.35b).
3. Entre el 24 de mayo y el 3 de junio, el anclaje soportó una mayor cedencia y la presión lateral de la tierra aumentó hasta la del estado de reposo (figura 8.35c).
4. Las figuras 8.35d, e y f muestran cómo la flexibilidad de las tablaestacas condujo a un gradual decremento de la distribución lateral de la tierra sobre éstas.

Esas observaciones muestran que la magnitud de la presión activa de tierra varía con el tiempo y depende considerablemente de la flexibilidad de las tablaestacas. Además,



Nota: Las elevaciones están en pies

▼ **FIGURA 8.34** Tablaestaca del muelle C en el puerto de Long Beach (según Casagrande, 1973)



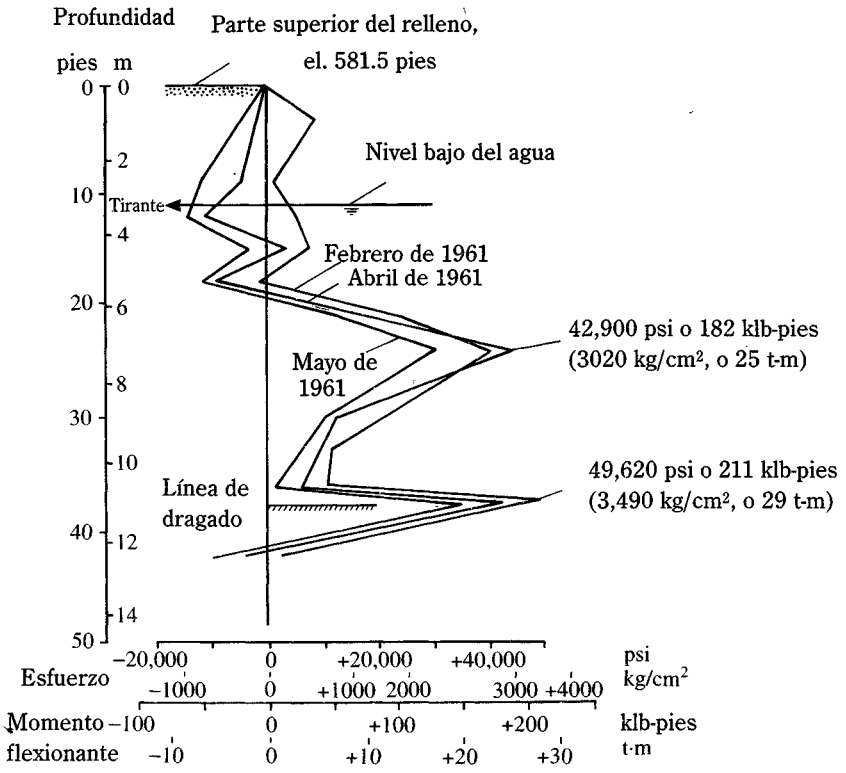
▼ **FIGURA 8.35** Esfuerzos medidos en la Estación 27 + 30 durante la construcción de la tablaestaca del muelle C en Long Beach (según Casagrande, 1973)

las variaciones reales en el diagrama de presión lateral de la tierra no son idénticas a las usadas en el diseño.

Tablaestaca en Toledo, Ohio (1961)

La figura 8.36 muestra una sección transversal típica de una tablaestaca en Toledo, Ohio terminada en 1961. El suelo de la cimentación era principalmente arena de fina a media, pero la línea de dragado cortó arcilla altamente sobreconsolidada. La figura 8.36 muestra también los valores medidos del esfuerzo y del momento flexionante a lo largo de la tablaestaca. Casagrande (1973) usó la distribución de presión activa de Rankine para calcular el momento flexionante máximo de acuerdo con el método del soporte libre con y sin la reducción de momento de Rowe.

Método de diseño	Momento flexionante máximo predicho, $M_{máx}$
Método del soporte libre	108 klb-pies/pies
Método del soporte libre con reducción del momento de Rowe	58 klb-pies/pies



▼ **FIGURA 8.36** Momentos flexionantes y esfuerzos medidos con calibradores en la estación 3 de pruebas de la tablaestaca en Toledo (según Casagrande, 1973)

La comparación de esas magnitudes de $M_{máx}$ con las observadas, muestra que los valores de campo son considerablemente mayores. La razón se debe probablemente a que el relleno era principalmente de arena fina y la distribución medida de presión activa de la tierra fue mayor que la predicha teóricamente.

8.16 ANCLAS. GENERALIDADES

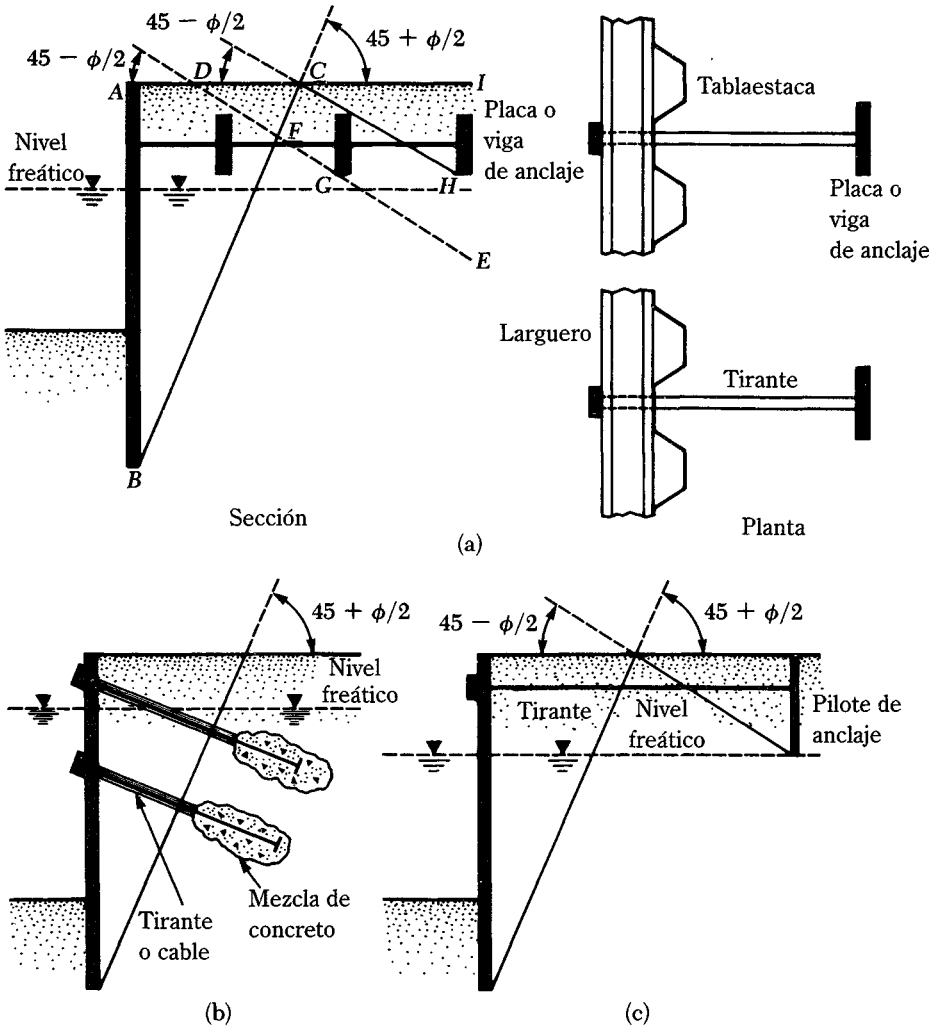
En las secciones 8.8-8.14 se presentó el análisis de tablaestacas ancladas. En esas secciones se vio también cómo obtener la fuerza, F, por unidad de longitud de la tablaestaca que debe ser tomada por las anclas. Esta sección cubre con más detalle los varios tipos de anclas generalmente usadas y los procedimientos para evaluar sus capacidades últimas de sostenimiento

Los tipos generales de anclas usadas en tablaestacas son

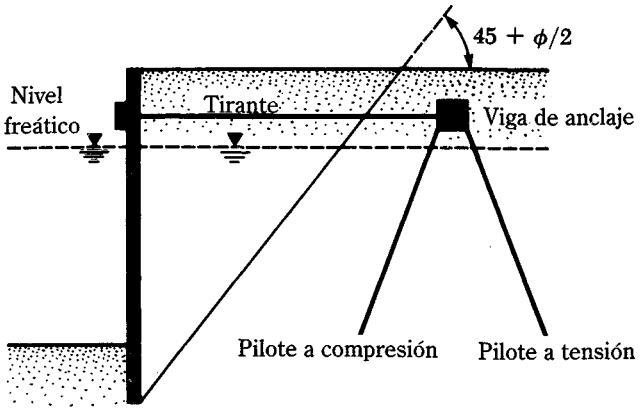
1. Placas y vigas (muertos) de anclaje
2. Tirantes
3. Pilotes verticales de anclaje
4. Vigas de anclaje soportadas por pilotes inclinados (compresión y tensión)

Las *placas y vigas de anclaje* se hacen generalmente de bloques de concreto (figura 8.37a). Las anclas se conectan a la tablaestaca por medio de *tirantes*. Una *viga* carrera se coloca al frente o en la parte posterior de la tablaestaca con el fin de conectar adecuadamente el tirante a ésta. Para proteger el tirante contra la corrosión, generalmente se recubre con pintura o materiales asfálticos.

En la construcción de *tirantes*, barras o cables se colocan en agujeros pretaladrados (figura 8.37b) con mezcla de concreto (los cables son comúnmente tendones de acero de alta resistencia y presforzados). Las figuras 8.37c y 8.37d muestran un pilote vertical de anclaje y una viga de anclaje con pilotes inclinados.



▼ **FIGURA 8.37** Varios tipos de anclaje de tablaestacas: (a) placa o viga de anclaje; (b) tirante; (c) pilote vertical de anclaje; (d) viga de anclaje con pilotes inclinados



(d)

▼ **FIGURA 8.37** *(Continuación)*

Colocación de las anclas

La resistencia ofrecida por las placas y vigas de anclaje se deriva principalmente de la fuerza pasiva del suelo localizado en frente de éstas. La figura 8.37a, en donde *AB* es la tablaestaca, muestra la mejor posición para una placa de anclaje (otorga una eficiencia máxima). Si el ancla se coloca dentro de la cuña *ABC*, que es la zona activa de Rankine, no proporcionará ninguna resistencia a la falla. Alternativamente, el ancla podría colocarse en la zona *CFEH*. Note que la línea *DFG* es la línea de deslizamiento para la presión pasiva de Rankine. Si parte de la cuña pasiva se localiza dentro de la cuña activa *ABC*, la resistencia pasiva total del ancla no se genera al fallar la tablaestaca. Sin embargo, si el ancla se coloca en la zona *ICH*, la zona pasiva de Rankine frente a la placa de anclaje se localiza por completo fuera de la zona activa *ABC* de Rankine. En este caso, la resistencia pasiva total del ancla sí se genera.

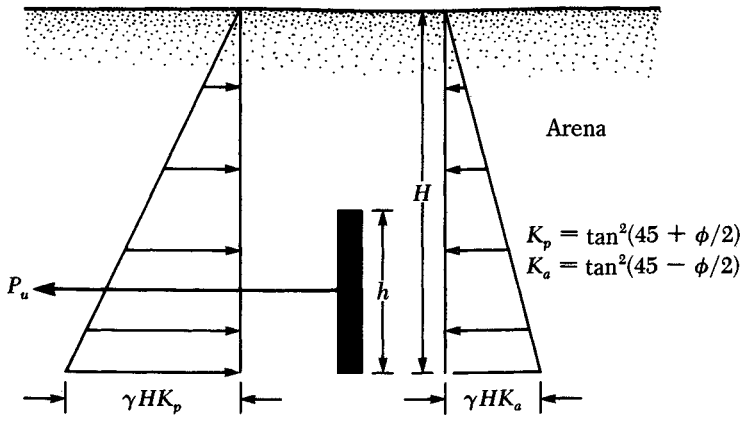
Las figuras 8.37b, 8.37c y 8.37d también muestran las localidades apropiadas para la colocación de tirantes, pilotes verticales de anclaje y vigas de anclaje soportadas por pilotes inclinados.

8.17 CAPACIDAD DE SOSTENIMIENTO DE PLACAS DE ANCLAJE Y VIGAS EN ARENA

A. Método de Teng: Cálculo de la resistencia última ofrecida por placas de anclaje y vigas en arena

Teng (1962) propuso un método para determinar la resistencia última de las placas de anclaje en suelos granulares localizadas en o cerca de la superficie del terreno ($H/h \leq 1.5$ a 2 en la figura 8.38):

$$P_u = B(P_p - P_a) \quad \text{(para placas o vigas continuas, es decir, } B/h \approx \infty) \tag{8.88}$$



▼ **FIGURA 8.38** Resistencia última de placas y vigas de anclaje en arena; ecuaciones (8.88) y (8.91)

donde P_u = resistencia última del ancla
B = longitud del ancla en ángulo recto a la sección transversal mostrada
P_p y P_a = Fuerzas pasiva y activa de Rankine por unidad de longitud del ancla

Note que P_p actúa frente al ancla, como muestra la figura 8.38. También,

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \tag{8.89}$$

y

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \tag{8.90}$$

La ecuación (8.88) es válida para la condición de deformación plana. Para todos los casos prácticos, $B/h > 5$ se considera como una condición de deformación plana.

Para $B/h <$ aprox. 5, considerando la superficie de falla tridimensional (es decir, tomando en cuenta la resistencia por fricción desarrollada en los dos extremos de un ancla), Teng (1962) dio la siguiente relación para la resistencia última del ancla:

$$P_u = B(P_p - P_a) + \frac{1}{3}K_o\gamma(\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a})H^3 \tan\phi \qquad \left(\text{para } \frac{H}{h} \leq 1.5 \text{ a } 2\right) \tag{8.91}$$

donde K_o = coeficiente de presión de la tierra en reposo ≈ 0.4.

B. Método de Ovesen y Stromann

Ovesen y Stromann (1972) propusieron un método semiempírico para determinar la resistencia última de anclas en arena. Los cálculos se hacen en tres pasos descritos a continuación.

Paso 1. **Consideración del caso básico.** Determine la profundidad de empotramiento H. Suponga que la placa de anclaje tiene altura H y es continua (es decir, B = longitud de la placa de anclaje perpendicular a la sección transversal = ∞), como muestra la figura 8.39. En la figura 8.39 se usa la siguiente notación:

P_p = fuerza pasiva por unidad de longitud del ancla

P_a = fuerza activa por unidad de longitud del ancla

ϕ = ángulo de fricción del suelo

δ = ángulo de fricción entre la placa de anclaje y el suelo

P_u' = resistencia última por unidad de longitud del ancla

W = peso por unidad de longitud de la placa de anclaje

La magnitud de P_u' es

$$P_u' = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_p \cos\delta - P_a \cos\phi = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_p \cos\delta - \tfrac{1}{2}\gamma H^2 K_a \cos\phi$$
$$= \tfrac{1}{2}\gamma H^2 (K_p \cos\delta - K_a \cos\phi) \tag{8.92}$$

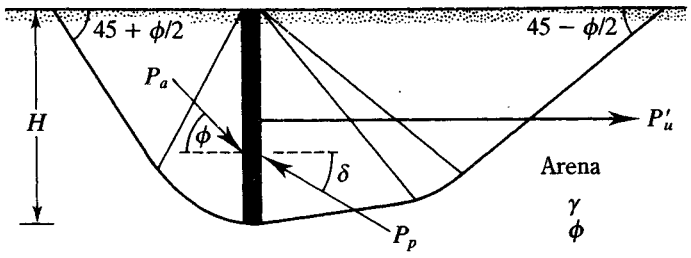
donde K_a = coeficiente de presión activa con $\delta = \phi$ (véase la figura 8.40a)

K_p = coeficiente de presión pasiva

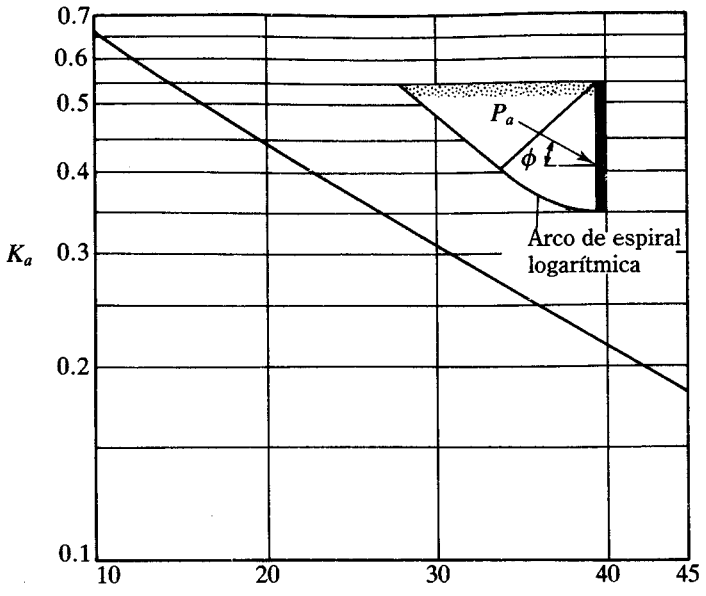
Para obtener $K_p \cos\delta$, calcule primero $K_p \operatorname{sen}\delta$:

$$K_p \operatorname{sen}\delta = \frac{W + P_a \operatorname{sen}\phi}{\frac{1}{2}\gamma H^2} = \frac{W + \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \operatorname{sen}\phi}{\frac{1}{2}\gamma H^2} \tag{8.93}$$

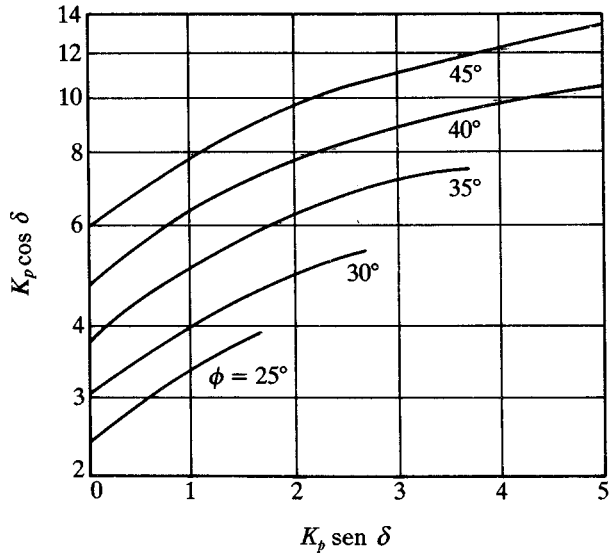
Use la magnitud de $K_p \operatorname{sen}\delta$ obtenida de la ecuación (8.93) para estimar la magnitud de $K_p \cos\delta$ de las gráficas dadas en la figura 8.40b.



▼ **FIGURA 8.39** Caso básico: ancla vertical continua en suelo granular

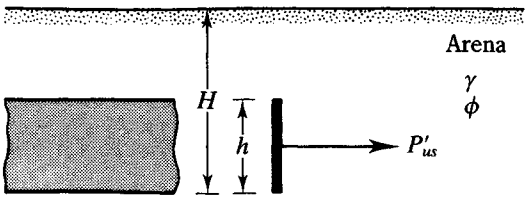


(a)



(b)

▼ **FIGURA 8.40** (a) Variación de K_a (para $\delta = \phi$); (b) variación de $K_p \cos \delta$ con K_p sen δ (según Ovesen y Stromann, 1972)



▼ **FIGURA 8.41** Caso franja: ancla vertical

Paso 2. **Caso de franja.** Determine la altura real, h, del ancla que debe construirse. Si un ancla continua (es decir, $B = \infty$) de altura h se coloca en el suelo de manera que su profundidad de empotramiento sea H, como muestra la figura 8.41, la resistencia última por unidad de longitud es

$$P'_{us} = \left[\frac{C_{ov} + 1}{C_{ov} + \left(\frac{H}{h}\right)}\right] P'_u \qquad \text{(8.94)}$$

↑ Ec. 8.92

donde P'_{us} = resistencia última para el *caso de franja*
C_{ov} = 19 para arena densa y 14 para arena suelta

Paso 3. **Caso real.** En la práctica, las placas de anclaje se colocan en una fila con espaciamiento, S', centro a centro, como muestra la figura 8.42a. La resistencia última, P_u, de cada ancla es

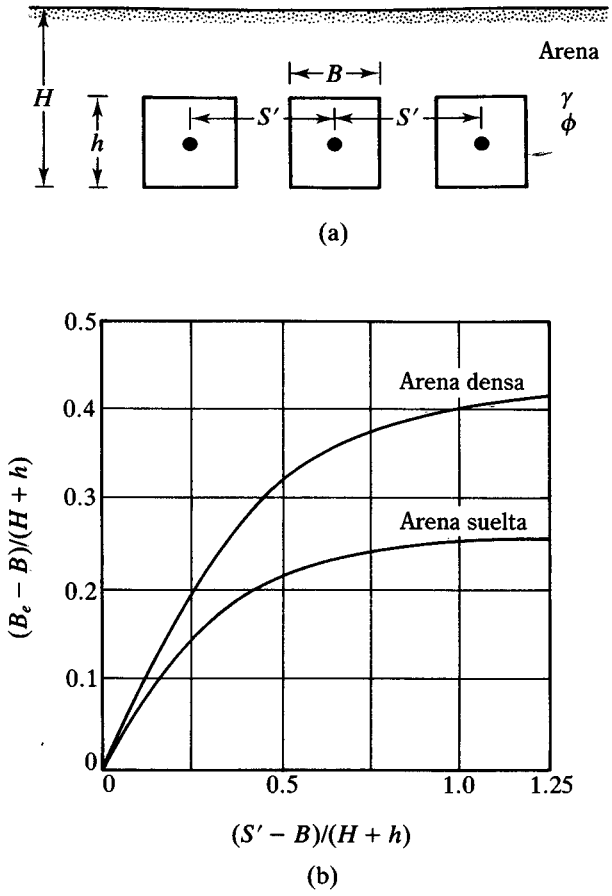
$$P_u = P'_{us} B_e \qquad \text{(8.95)}$$

donde B_e = longitud equivalente

La longitud equivalente es una función de S', B, H y h. La figura 8.42b muestra una gráfica de $(B_e - B)/(H + h)$ *versus* $(S' - B)/(H + h)$ para los casos de arenas suelta y densa. Con valores conocidos de S', B, H y h, el valor de B_e se calcula y se usa en la ecuación (8.95) para obtener P_u.

C. Correlación empírica basada en pruebas de modelos

Ghaly (1997) usó los resultados de 104 pruebas de laboratorio, 15 pruebas centrífugas de modelos y 9 pruebas de campo para proponer una correlación empírica para la



▼ **FIGURA 8.42** (a) Caso real para fila de anclas; (b) variación de $(B_e - B)/(H + h)$ con $(S' - B)/(H + h)$ (según Ovesen y Stromann, 1972)

resistencia última de anclas simples (figura 8.43). La correlación se escribe como

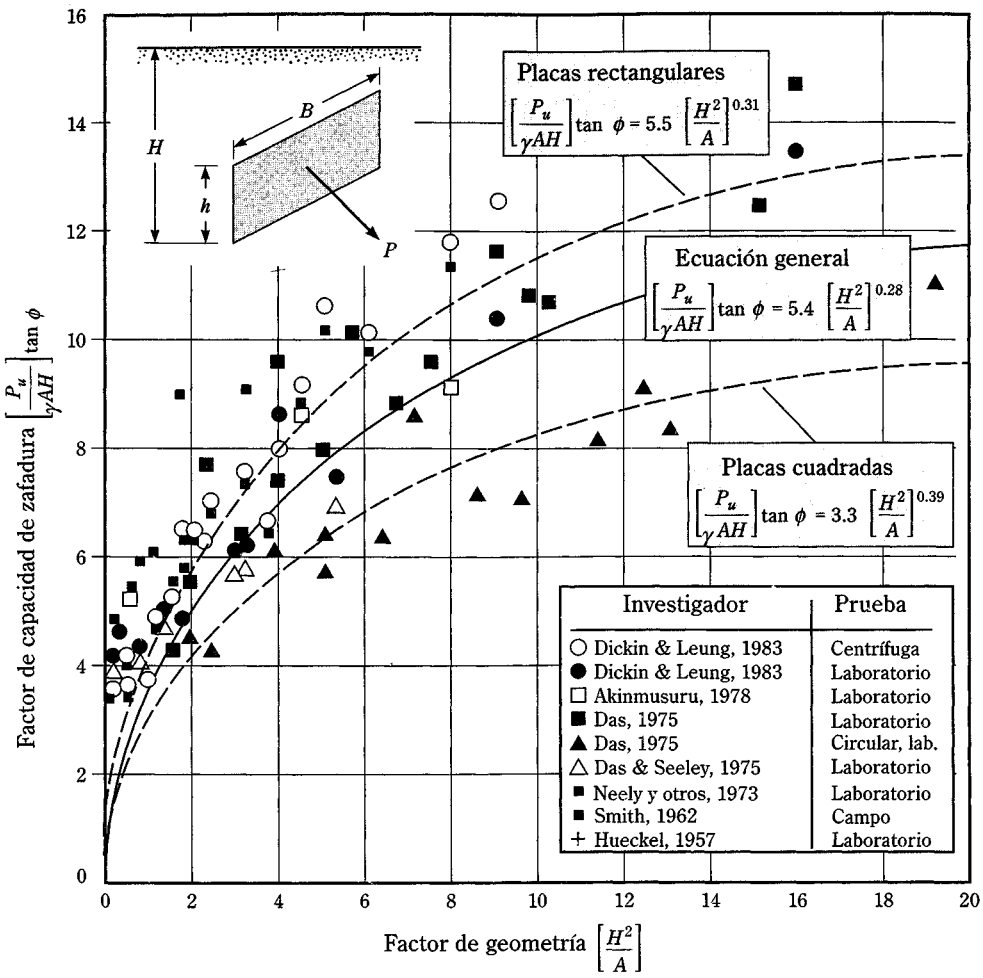
$$P_u = \frac{5.4}{\tan\phi}\left(\frac{H^2}{A}\right)^{0.28}\gamma AH \tag{8.96}$$

donde A = área del ancla = Bh

Ghaly (1997) también usó los resultados de pruebas de modelos de Das y Seely (1975) para desarrollar una relación carga-desplazamiento en anclas simples (figura 8.44). La relación se expresa como

$$\frac{P}{P_u} = 2.2\left(\frac{u}{H}\right)^{0.3} \tag{8.97}$$

donde u = desplazamiento horizontal del ancla a un nivel de carga P



▼ **FIGURA 8.43** Variación de $(P_u/\gamma AH)\tan\phi$ también $(P_u/\gamma AH)\tan\phi$ con H^2/A para anclas simples a poca profundidad en arena (según Ghaly, 1997)

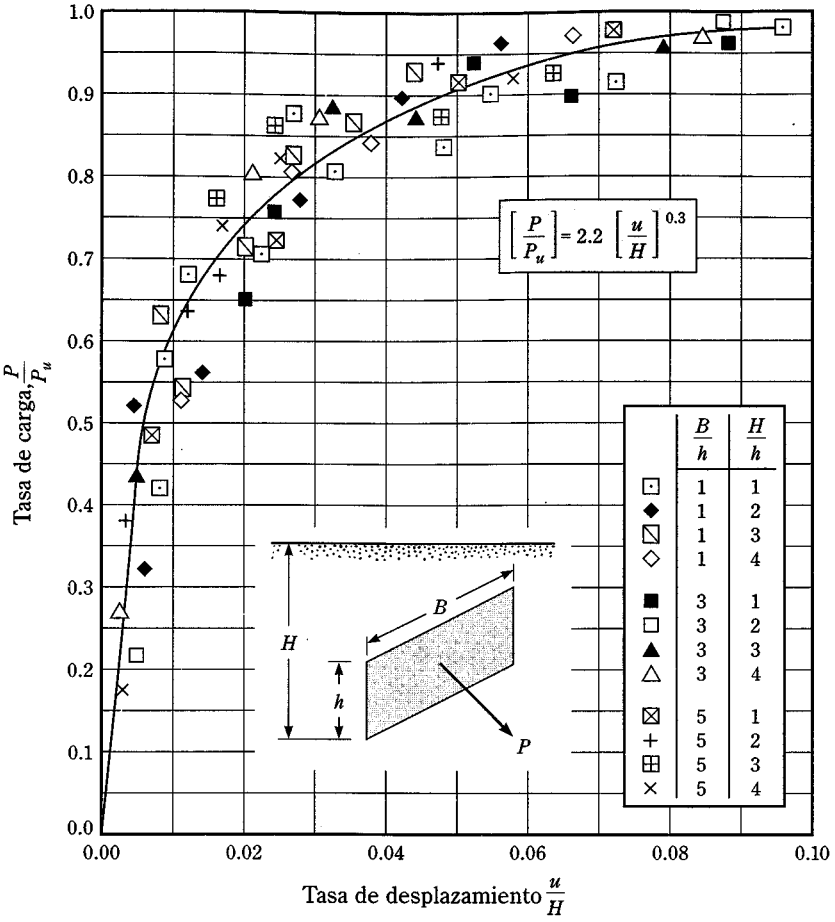
La relación dada por las ecuaciones (8.96) y (8.97) es para anclas simples (es decir, $S'/B = \infty$). Para todo fin práctico, cuando $S'/B \approx 2$, éstas se comportan como anclas simples.

Factor de seguridad para placas de anclaje y vigas

La resistencia permisible, P_{adm}, para una placa de anclaje se da como

$$P_{adm} = \frac{P_u}{FS}$$

donde FS = factor de seguridad



▼ **FIGURA 8.44** Relación de la tasa de carga versus tasa de desplazamiento [según datos reportados por Das y Seely (1975)] (según Ghaly, 1997)

Generalmente se recomienda un factor de seguridad de 2 cuando se usa el método de Ovesen y Stromann. Se recomienda un factor de seguridad de 3 cuando P_u se calcula con la ecuación (8.96).

Espaciamiento de las placas de anclaje

El espaciamiento centro a centro, S', de anclas se obtiene con

$$S' = \frac{P_{adm}}{F}$$

donde F = fuerza por unidad de longitud de tablaestaca

▼ EJEMPLO 8.12

Una fila de anclas verticales empotradas en arena se muestra en la figura 8.45. Las placas de anclaje son de concreto de 6 pulgs de espesor. Los parámetros de diseño son $B = h = 15$ pulgs, $S' = 48$ pulgs, $H = 37.5$ pulgs, $\gamma = 105$ lb/pies^3, $\phi = 35°$ y peso unitario del concreto = 150 lb/pies^3.

Determine la resistencia permisible de cada ancla usando

a. El método de Ovesen y Stromann. Use $FS = 2$
b. El método de correlación empírica [ecuación (8.96)]. Use $FS = 3$.

Solución:

Parte a

De la figura 8.40a para $\phi = 35°$, la magnitud de K_a es aproximadamente 0.26. Además,

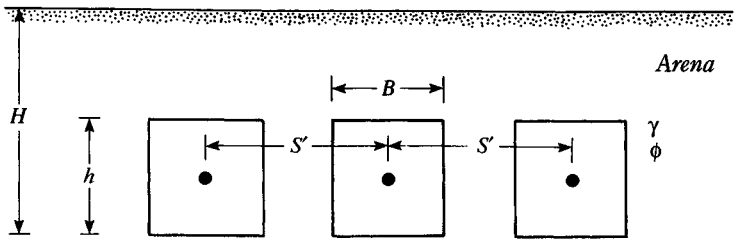
$$W = Ht\gamma_{\text{concreto}} = \left(\frac{37.5}{12}\right)\left(\frac{6}{12}\right)(150) = 234.4 \text{ lb/pies}$$

De la Ec. (8.93),

$$K_p \operatorname{sen} \delta = \frac{W + \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \operatorname{sen} \phi}{\frac{1}{2}\gamma H^2}$$

$$= \frac{234.4 + \frac{1}{2}(105)\left(\frac{37.5}{12}\right)^2 (0.26)(\operatorname{sen} 35)}{\frac{1}{2}(105)\left(\frac{37.5}{12}\right)^2} = 0.606$$

De la figura 8.40b con $\phi = 35°$ y $K_p \operatorname{sen} \delta = 0.606$, la magnitud de $K_p \cos \delta$ es aproximadamente 4.5. Ahora, de la ecuación (8.92),



▼ FIGURA 8.45

$$P'_u = \frac{1}{2}\gamma H^2(K_p \cos\delta - K_a \cos\phi)$$

$$= \frac{1}{2}(105)\left(\frac{37.5}{12}\right)^2 [4.5 - (0.26)(\cos 35)] = 2198 \text{ lb/pies}$$

Para calcular P'_{us}, suponemos que la arena está suelta. Entonces, C_{ov} en la ecuación (8.94) es de 14. Por consiguiente

$$P'_{us} = \left[\frac{C_{ov} + 1}{C_{ov} + \left(\frac{H}{h}\right)}\right] P'_u = \left[\frac{14 + 1}{14 + \left(\frac{37.5}{15}\right)}\right] (2198) = 1998 \text{ lb/pies}$$

$$\frac{S' - B}{H + h} = \frac{48 - 15}{37.5 + 15} = 0.629$$

Para $(S' - B)/(H + h) = 0.629$ y arena suelta, la figura 8.42b da

$$\frac{B_e - B}{H - h} = 0.227$$

Entonces

$$B_e = (0.227)(H + h) + B = \frac{(0.227)(37.5 + 15) + 15}{12} = 2.24 \text{ pies}$$

De la Ec. (8.95),

$$P_u = P'_{us}B_e = (1998)(2.24) = \mathbf{4476 \text{ lb}}$$

$$P_{adm} = \frac{P_u}{FS} = \frac{4476}{2} = \mathbf{2238 \text{ lb}}$$

Parte b

De la Ec. (8.96),

$$P_u = \frac{5.4}{\tan\phi}\left(\frac{H^2}{A}\right)^{0.28}\gamma AH$$

$$= \frac{5.4}{\tan 35}\left(\frac{37.5^2}{15 \times 15}\right)^{0.28}(105)\left(\frac{15 \times 15}{144}\right)\left(\frac{37.5}{12}\right) = 6605 \text{ lb}$$

$$P_{adm} = \frac{P_u}{FS} = \frac{6606}{3} \approx \mathbf{2202 \text{ lb}}$$

▲

8.18 RESISTENCIA ÚLTIMA DE PLACAS DE ANCLAJE Y VIGAS EN ARCILLA (CONDICIÓN $\phi = 0$)

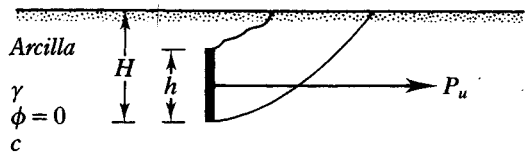
Relativamente pocos estudios existen sobre la resistencia última de placas de anclaje y vigas en suelos arcillosos ($\phi = 0$). Mackenzie (1955) y Tschebotarioff (1973) identi-

ficaron la naturaleza de la variación de la resistencia última de anclas y vigas como función de H, h y c (cohesión no drenada basada en $\phi = 0$) en forma adimensional con base en resultados de pruebas de modelos de laboratorio. Das y otros (1985) sugirieron el siguiente procedimiento para obtener la resistencia última de un ancla empotrada en arcilla.

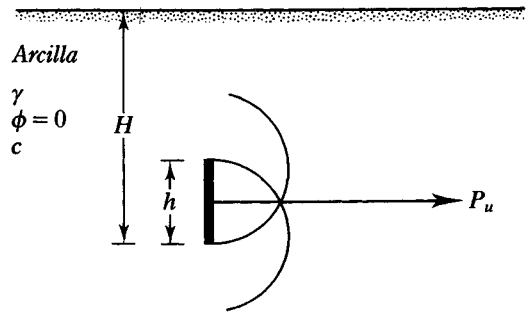
Cuando una placa de anclaje con dimensiones de $h \times B$ está empotrada a una profundidad H, la superficie de falla en el suelo bajo carga última se extiende hasta la superficie del terreno, como muestra la figura 8.46a. Esta condición se presentará cuando la relación H/h sea relativamente pequeña. Sin embargo, para valores mayores de H/h, ocurrirá una falla cortante local bajo carga última (figura 8.46b). El valor crítico de H/h bajo el cual la falla cortante general cambia a falla cortante local en el suelo es

$$\left(\frac{H}{h}\right)_{cr\text{-}S} = 4.7 + 2.9 \times 10^{-3} c \leq 7 \qquad (8.98)$$

para anclas *cuadradas*, es decir, $B/h = 1$



(a)



(b)

▼ **FIGURA 8.46** Superficie de falla en suelo alrededor de una placa vertical de anclaje: (a) H/h relativamente pequeña; (b) $H/h > (H/h)_{cr}$ (Nota: ancho del ancla = B)

y

$$\left(\frac{H}{h}\right)_{\text{cr-R}} = \left(\frac{H}{h}\right)_{\text{cr-S}}\left[0.9 + 0.1\left(\frac{B}{h}\right)\right] \leq 1.3\left(\frac{H}{h}\right)_{\text{cr-S}}$$

para anclas *rectangulares*, es decir, $B/h \geq 1$ (8.99)

En las ecuaciones (8.98) y (8.99), la unidad de la cohesión no drenada es lb/pies^2.

La resistencia última de una placa de anclaje se expresa en forma adimensional como

$$F_c = \frac{P_u}{Bhc} \tag{8.100}$$

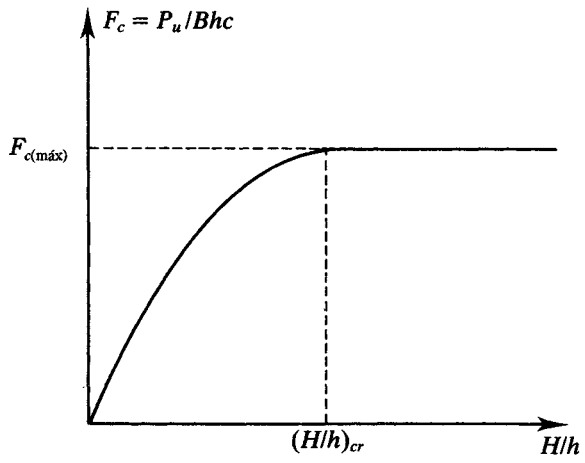
donde F_c = factor de desconexión
P_u = resistencia última

La figura 8.47 muestra la variación de F_c respecto a H/h para una placa de anclaje empotrada en arcilla. Note que, para $H/h \geq (H/h)_{cr}$, la magnitud de F_c es igual a la $F_{c\,(máx)}$, que es una constante. Para anclas cuadradas ($B = h$), $F_{c(máx)} = 9$. Entonces, con $H/h \geq (H/h)_{\text{cr-S}}$,

$$P_u = 9h^2c \qquad \text{(para anclas cuadradas)} \tag{8.101}$$

Para anclas rectangulares con $H/h \geq (H/h)_{\text{cr-R}}$, la resistencia última se da como

$$P_u = 9Bhc\left[0.825 + 0.175\left(\frac{h}{B}\right)\right]$$



▼ **FIGURA 8.47** Variación de F_c con H/h para un ancla vertical en arcilla

o

$$P_u = Bch\left[7.425 + 1.575\left(\frac{h}{B}\right)\right] \tag{8.102}$$

Para anclas cuadradas y rectangulares con $H/h \leq (H/h)_{cr}$, la resistencia última entonces se calcula con la relación empírica

$$\frac{\left[\dfrac{H/h}{(H/h)_{cr}}\right]}{\left[\dfrac{P_u/cBh}{7.425 + 1.575(h/B)}\right]} = 0.41 + 0.59\left[\frac{H/h}{(H/h)_{cr}}\right] \tag{8.103}$$

▼ EJEMPLO 8.13

Para una placa vertical de anclaje en arcilla, los parámetros de diseño son $B = 5$ pies, $h = 2$ pies, $H = 6$ pies y $c = 500$ lb/pies^2. Determine la resistencia última del ancla.

Solución: De la Ec. (8.98),

$$\left(\frac{H}{h}\right)_{cr\text{-}S} = 4.7 + 2.9 \times 10^{-3}c$$

$$= 4.7 + (2.9 \times 10^{-3})(500) = 6.15$$

De nuevo, de la Ec. (8.99),

$$\left(\frac{H}{h}\right)_{cr\text{-}R} = \left(\frac{H}{h}\right)_{cr\text{-}S}\left[0.9 + 0.1\left(\frac{B}{h}\right)\right]$$

$$= (6.15)\left[0.9 + (0.1)\left(\frac{5}{2}\right)\right] = 7.07$$

Como $H/h = 6/2 = 3$ es menor que $(H/h)_{cr}$, usamos la Ec. (8.103) para obtener P_u de la cual

$$\frac{\left(\dfrac{3}{7.07}\right)}{\left[\dfrac{(P_u/cBh)}{7.425 + 1.575(2/5)}\right]} = 0.41 + (0.59)\left(\frac{3}{(7.07)}\right)$$

o

$$\frac{0.424}{\left[\dfrac{(P_u/cBh)}{8.055}\right]} = 0.66$$

Entonces

$$\frac{P_u}{cBh} = \left(\frac{0.424}{0.66}\right)(8.055) = 5.17$$

$$P_u = (5.17)cBh = (5.17)(500)(5)(2) = \mathbf{25{,}850\ lb}$$ ▲

8.19 RESISTENCIA ÚLTIMA DE TIRANTES

De acuerdo con la figura 8.48, la resistencia última ofrecida por un tirante en arena es

$$P_u = \pi d l \bar{\sigma}'_v K \tan \phi \tag{8.104}$$

donde P_u = resistencia última
ϕ = ángulo de fricción del suelo
$\bar{\sigma}'_v$ = esfuerzo vertical promedio efectivo (= γz en arena suelta)
K = coeficiente de presión de tierra

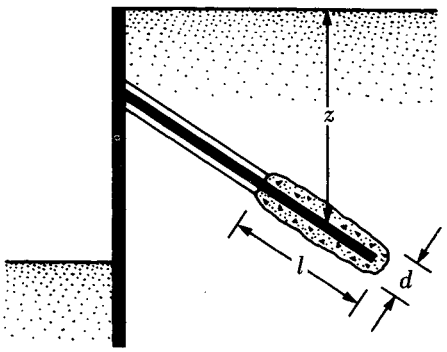
La magnitud de K se toma igual al coeficiente de presión de tierra en reposo (K_0) si la mezcla de concreto se coloca a presión (Littlejohn, 1970). El límite inferior de K se toma igual al coeficiente de presión activa de Rankine.

En arcillas, la resistencia última de los tirantes es aproximada por

$$P_u = \pi d l c_a \tag{8.105}$$

donde c_a = adhesión

El valor de c_a *es* aproximado por $\frac{2}{3}c_u$ (donde c_u = cohesión no drenada). Debe usarse un factor de seguridad de 1.5–2 sobre la resistencia última para obtener la resistencia permisible ofrecida por cada tirante.



▼ **FIGURA 8.48** Parámetros para definir la resistencia última de tirantes

CORTES APUNTALADOS

8.20 CORTES APUNTALADOS. GENERALIDADES

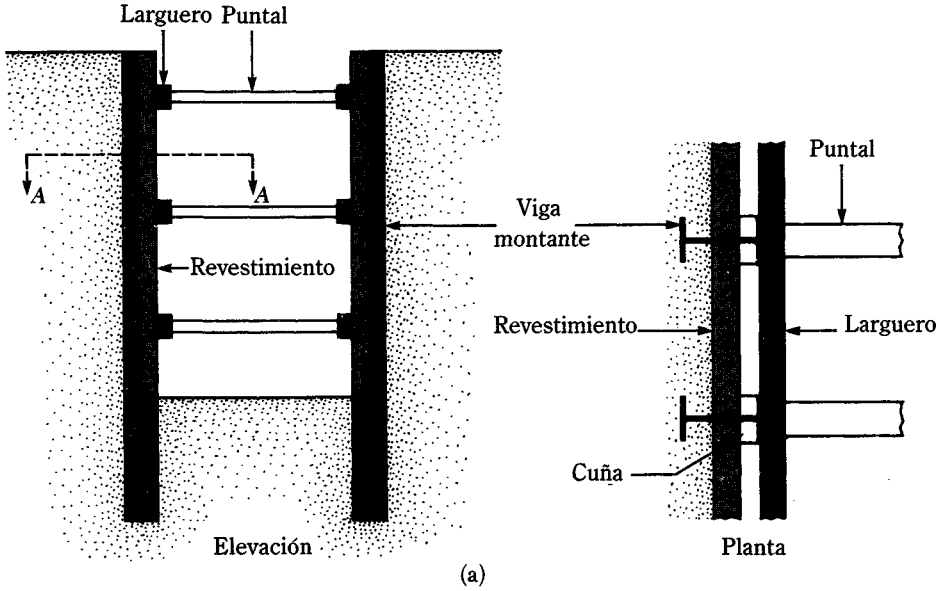
Algunas veces, el trabajo de construcción requiere excavaciones en el terreno con caras verticales o casi verticales, por ejemplo, los sótanos de edificios en zonas construidas o las paredes del transporte subterráneo a poca profundidad debajo de la superficie

del terreno (tipo de construcción por corte y recubrimiento). Las caras verticales de los cortes tienen que ser protegidas por sistemas temporales de apuntalamiento para evitar una falla acompañada por asentamientos considerables o de capacidad de carga de las cimentaciones vecinas.

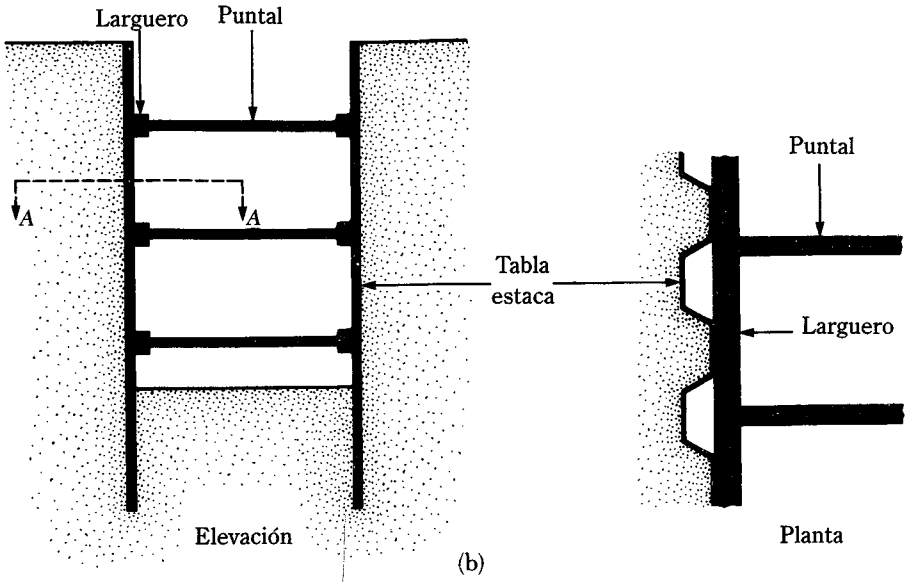
La figura 8.49 muestra dos tipos de cortes apuntalados usados comúnmente en trabajos de construcción. Uno usa la *viga montante* (figura 8.49a) que se hinca en el terreno antes de efectuar la excavación y es una viga vertical de acero o madera. El *revestimiento*, formado por tablones horizontales de madera, se coloca entre las vigas montantes conforme procede la excavación. Cuando alcanza la profundidad deseada, se instalan los *largueros* y los *puntales* (vigas horizontales de acero). Los puntales son miembros horizontales a compresión. La figura 8.49b muestra otro tipo de excavación apuntalada. En este caso, *tablaestacas de acero* interconectadas se hincan en el suelo antes de efectuar la excavación. Largueros y puntales se insertan inmediatamente después que la excavación alcanza la profundidad apropiada.

Para diseñar cortes apuntalados (es decir, seleccionar largueros, puntales, tablaestacas y vigas montantes), un ingeniero debe estimar la presión lateral de tierra a la que los cortes apuntalados serán sometidos.

Los aspectos teóricos de la presión lateral de tierra sobre un corte apuntalado se estudiaron en la sección 6.8. La fuerza activa total por longitud unitaria de muro (P_a) se calculó usando la teoría general de cuñas. Sin embargo, ese análisis no proporciona las relaciones para estimar la variación de la presión lateral con la profundidad, que es una función de varios factores como el tipo de suelo, experiencia de las cuadrillas de excavación, tipo del equipo de construcción usado, etc. Por tal razón, se usan envolventes empíricas de presiones desarrolladas por observaciones de campo para el diseño de los cortes apuntalados. El procedimiento se verá en la siguiente sección.



▼ **FIGURA 8.49** Tipos de cortes apuntalados: (a) con vigas montantes; (b) con tablaestacas



▼ **FIGURA 8.49** (*Continuación*)

8.21 ENVOLVENTE DE PRESIÓN PARA EL DISEÑO DE CORTES APUNTALADOS

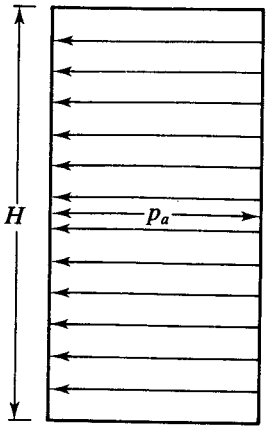
Después de observar varios cortes apuntalados, Peck (1969) sugirió usar *envolventes de presión de diseño* en cortes apuntalados en arena y arcilla. Las figuras 8.50, 8.51 y 8.52 muestran las envolventes de Peck a las cuales son aplicables las siguientes directrices.

Cortes en arena

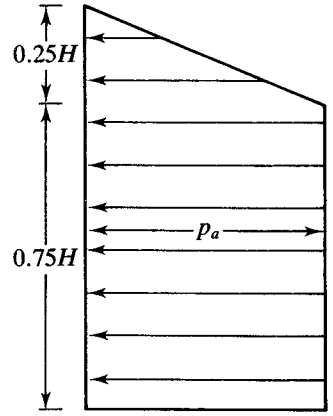
La figura 8.50 muestra la envolvente de presión para cortes en arena. Esta presión, p_a, se expresa como

$$p_a = 0.65\gamma H K_a \tag{8.106}$$

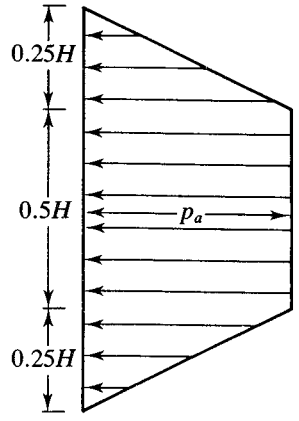
donde γ = peso específico
H = altura del corte
K_a = coeficiente de presión activa de Rankine = $\tan^2(45° - \phi/2)$



▼ **FIGURA 8.50** Envolvente de presión aparente para cortes en arena según Peck (1969)



▼ **FIGURA 8.51** Envolvente de presión aparente para cortes en arcillas blandas y medias según Peck (1969)



▼ **FIGURA 8.52** Envolvente de presión aparente para cortes en arcilla firme según Peck (1969)

Cortes en arcilla blanda y media

La envolvente de presión para arcillas blandas y medias se muestra en la figura 8.51, y es aplicable para la condición

$$\frac{\gamma H}{c} > 4$$

donde c = cohesión no drenada ($\phi = 0$)

La presión, p_a, es la mayor de

$$P_a = \gamma H \left[1 - \left(\frac{4c}{\gamma H}\right)\right]$$

o

$$p = 0.3\gamma H \qquad (8.107)$$

donde γ = peso específico de la arcilla

Cortes en arcilla firme

La envolvente de presión mostrada en la figura 8.52, en la que

$$p_a = 0.2\gamma H \text{ a } 0.4\gamma H \quad \text{(con un promedio de } 0.3\gamma H) \qquad (8.108)$$

es aplicable a la condición $\gamma H/c \leq 4$.

Limitaciones de las envolventes de presión

Al usar las envolventes de presión antes descritas, se deben tener en cuenta los siguiente puntos:

1. Las envolventes de presión son llamadas a veces *envolventes de presión aparente*. Sin embargo, la distribución de presión real es una función de la secuencia de construcción y de la flexibilidad relativa de la tablaestaca.
2. Se aplican a excavaciones con profundidades mayores que aproximadamente 20 pies (≈ 6 m).
3. Se basan en la suposición de que el nivel freático está debajo del fondo del corte.
4. Se supone que la arena está drenada con presión de poro igual a cero.
5. Se considera que la arcilla no está drenada y no se considera la presión de poro.

Cortes en suelo estratificado

En algunas ocasiones, cuando se construye un corte apuntalado se encuentran estratos de arcilla y arena. En este caso, Peck (1943) propuso que se determine un valor equivalente de la cohesión ($\phi = 0$) de la siguiente manera (refiérase a la figura 8.53a):

$$c_{\text{prom}} = \frac{1}{2H}\left[\gamma_s K_s H_s^2 \tan\phi_s + (H - H_s)\, n' q_u\right] \tag{8.109}$$

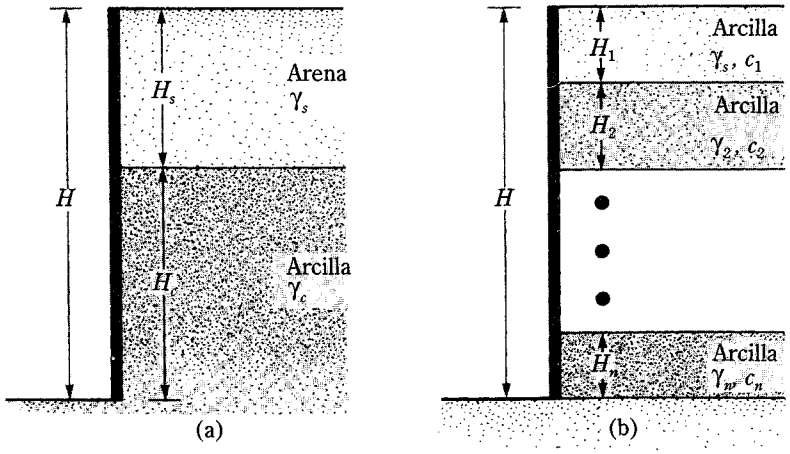
donde H = altura total del corte
γ_s = peso específico de la arena
H_s = altura del estrato de arena
K_s = coeficiente de presión lateral de la tierra para el estrato de arena (≈ 1)
ϕ_s = ángulo de fricción de la arena
q_u = resistencia a compresión no confinada de la arcilla
n' = coeficiente de falla progresiva (varía de 0.5 a 1.0; valor promedio 0.75)

El peso específico promedio, γ_a, de los estratos se expresa como

$$\gamma_a = \frac{1}{H}[\gamma_s H_s + (H - H_s)\, \gamma_c] \tag{8.110}$$

donde γ_c = peso específico saturado del estrato de arcilla

Una vez determinados los valores de la cohesión y del peso específico, las envolventes de presión de la arcilla se usan para diseñar los cortes.



▼ **FIGURA 8.53** Suelos estratificados en cortes apuntalados

Similarmente, cuando se encuentran varios estratos de arcilla en el corte (figura 8.53b), la cohesión no drenada promedio es

$$c_{\text{prom}} = \frac{1}{H}(c_1H_1 + c_2H_2 + \cdots + c_nH_n) \tag{8.111}$$

donde $c_1, c_2, \ldots, c_n$ = cohesión no drenada en los estratos 1, 2,...,n
$H_1, H_2, \ldots, H_n$ = espesores de las capas 1, 2,..., n

El peso específico promedio, γ_a, es

$$\gamma_a = \frac{1}{H}(\gamma_1H_1 + \gamma_2H_2 + \gamma_3H_3 + \cdots + \gamma_nH_n) \tag{8.112}$$

8.22 DISEÑO DE LAS DIVERSAS COMPONENTES DE UN CORTE APUNTALADO

Puntales

En los trabajos de construcción, los puntales deben tener un espaciamiento mínimo vertical de aproximadamente 9 pies (2.75 m) o algo más, y son en realidad columnas horizontales sometidas a flexión. La capacidad de carga de las columnas depende de la *relación de esbeltez,* la cual es reducida proporcionando soportes verticales y horizontales en puntos intermedios. Para cortes anchos, el empalme de los puntales es necesario. Para cortes apuntalados en suelos arcillosos, la profundidad del primer puntal debajo de la superficie del terreno debe ser menor que la profundidad z_c de la grieta de tensión. De la ecuación (6.13),

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

donde K_a = coeficiente de presión activa de Rankine

Para determinar la profundidad de la grieta de tensión,

$$\sigma_a = 0 = \gamma z_c K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

o

$$zc = \frac{2c}{\sqrt{K_a}\gamma}$$

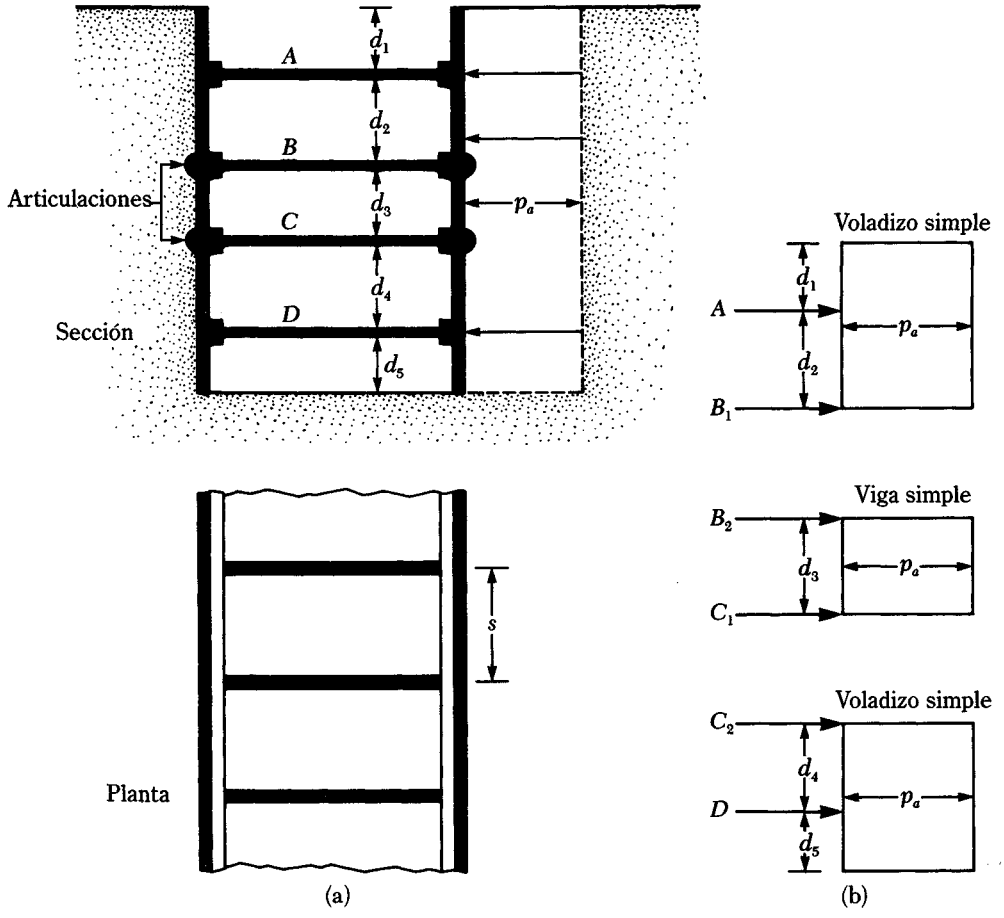
Con $\phi = 0$, $K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 1$, por lo que

$$z_c = \frac{2c}{\gamma}$$

Debe usarse un procedimiento conservador simplificado para determinar las cargas en los puntales, aunque este procedimiento variará, dependiendo de los ingenie-

ros implicados en el proyecto. El siguiente es un resumen paso a paso del procedimiento general (refiérase a la figura 8.54).

1. Dibuje la envolvente de presiones para el corte apuntalado (ver las figuras 8.50, 8.51 y 8.52). Muestre también los niveles propuestos para los puntales. La figura 8.54a muestra una envolvente de presiones para un suelo arenoso: sin embargo, podría ser también la de una arcilla. Los niveles de los puntales están marcados *A, B, C* y *D*. Las tablaestacas (o vigas montantes) se suponen articuladas en los niveles de los puntales, excepto para el de la parte superior y el del fondo. En la figura 8.54a, las articulaciones están a los niveles de los puntales *B* y *C*. (Muchos ingenieros suponen también que las tablaestacas o las vigas montantes están articuladas en todos los niveles de puntales, excepto el de la parte superior.)



▼ **FIGURA 8.54** Determinación de las cargas en puntales; (a) sección y planta del corte; (b) método para determinar las cargas en puntales

2. Determine las reacciones para las dos vigas simple en voladizo (parte superior y fondo) y de todas las vigas simples intermedias. En la figura 8.54b, esas reacciones son A, B_1, B_2, C_1, C_2 y D.
3. Las cargas en los puntales en la figura 8.54 se calculan como sigue:

$$\begin{aligned} P_A &= (A)(s) \\ P_B &= (B_1 + B_2)(s) \\ P_C &= (C_1 + C_2)(s) \\ P_D &= (D)(s) \end{aligned} \tag{8.113}$$

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 (unidad: fuerza / longitud unitaria del corte apuntalado)
s = espaciamiento horizontal de los puntales (ver la planta en la figura 8.54a)

4. Si se conocen las cargas de los puntales a cada nivel y las condiciones de apuntalamiento intermedias, se escogen las secciones apropiadas con ayuda del manual de construcción en acero.

Tablaestacas

Los siguientes pasos están implicados en el diseño de tablaestacas:

1. Para cada una de las secciones mostradas en la figura 8.54b, determine el momento flexionante máximo.
2. Determine el valor máximo de los momentos flexionantes máximos ($M_{máx}$) obtenidos en el paso 1. Note que la unidad de este momento será, por ejemplo, lb-pie/pie (kN · m/m) de longitud de tablaestaca.
3. Obtenga el módulo de sección requerido de las tablaestacas:

$$S = \frac{M_{máx}}{\sigma_{adm}} \tag{8.114}$$

donde σ_{adm} = esfuerzo admisible de flexión del material de la tablaestaca

4. Escoja una tablaestaca que tenga un módulo de sección mayor o igual al módulo de sección requerido de una tabla como la tabla C.1 (Apéndice C).

Largueros

Los largueros se tratan como miembros horizontales continuos si se empalman apropiadamente. En forma conservadora, también se tratan como si estuviesen articulados en los puntales.

Para la sección mostrada en la figura 8.54a, los momentos máximos para los largueros (suponiendo que están articulados en los puntales) son

$$\text{Al nivel } A,\ M_{\text{máx}} = \frac{(A)(s^2)}{8}$$

$$\text{Al nivel } B,\ M_{\text{máx}} = \frac{(B_1 + B_2)s^2}{8}$$

$$\text{Al nivel } C,\ M_{\text{máx}} = \frac{(C_1 + C_2)s^2}{8}$$

$$\text{Al nivel } D,\ M_{\text{máx}} = \frac{(D)(s^2)}{8}$$

donde A, B_1, B_2, C_1, C_2 y D son las reacciones bajo los puntales por unidad de longitud de la tablaestaca (paso 2 del diseño de puntales)

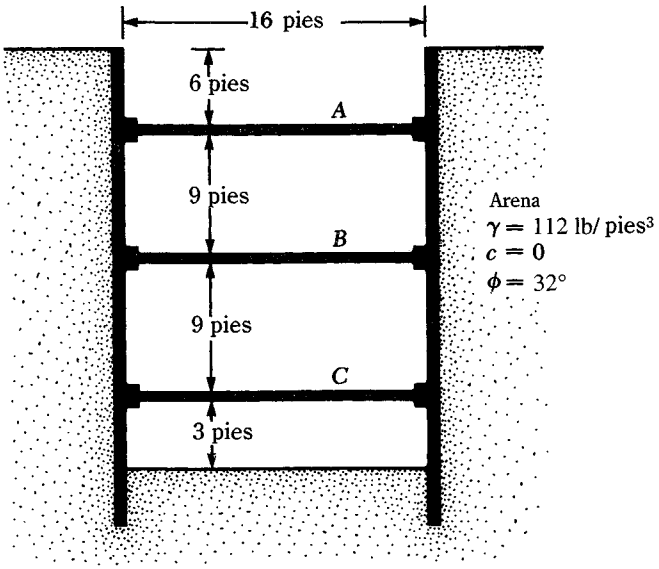
Determine el módulo de sección de los largueros:

$$S = \frac{M_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{adm}}}$$

Los largueros son a veces sujetados a la tablaestaca en puntos que satisfagan los requisitos de soporte lateral.

▼ EJEMPLO 8.14

Refiérase al corte apuntalado mostrado en la figura 8.55.



▼ FIGURA 8.55

a. Dibuje la envolvente de presión de la tierra y determine las cargas en los puntales, espaciados horizontalmente a 12 pies centro a centro.
b. Determine la sección de la tablaestaca.
c. Determine el módulo de sección requerido de los largueros al nivel A. Considere: $\sigma_{adm} = 24$ klbs/pulgs^2.

Solución:

Parte a

Para este caso, la envolvente de la presión de la tierra mostrada en la figura 8.50 es aplicable. Por consiguiente

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{32}{2}\right) = 0.307$$

De la Ec. (8.106),

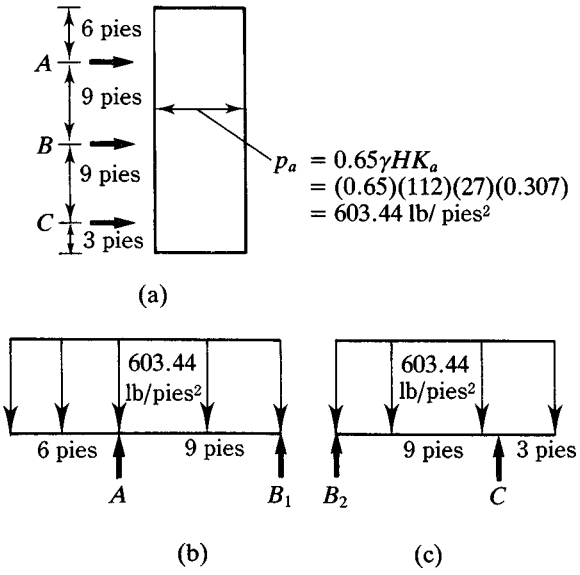
$$p_a = 0.65\gamma HK_a = (0.65)(112)(27)(0.307) = 603.44 \text{ lb/pies}^2$$

La figura 8.56a muestra la envolvente de presión. Refiérase a la figura 8.56b y calcule B_1:

$$\sum M_{B_1} = 0$$

$$A = \frac{(603.44)(15)\left(\frac{15}{2}\right)}{9} = 7543 \text{ lb/pies}$$

$$B_1 = (603.44)(15) - 7543 = 1508.6 \text{ lb/pies}$$



▼ **FIGURA 8.56**

Ahora refiérase a la figura 8.56c y calcule B_2:

$$\sum M_{B_2} = 0$$

$$C = \frac{(603.44)(12)\left(\frac{12}{2}\right)}{9} = 4827.5 \text{ lb/pies}$$

$$B_2 = (603.44)(12) - 4827.5 = 2413.7 \text{ lb/pies}$$

Las cargas en los puntales son

En A, (7.543)(espaciamiento) = (7.543)(12) = **90.52 klb**

En B, ($B_1 + B_2$)(espaciamiento) = (1.509 + 2.414)(12) = **47.07 klb**

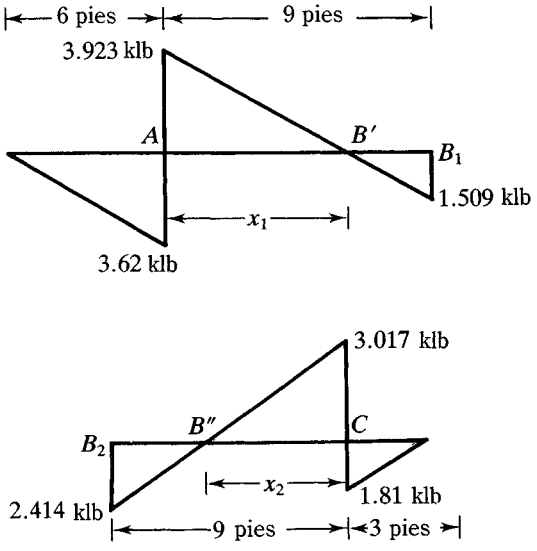
En C, (C)(espaciamiento) = (4.827)(12) = **57.93 klb**

Parte b

Refiérase a los diagramas de carga mostrados en la figura 8.56b y 8.56c. La figura 8.57 muestra los diagramas de fuerza cortante basados en los diagramas de carga. Primero determine x_1 y x_2:

$$x_1 = \frac{3.923}{0.603} = 6.5 \text{ pies}$$

$$x_2 = \frac{3.017}{0.603} = 5 \text{ pies}$$



▼ FIGURA 8.57

Los momentos son entonces

At A, $\frac{1}{2}(3.62)(6) = 10.86$ Klb–pies

At C, $\frac{1}{2}(1.81)(3) = 2.715$ Klb–pies

At B', $\frac{1}{2}(1.509)(2.5) = 1.89$ Klb–pies

At B'', $\frac{1}{2}(2.414)(4) = 4.828$ Klb–pies

M_A es máximo, por lo que

$$S_x = \frac{M_{máx}}{\sigma_{adm}} = \frac{(10.86 \text{ Klb-pies})(12)}{24 \text{ Klb/pulg}^2} = 5.43 \text{ pulg}^3$$

De la tabla C.1 (Apéndice C),

Use PZ-22: S_x = 18.1 pulgs³/pies de tablaestaca

Parte c:

Para el larguero al nivel A,

$$M_{máx} = \frac{A(s^2)}{8}$$

$A = 7543$ pulgs/pies, por lo que

$$M_{máx} = \frac{(7.543)(12^2)}{8} = 135.77 \text{ Klb-pies}$$

$$S_x = \frac{M_{máx}}{\sigma_{adm}} = \frac{(135.77)(12)}{24 \text{ Klb/pulg}^2} = \textbf{67.9 pulg}^3\textbf{/pies de tablaestaca}$$ ▲

▼ EJEMPLO 8.15

La sección transversal de un corte apuntalado largo se muestra en la figura 8.58a.

a. Dibuje la envolvente de presiones de la tierra.
b. Determine las cargas en los puntales en los niveles A, B y C.
c. Determine el módulo de sección requerido de tablaestaca. Use $\sigma_{adm} = 170$ MN/m².

Nota: Los puntales están colocados a 3 m centro a centro en planta.

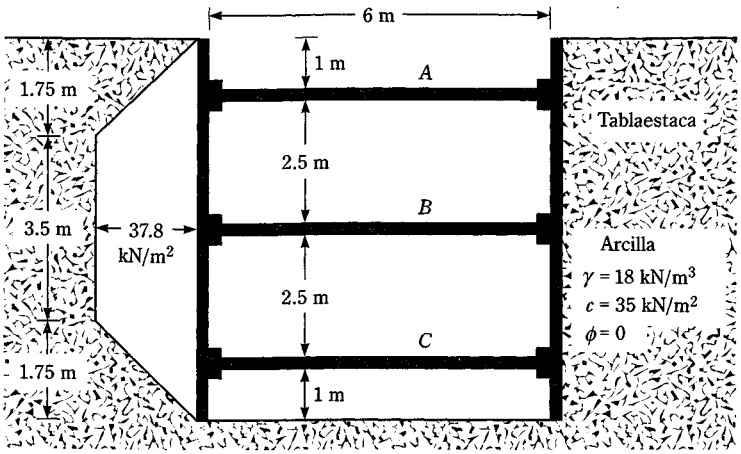
Solución:

Parte a

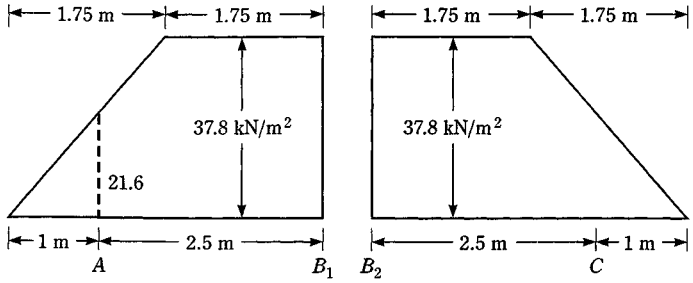
Se dan: $\gamma = 18$ kN/m³, $c = 35$ kN/m² y $H = 6$ m.

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{(18)(7)}{35} = 3.6 < 4$$

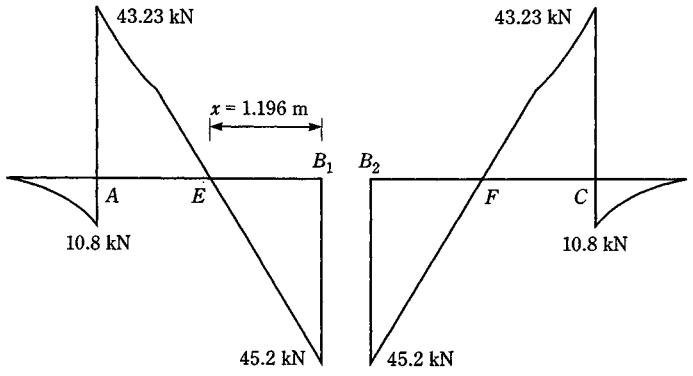
La envolvente de presión será como la de la figura 8.52. Está graficada en la figura 8.58a con una intensidad de presión máxima, p_a, igual a $0.3\gamma H = 0.3(18)(7) =$ **37.8 kN/m².**



(a)



(b) Determinación de la reacción



(c) Diagrama de fuerza cortante

▼ **FIGURA 8.58**

Parte b

Para la determinación de las cargas en los puntales, refiérase a la figura 8.58b. Tomando momentos respecto a B_1, $\Sigma M_{B_1} = 0$,

$$A(2.5) - \left(\frac{1}{2}\right)(37.8)(1.75)\left(1.75 + \frac{1.75}{3}\right) - (1.75)(37.8)\left(\frac{1.75}{2}\right) = 0$$

o

$$A = 54.02 \text{ kN/m}$$

También, Σ fuerzas verticales = 0. Entonces

$$\tfrac{1}{2}(1.75)(37.8) + (37.8)(1.75) = A + B_1$$

$$33.08 + 66.15 - A = B_1$$

Por tanto,

$$B_1 = 45.2 \text{ kN/m}$$

Debido a la simetría

$$B_2 = 45.2 \text{ kN/m}$$

$$C = 54.02 \text{ kN/m}$$

Cargas de los puntales a varios niveles

P_A = 54.02 × espaciamiento, s, horizontal = 54.02 × 3 = **162.06 kN**

$P_B = (B_1 + B_2)3 = (45.2 + 45.2)3 =$ **271.2 kN**

P_C = 54.02 × 3 = **162.06 kN**

Parte c

Refiérase al lado izquierdo de la figura 8.58b. Para momento máximo, la fuerza cortante debe ser cero. La variación de la fuerza cortante se muestra en la figura 8.58c. La localización del punto E se da como

$$x = \frac{\text{reacción en } B_1}{37.8} = \frac{45.2}{37.8} = 1.196 \text{ m}$$

$$\text{Magnitud del momento en } A = \frac{1}{2}(1)\left(\frac{37.8}{1.75} \times 1\right)\left(\frac{1}{3}\right)$$

$$= 3.6 \text{ kN-m/metro de tablaestaca}$$

$$\text{Magnitud del momento en } E = (45.2 \times 1.196) - (37.8 \times 1.196)\left(\frac{1.196}{2}\right)$$

$$= 54.06 - 27.03$$

$$= 27.03 \text{ kN-m/metro de tablaestaca}$$

Como la carga en las secciones izquierda y derecha de la figura 8.58b son las mismas, la magnitud de los momentos en F y C (figura 8.58c) serán iguales que en E y A, respectivamente. Por consiguiente, el momento máximo = 27.03 kN-m/metro de tablaestaca.

El módulo de sección de la tablaestaca es

$$S = \frac{M_{máx}}{\sigma_{adm}} = \frac{27.03 \text{ kN-m}}{170 \times 10^3 \text{ kN/m}^2} = \mathbf{15.9 \times 10^{-5} \text{ m}^3\text{/m de la tablaestaca}} \quad \blacktriangle$$

8.23 LEVANTAMIENTO DEL FONDO DE UN CORTE EN ARCILLA

Los cortes apuntalados en arcilla resultan inestables como resultado del levantamiento del fondo de la excavación. Terzaghi (1943) analizó el factor de seguridad de excavaciones apuntaladas contra levantamiento del fondo. La superficie de falla para tal caso se muestra en la figura 8.59. La carga vertical (por unidad de longitud del corte) en el fondo del corte a lo largo de la línea *bd* y *af* es

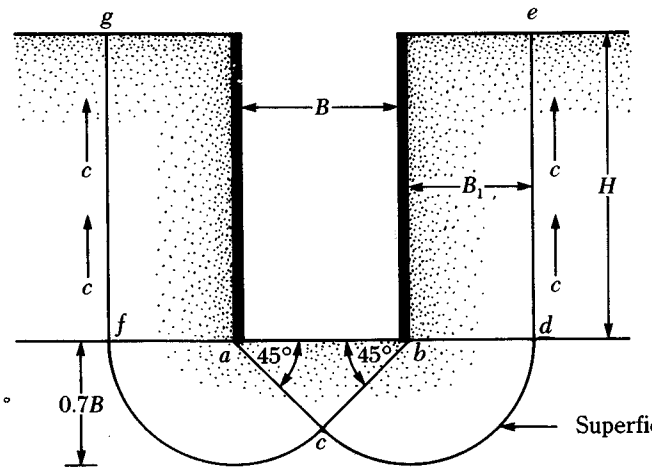
$$Q = \gamma H B_1 - cH \tag{8.115}$$

donde $B_1 = 0.7B$

c = cohesión (concepto $\phi = 0$)

Esta carga Q se trata como una carga por unidad de longitud sobre una cimentación continua al nivel de *bd* (y *af*) con ancho de $B_1 = 0.7B$. Con base en la teoría de Terzaghi sobre la capacidad de carga, la capacidad neta última de capacidad de carga por unidad de longitud de esta cimentación (capítulo 3) es

$$Q_u = cN_cB_1 = 5.7cB_1$$



▼ **FIGURA 8.59** Factor de seguridad contra levantamiento del fondo

Por consiguiente, de la ecuación (8.115), el factor de seguridad contra levantamiento del fondo es

$$FS = \frac{Q_u}{Q} = \frac{5.7\,cB_1}{\gamma H B_1 - cH} = \frac{1}{H}\left(\frac{5.7\,c}{\gamma - \dfrac{c}{0.7B}}\right) \tag{8.116}$$

Este factor de seguridad se basa en la hipótesis de que el estrato de arcilla es homogéneo, por lo menos hasta una profundidad de $0.7B$ debajo del fondo del corte. Sin embargo, un *estrato duro de roca o de material rocoso a una profundidad de* $D < 0.7B$ modificará la superficie de falla en alguna medida. En tal caso, el factor de seguridad es

$$FS = \frac{1}{H}\left(\frac{5.7c}{\gamma - c/D}\right) \tag{8.117}$$

Bjerrum y Eide (1956) también estudiaron el problema del levantamiento del fondo de cortes apuntalados en arcilla. Como factor de seguridad, propusieron:

$$FS = \frac{cN_c}{\gamma H} \tag{8.118}$$

El factor de capacidad de carga, N_c, varía con las razones H/B y L/B (donde L = longitud del corte). Para cortes infinitamente largos ($B/L = 0$), $N_c = 5.14$ para $H/B = 0$ y se incrementa a $N_c = 7.6$ para $H/B = 4$. Más allá de este valor, es decir, para $H/B > 4$, el valor de N_c permanece constante. Para cortes cuadrados en planta ($B/L = 1$), $N_c = 6.3$ para $H/B = 0$ y $N_c = 9$ para $H/B \geq 4$. En general, para cualquier H/B,

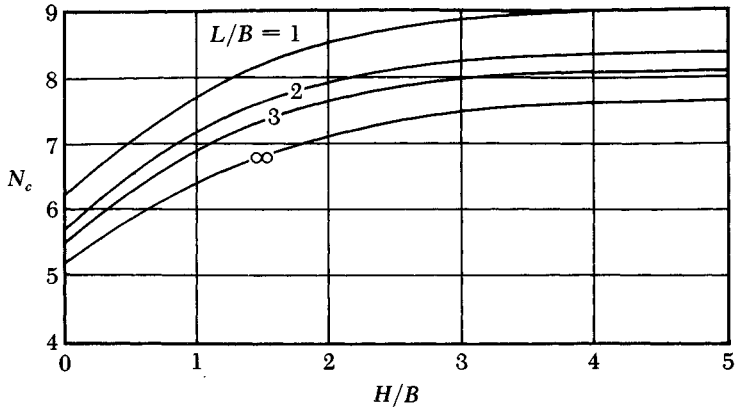
$$N_{c(\text{rectangulo})} = N_{c(\text{cuadrado})}\left(0.84 + 0.16\,\frac{B}{L}\right) \tag{8.119}$$

La figura 8.60 muestra la variación del valor de N_c para $L/B = 1, 2, 3$ y ∞.

Cuando las ecuaciones (8.118) y (8.119) se combinan, el factor de seguridad contra levantamiento es

$$FS = \frac{cN_{c(\text{cuadrado})}\left(0.84 + 0.16\,\dfrac{B}{L}\right)}{\gamma H} \tag{8.120}$$

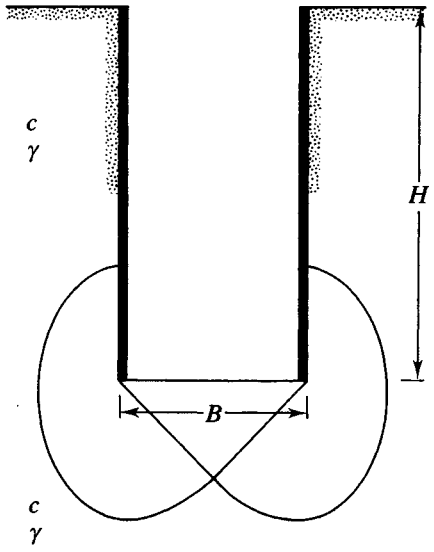
La ecuación (8.120) y la variación del factor de capacidad de carga N_c, como muestra la figura 8.60, se basan en las hipótesis de que el estrato de arcilla debajo del fondo del corte es homogéneo y que la magnitud de la cohesión no drenada en el suelo que



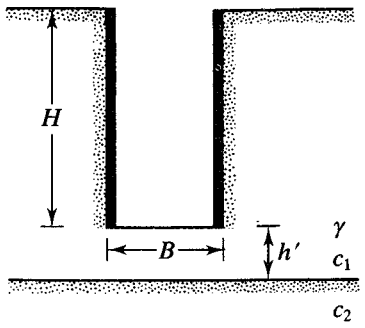
▼ **FIGURA 8.60** Variación de N_c con L/B y H/B [basada en la ecuación de Bjerrum y Eide, ecuación (8.119)]

contiene la superficie de falla es igual a c (figura 8.61). Sin embargo, si se encuentra un estrato más fuerte de arcilla a una pequeña profundidad, como muestra la figura 8.62a, la superficie de falla debajo del corte será gobernada por las cohesiones no drenadas c_1 y c_2. Para este tipo de condición, el factor de seguridad es

$$FS = \frac{c_1[N'_{c(\text{tranja})}F_d]F_s}{\gamma H} \tag{8.121}$$

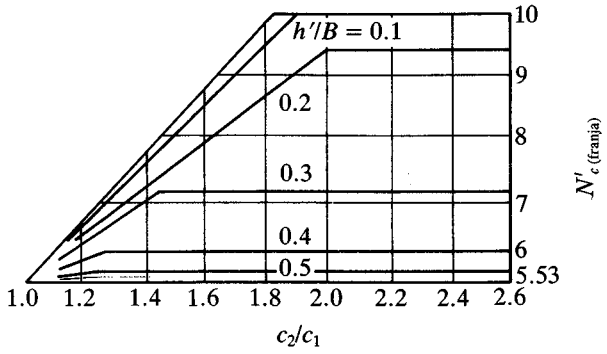


▼ **FIGURA 8.61** Obtención de la ecuación (8.120)

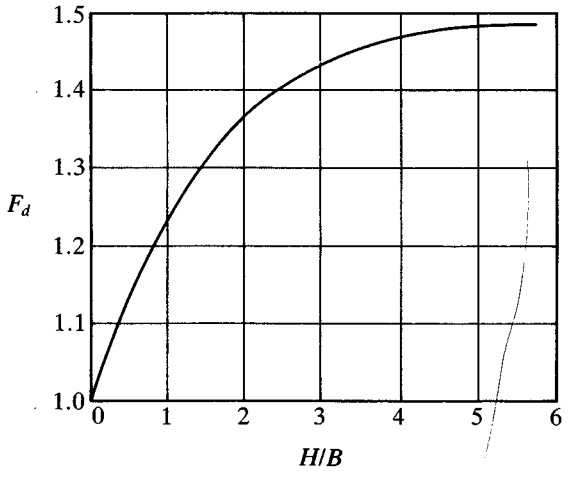


(Nota: $c_2 > c_1$)

(a)



(b)



(c)

▼ **FIGURA 8.62** (a) Arcilla estratificada debajo del fondo del corte; (b) variación de $N'_{c(\text{franja})}$ con c_2/c_1 y h'/B (según Reddy y Srinivasan, 1967); y (c) variación de F_d con H/B

donde $N'_{c(\text{franja})}$ = factor de capacidad de carga de un corte apuntalado infinitamente largo ($B/L = 0$), que es una función de h'/B y de c_2/c_1
F_d = factor de profundidad, que es una función de H/B
F_s = factor de forma

La variación de $N'_{c(\text{franja})}$ se muestra en la figura 8.62b, y la variación de F_d como función de H/B se da en la imagen 8.62c. El factor de forma, F_s, es

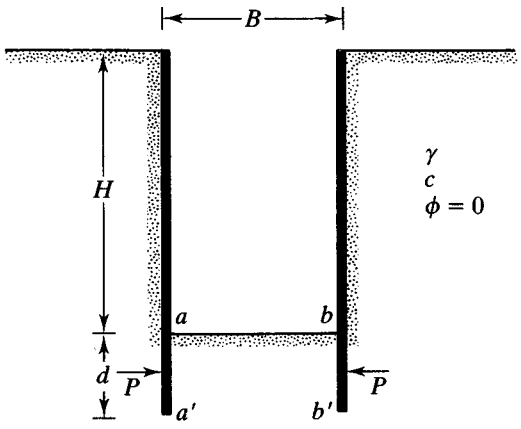
$$F_S = 1 + 0.2\frac{B}{L} \tag{8.122}$$

En la mayoría de los casos, se recomienda un factor de seguridad de aproximadamente 1.5. Si el FS resulta menor a 1.5, la tablaestaca se hinca más profundamente (figura 8.63). Usualmente la profundidad, d, se mantiene menor o igual que $B/2$. En ese caso, la fuerza, P, por unidad de longitud de la tablaestaca enterrada (aa' y bb') se expresa como sigue (U.S. Department of the Navy, 1971):

$$P = 0.7(\gamma HB - 1.4cH - \pi cB) \qquad \text{para } d > 0.47B \tag{8.123}$$

y

$$P = 1.5d\left(\gamma H - \frac{1.4cH}{B} - \pi c\right) \qquad \text{para } d < 0.47B \tag{8.124}$$



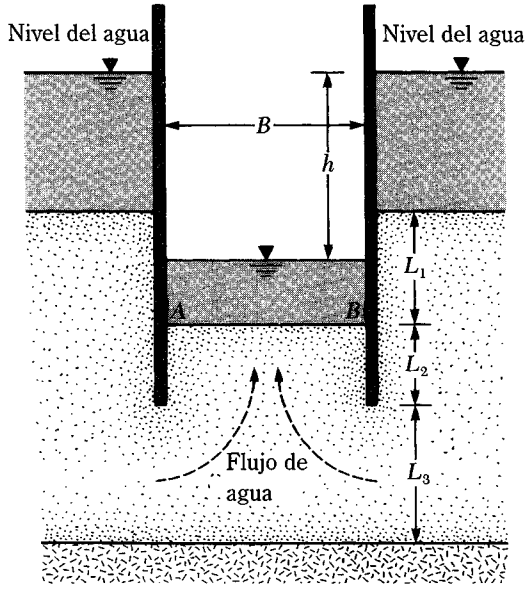
▼ **FIGURA 8.63** Fuerza sobre la longitud enterrada de la tablaestaca

8.24 ESTABILIDAD DEL FONDO DE UN CORTE EN ARENA

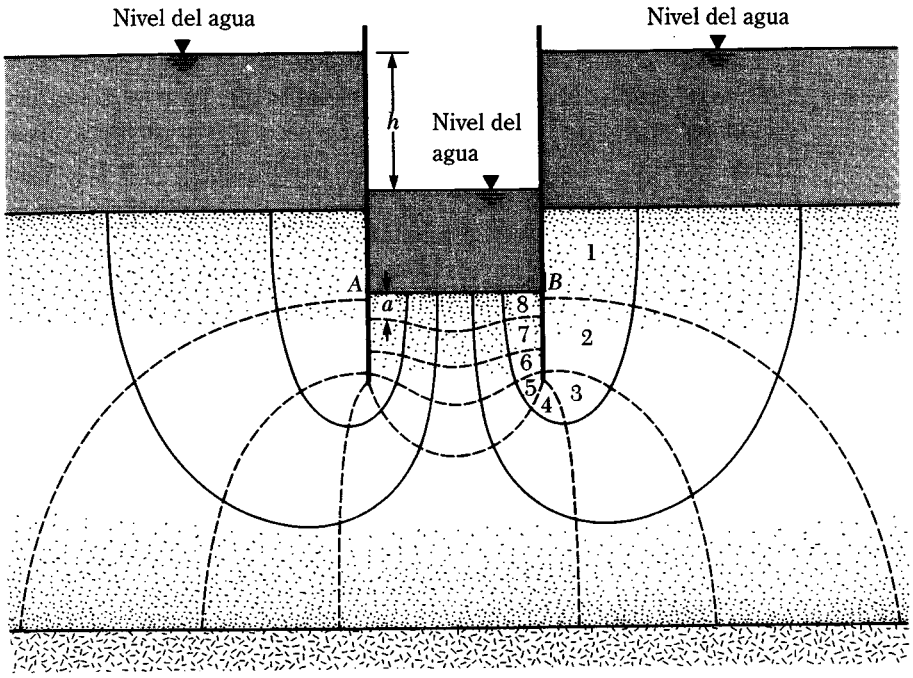
El fondo de un corte en arena es generalmente estable. Cuando se encuentra el nivel freático, el fondo del corte es estable siempre que el nivel del agua dentro de la excavación sea mayor que el nivel freático. En caso que se requiera desaguar la excavación (figura 8.64), el factor de seguridad contra tubificación debe ser revisado. [*Tubificación* es otro término para la falla por levantamiento, como se definió en la sección 1.11; véase la ecuación (1.51)]. La tubificación ocurre cuando se crea un alto gradiente hidráulico por el agua que fluye a la excavación. Para revisar el factor de seguridad, dibuje redes de flujo y determine el gradiente máximo de salida [$i_{máx(salida)}$] que ocurrirá en los puntos A y B. La figura 8.65 muestra una tal red de flujo, para la cual el gradiente máximo de salida es

$$i_{máx(salida)} = \frac{\frac{h}{N_d}}{a} = \frac{h}{N_d a} \tag{8.125}$$

donde a = longitud del elemento de flujo en A (o en B)
N_d = número de caídas (*note*: en la figura 8.65, $N_d = 8$; vea también la sección 1.9)



▼ FIGURA 8.64



▼ **FIGURA 8.65** Determinación del factor de seguridad contra tubificación por medio del dibujo de la red de flujo

El factor de seguridad contra tubificación se expresa como

$$FS = \frac{i_{cr}}{i_{máx(salida)}} \tag{8.126}$$

donde i_{cr} = gradiente hidráulico crítico

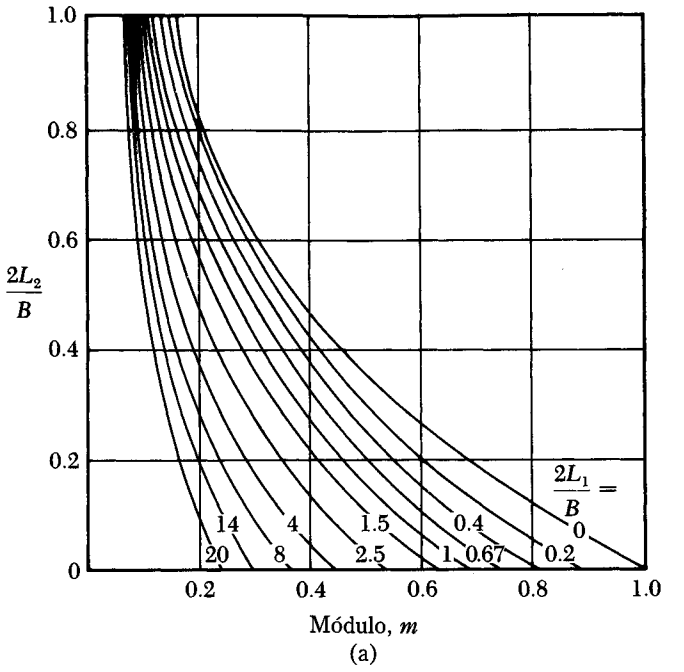
La relación para i_{cr} fue dada en el capítulo 1 como

$$i_{cr} = \frac{G_s - 1}{e + 1}$$

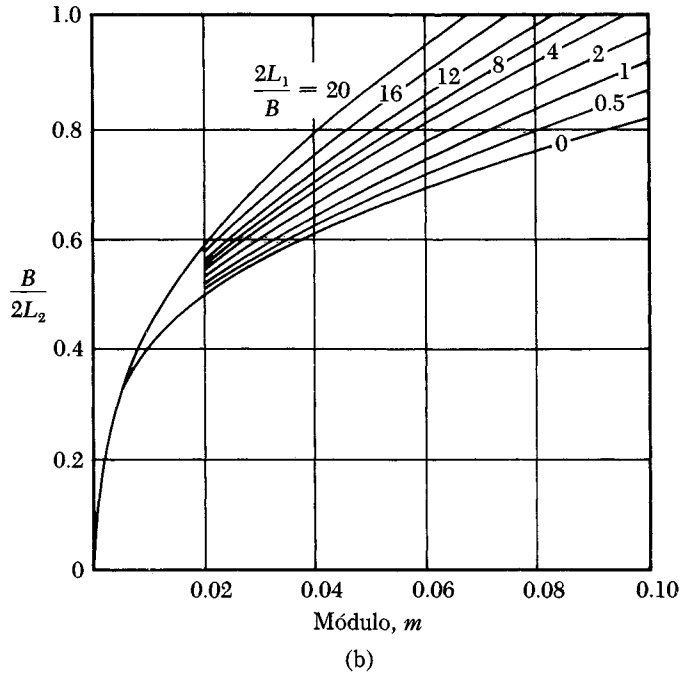
La magnitud de i_{cr} varía entre 0.9 y 1.1 en la mayoría de los suelos, con un promedio de aproximadamente 1. Un factor de seguridad de aproximadamente 1.5 es deseable.

El gradiente máximo de salida para excavaciones ademadas en arenas con $L_3 = \infty$ también se evalúa teóricamente (Harr, 1962). (Sólo los resultados de esas derivaciones matemáticas serán presentados aquí. Para detalles adicionales, refiérase al trabajo original.) Para calcular el gradiente máximo de salida, refiérase a las figuras 8.66 y 8.67 y efectúe los siguientes pasos.

1. Determine el módulo, m, con la figura 8.66, obteniendo $2L_2/B$ (o $B/2L_2$) y $2L_1/B$.



(a)



(b)

▼ **FIGURA 8.66** Variación del módulo (de *Groundwater y Seepage*, por M. E. Harr. Copyright ©1962 por McGraw-Hill. Usada con autorización.)

2. Con el módulo conocido y $2L_1/B$, refiérase a la figura 8.67 y determine $L_2 i_{\text{salida-(máx)}}/h$. Como L_2 y h serán conocidos, $i_{\text{salida(máx)}}$ se calcula.
3. El factor de seguridad contra tubificación se evalúa usando la ecuación (8.126).

Marsland (1958) presentó los resultados de pruebas en modelos efectuados para estudiar el efecto de la infiltración en la estabilidad de excavaciones ademadas en arena. Estos fueron resumidos por el Departamento de la marina estadunidense (1971) en el *NAVFAC DM-7* y se muestran en la figura 8.68a, b y c. Note que la figura 8.68b es para el caso de la determinación de la penetración (L_2) de la tablaestaca necesaria para el factor requerido de seguridad contra tubificación cuando el estrato de arena se extiende a gran profundidad debajo de la excavación. Sin embargo, la figura 8.68c representa el caso en que un estrato impermeable se encuentra a la profundidad $L_2 + L_3$ debajo del fondo de la excavación.

▼ **EJEMPLO 8.16**

Refiérase a la figura 8.64, en la cual $h = 4.5$ m, $L_1 = 5$ m, $L_2 = 4$ m, $B = 5$ m y $L_3 = \infty$. Determine el factor de seguridad contra tubificación.

Solución:

$$\frac{2L_1}{B} = \frac{2(5)}{5} = 2$$

$$\frac{B}{2L_2} = \frac{5}{2(4)} = 0.625$$

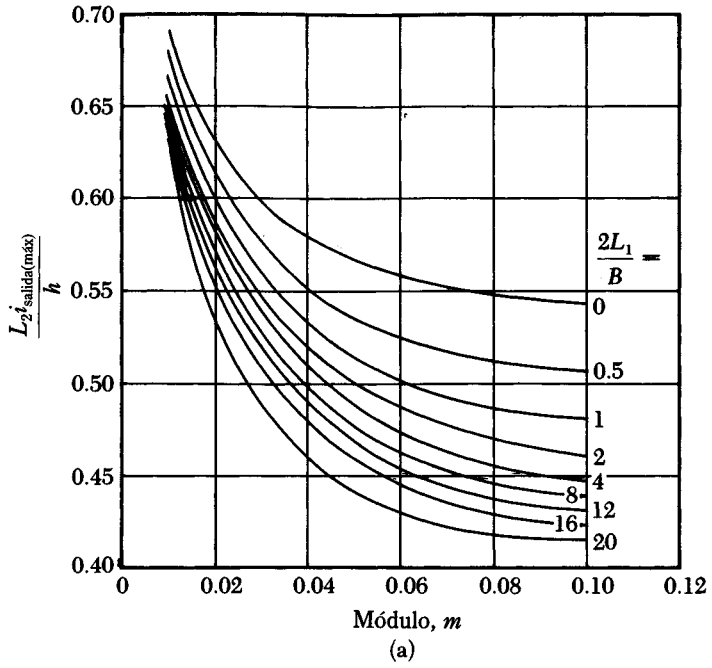
De acuerdo con la figura 8.66b para $2L_1/B = 2$ y $B/2L_2 = 0.625$, $m \approx 0.033$. De la figura 8.67a para $m = 0.033$ y $2L_1/B = 2$, $L_2 i_{\text{salida(máx)}}/h = 0.54$. Por consiguiente

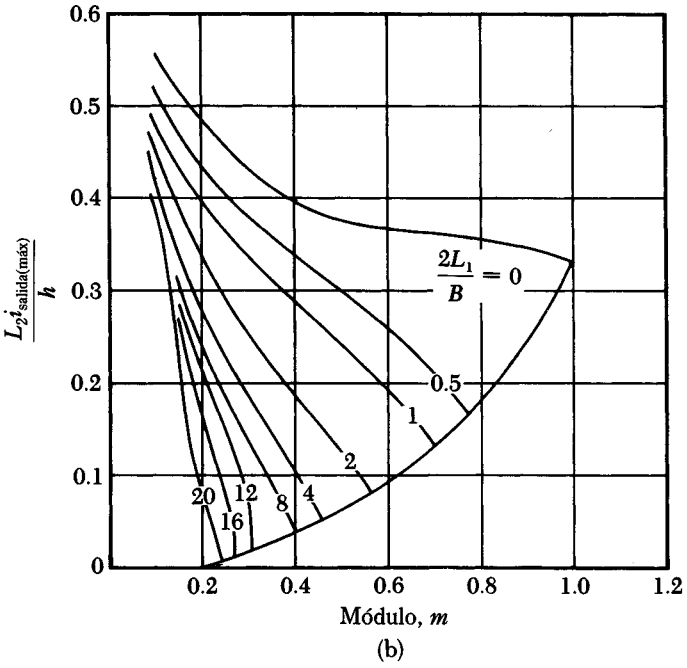
$$i_{\text{salida(máx)}} = \frac{0.54(h)}{L_2} = 0.54(4.5)/4 = 0.608$$

$$FS = \frac{i_{\text{cr}}}{i_{\text{máx(salida)}}} = \frac{1}{0.608} = 1.645$$ ▲

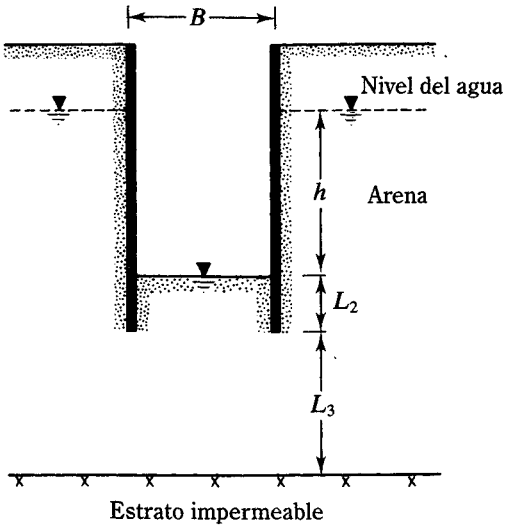
8.25 CEDENCIA LATERAL DE TABLAESTACAS Y ASENTAMIENTO DEL TERRENO

En cortes apuntalados es posible algún movimiento lateral de la tablaestaca (figura 8.69). La cantidad de cedencia lateral depende de varios factores, el más importante es el tiempo transcurrido entre la excavación y la colocación de los largueros y los puntales. Mana y Clough (1981) analizaron los registros de campo de varios cortes apuntalados en arcillas de zonas de San Francisco, Oslo (Noruega), Boston, Chicago y Bowline Point (Nueva York). Bajo condiciones ordinarias de construcción, encontraron que la cedencia lateral máxima, $\delta_{H(\text{máx})}$, tiene una relación definida con el factor de seguridad contra levantamiento, como muestra la figura 8.69. Note que el factor de

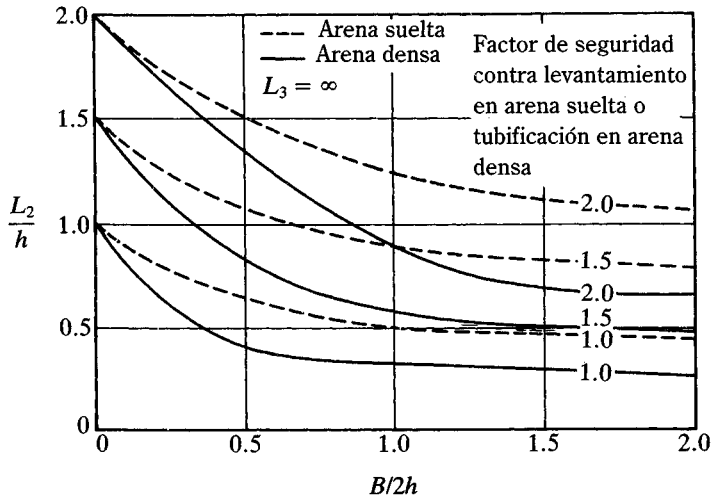




▼ **FIGURA 8.67** Variación del gradiente máximo de salida con el módulo (de *Groundwater y Seepage*, por M. E. Harr. Copyright ©1962 por McGraw-Hill. Usada con autorización).

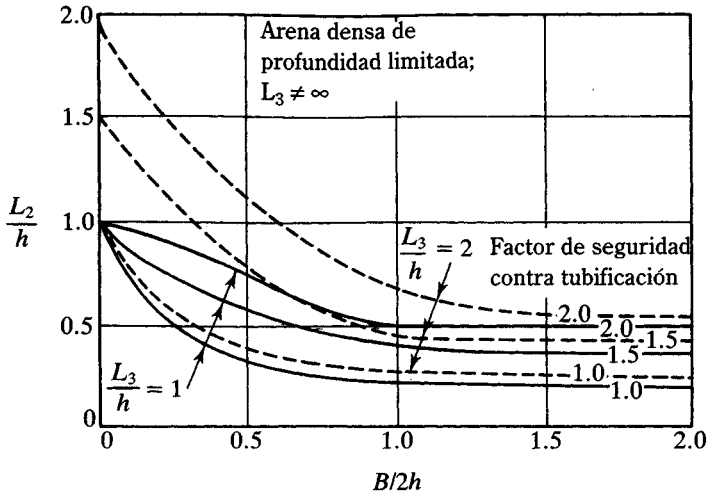


(a)



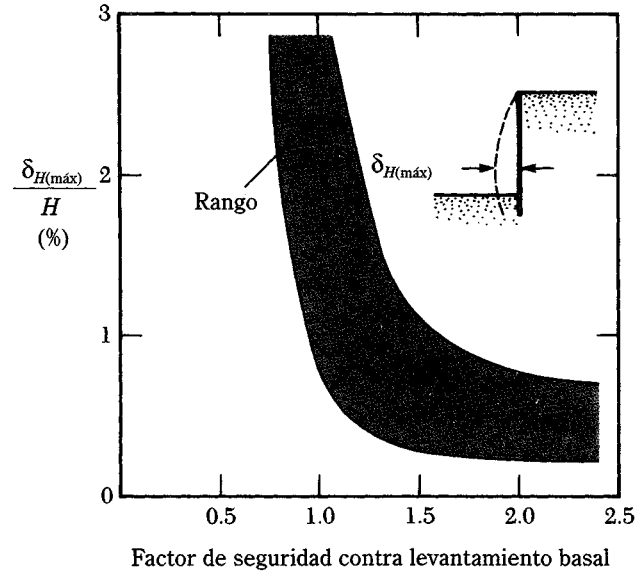
(b)

▼ **FIGURA 8.68** Influencia de la infiltración sobre la estabilidad de excavaciones con tablaestacas (según U.S. Department of the Navy, 1971)



(c)

▼ **FIGURA 8.68** (Continuación)



▼ **FIGURA 8.69** Rango de variación de $\delta_{H(máx)} / H$ con *FS versus* levantamiento del fondo de observaciones de campo (adaptado de Mana y Clough, 1981)

seguridad contra levantamiento graficado en la figura 8.69 se calculó usando las ecuaciones (8.116) y (8.117).

Como se mencionó antes, en algunos casos las tablaestacas (o las vigas montantes, según el caso) son hincadas hasta cierta profundidad debajo del fondo de la excavación, con el fin de reducir la cedencia lateral de los muros durante las últimas etapas de la excavación. La cedencia lateral de los muros ocasionará que la superficie del terreno que rodea al corte se asiente. Sin embargo, el grado depende principalmente del tipo de suelo debajo del fondo del corte. Si la arcilla debajo del corte se extiende una gran profundidad y $\gamma H/c$ es menor que aproximadamente 6, la prolongación de las tablaestacas o de las vigas montantes debajo del fondo del corte ayudará considerablemente a reducir la cedencia lateral de los muros.

Sin embargo, bajo ciertas circunstancias, si $\gamma H/c$ es aproximadamente igual a 8, la prolongación de las tablaestacas en la arcilla debajo del corte no ayudará en forma considerable. En tal caso, podemos esperar un alto grado de cedencia del muro que conduzca al colapso total del sistema de apuntalamiento. Si un estrato de suelo duro se encuentra debajo de un estrato de arcilla en el fondo del corte, las tablaestacas deben empotrarse en el estrato más firme, lo que reducirá considerablemente el problema.

La cedencia lateral de los muros inducirá generalmente asentamientos, δ_v, del terreno alrededor de un corte apuntalado, a lo que se llama *pérdida de terreno*. Con base en varias observaciones de campo, Peck (1969) proporcionó curvas para predecir el asentamiento del terreno en varios tipos de suelo (véase la figura 8.70). La magnitud de la pérdida de terreno varía ampliamente; sin embargo, la figura 8.70 se usa como guía general.

Con base en los datos de campo obtenidos en varios cortes de zonas de San Francisco, Oslo y Chicago, Mana y Clough (1981) proporcionaron una correlación entre la cedencia lateral máxima $\delta_{H(\text{máx})}$ en tablaestacas y el asentamiento máximo $\delta_{V(\text{máx})}$ del terreno que se muestra en la figura 8.71. Note que

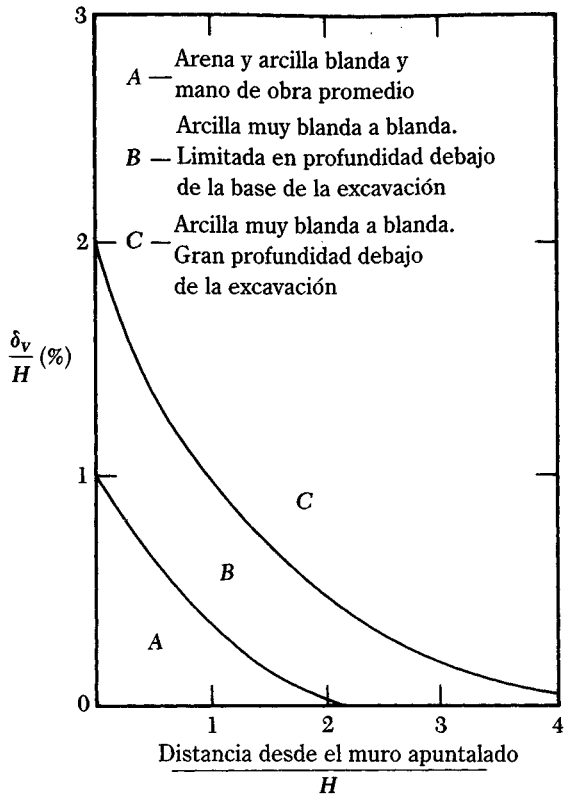
$$\delta_{V(\text{máx})} \approx 0.5\delta_{H(\text{máx})} \quad \text{a} \quad 1.0\delta_{H(\text{máx})} \tag{8.127}$$

8.26 CASOS ESTUDIO DE CORTES APUNTALADOS

El procedimiento para determinar cargas en puntales y el diseño de tablaestacas y largueros presentado en las secciones anteriores parece ser bastante directo. Sin embargo, sólo es posible si se escoge una apropiada envolvente de presiones para el diseño, lo que es difícil. Esta sección describe algunos casos estudio de cortes apuntalados que evidencian las dificultades y el grado de buen juicio necesario para llevar a cabo con éxito varios proyectos.

A. Estación 12 del sistema del tren subterráneo entre Oakland y San Francisco

Armento (1972) proporcionó las mediciones de la presión lateral en el corte apuntalado construido para la estación 12 del sistema del tren subterráneo de San Francisco (BART). El suelo consistía principalmente en arenas arcillosas cafés de medio densas a densas y de arcillas arenosas firmes a muy firmes. Las figuras 8.72a y 8.72b mues-

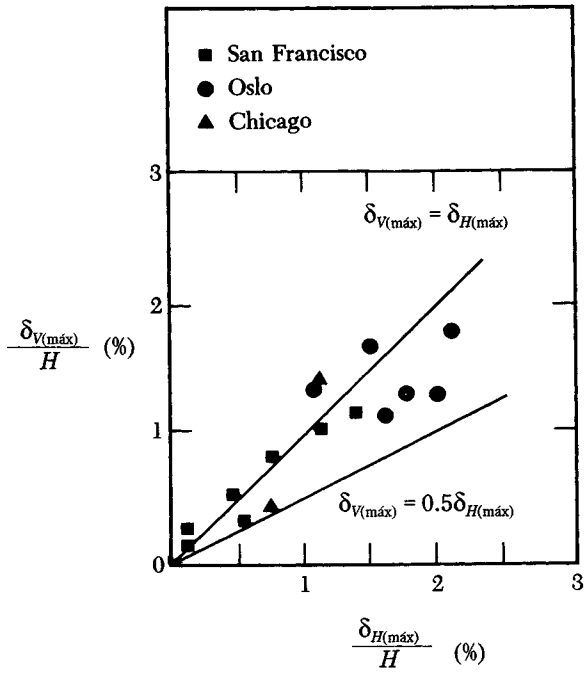


▼ **FIGURA 8.70** Variación del asentamiento del terreno con la distancia (según Peck, 1969)

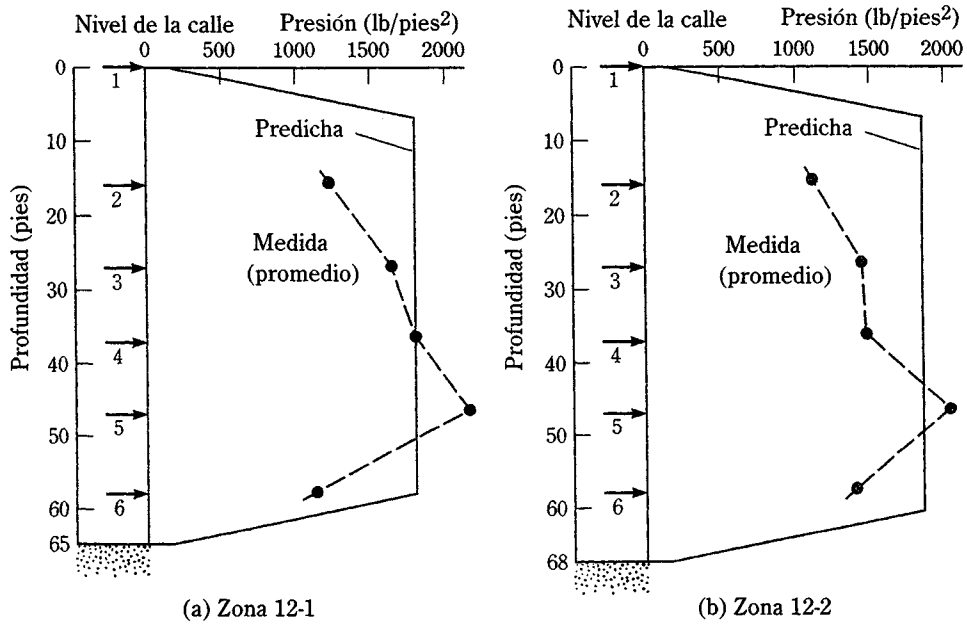
tran las envolventes supuestas de presiones y la presión promedio medida en las zonas 12-1 y 12-2. En las figuras se ve que (a) la presión medida no seguía un patrón lineal de variación con la profundidad y que (b) en algunas profundidades, la presión medida excedía la supuesta en la envolvente de presiones.

B. Extensión del tren subterráneo en Boston

Lambe (1970) proporcionó datos sobre el desempeño de tres excavaciones para la extensión del tren subterráneo en Boston (secciones de prueba A, B y D), las cuales estaban bien instrumentadas. La figura 8.73 da los detalles de la sección de prueba B, donde el corte tenía 58 pies (≈ 18 m), incluyendo las condiciones del subsuelo. Éste consistía en grava, arena, limo y arcilla (relleno) hasta una profundidad de cerca de 26 pies (8 m), seguido de un limo ligeramente orgánico, gris claro hasta una profundidad de cerca de 46 pies (14 m). Un estrato de arena gruesa y grava con algo de arcilla estaba presente a una profundidad de entre 46 pies y 54 pies (14 m a 16.5 m) debajo de la superficie del terreno. Se encontró roca debajo de 54 pies (16.5 m). Los detalles de

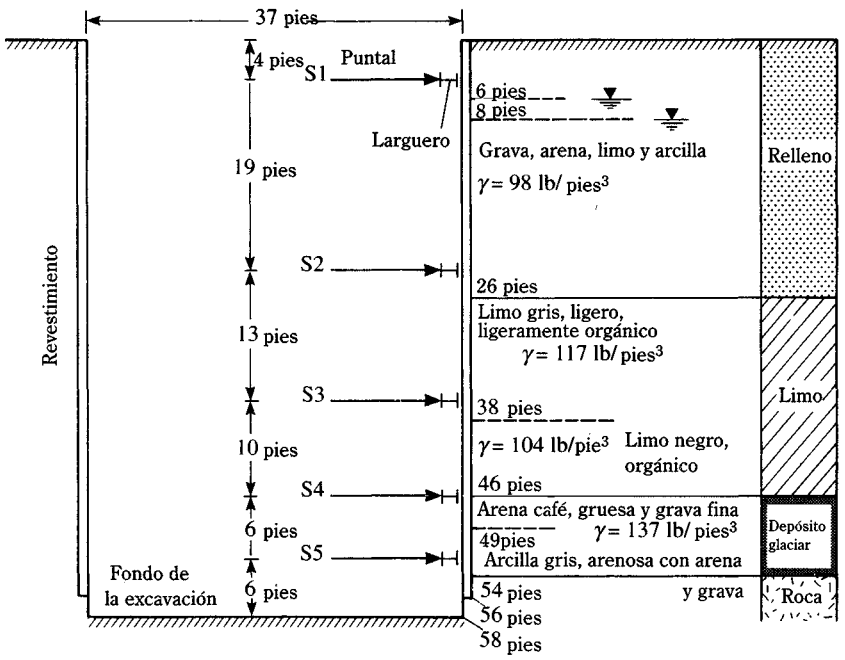


▼ **FIGURA 8.71** Variación de la cedencia lateral máxima con el asentamiento máximo del terreno (según Mana y Clough, 1981)



(a) Zona 12-1 (b) Zona 12-2

▼ **FIGURA 8.72** Mediciones de la presión lateral en cortes apuntalados para la construcción de la estación en la calle 12 del BART (según Armento, 1972)



▼ **FIGURA 8.73** Sección B de prueba para una extensión del tren subterráneo MBTA (según Lambe, 1970)

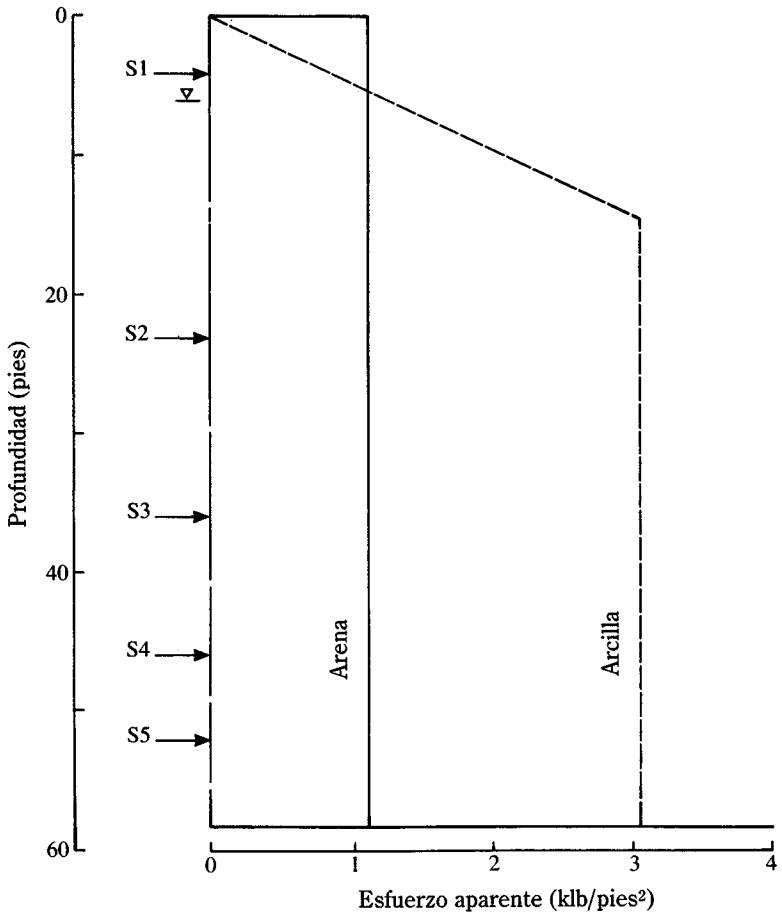
los puntales y los largueros se dan abajo. El espaciamiento horizontal de los puntales fue de 12 pies (3.66 m) centro a centro.

Nivel del puntal	Profundidad (pies)	Sección de los largueros	Sección de los puntales
S1	4	14BP89	36WF150
S2	23	27WF160	14WF153
S3	36	27WF177	14WF167
S4	46	27WF160	14WF158
S5	52	27WF177	14WF167

Como las envolventes de presiones aparentes disponibles (sección 8.21) son sólo para *arena* y *arcilla*, surgen dudas de cómo tratar el relleno, el limo y el depósito glaciar. La figura 8.74 muestra las envolventes de presiones aparentes propuestas por Peck (1969), considerando el suelo como *arena* y también como *arcilla*, para resolver ese problema. Para los parámetros promedio del perfil del suelo, los siguientes valores de p_a se usaron para desarrollar las envolventes de presiones mostradas en la figura 8.74.

Arena

$$P_a = 0.65\gamma H K_a \tag{8.106}$$



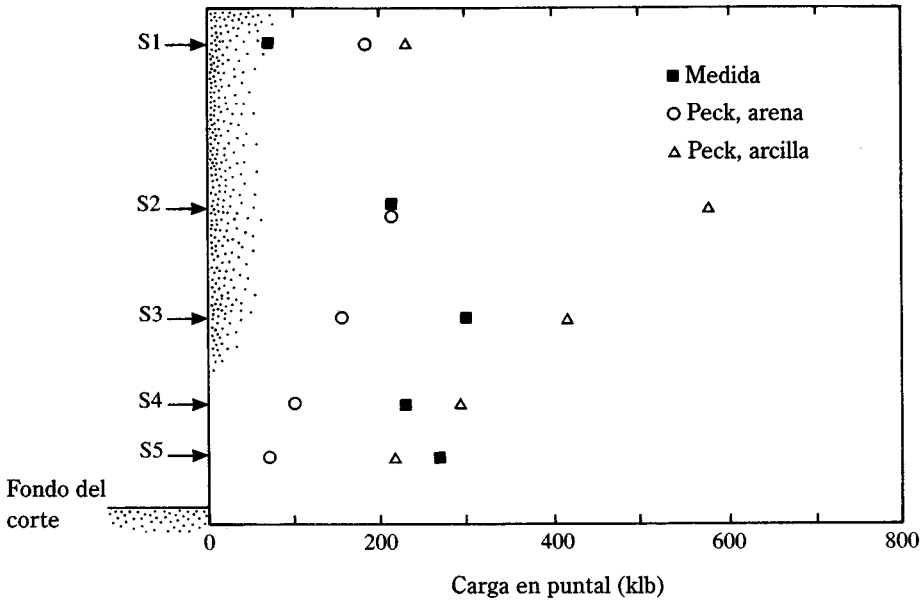
▼ **FIGURA 8.74** Envolventes de presión aparente para la sección B de prueba del MBTA (según Lambe, 1970)

Para $\gamma = 114$ lb/pies^3, $H = 58$ pies y $K_a = 0.26$,

$$P_a = (0.65)(114)(58)(0.26) = 1117 \text{ lb/pies}^2 \approx 1.12 \text{ klb/pies}^2$$

Arcilla

$$P_a = \gamma H \left[1 - \left(\frac{4c}{\gamma H}\right)\right] \tag{8.107}$$



▼ **FIGURA 8.75** Cargas en puntales, medidas y predichas, de la sección B de prueba del MBTA (según Lambe, 1970)

Para $c = 890$ lb/pies^2,

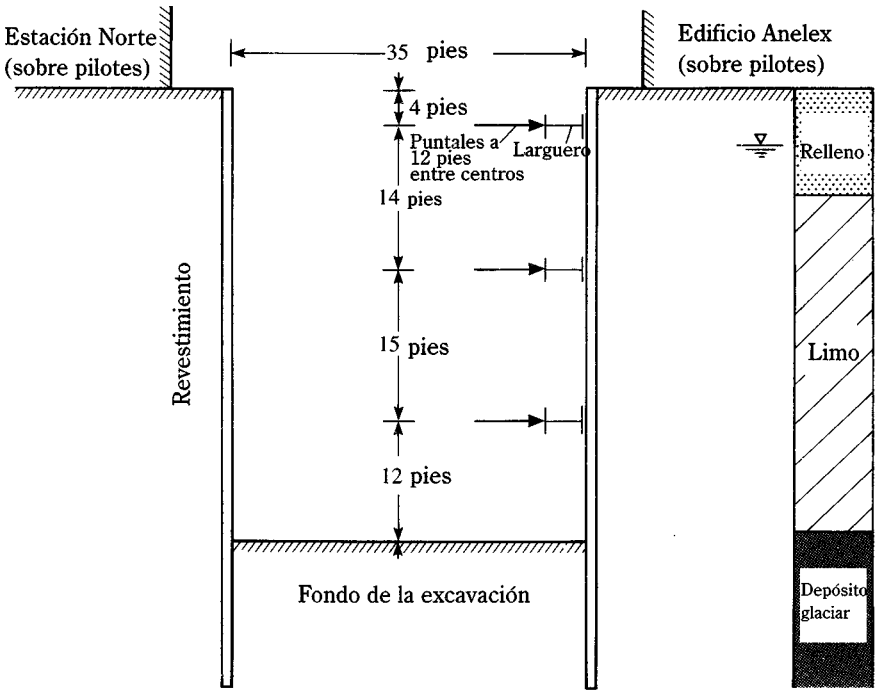
$$P_a = (114)(58)\left[1 - \frac{(4)(890)}{(114)(58)}\right] = 3052 \text{ lb/pies}^2 \approx 3.05 \text{ klb/pies}^2$$

La figura 8.75 muestra las variaciones de la carga en los puntales, con base en las envolventes supuestas de presión mostradas en la figura 8.74. En la 8.75 se muestran también las cargas medidas en campo en los puntales y las cargas de diseño de los mismos. Esta comparación indica que

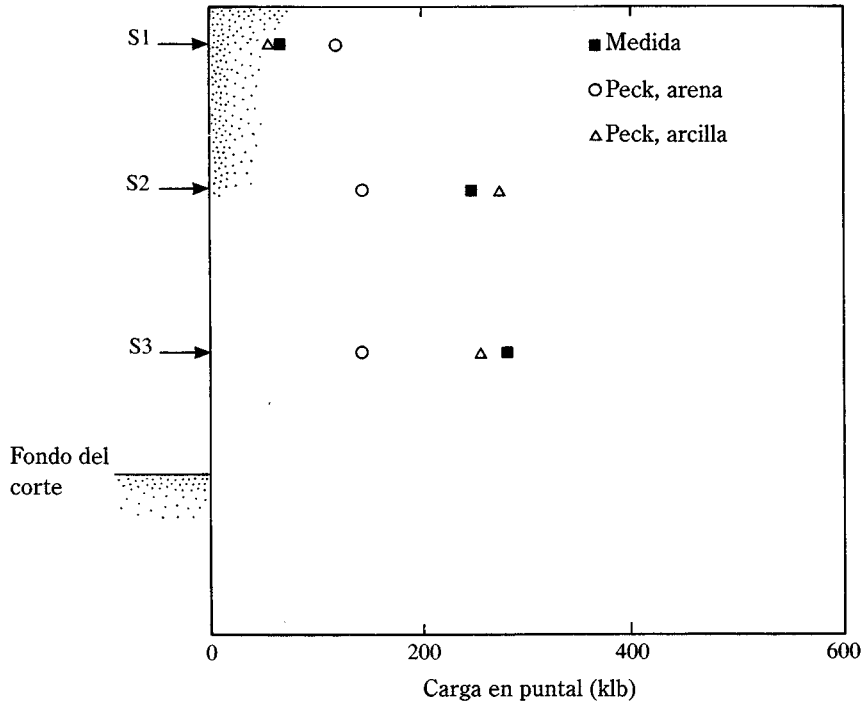
1. En la mayoría de los casos, las cargas medidas en los puntales difieren ampliamente con las predichas, debido principalmente a las incertidumbres implícitas en los parámetros supuestos para el suelo.
2. Las cargas de diseño en los puntales fueron considerablemente mayores que las medidas.

La figura 8.76 muestra la sección A de la extensión del tren subterráneo junto con el perfil del suelo. Las cargas medidas y predichas para los puntales en esta sección (similar a la figura 8.75) se muestran en la figura 8.77. Considerando las incertidumbres implícitas, la concordancia general entre los valores medidos y los predichos es bastante buena.

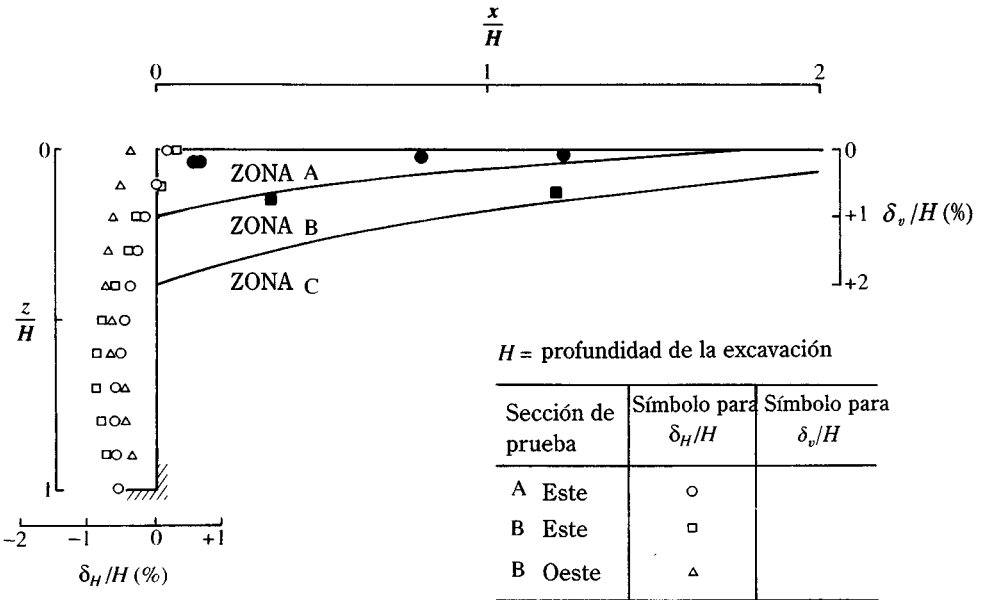
La figura 8.78 muestra los movimientos del suelo en la vecindad de las secciones A y B en forma adimensional (δ_V/H y δ_H/H), que parecen estar en general de acuerdo con los presentados en la sección 8.25.



▼ **FIGURA 8.76** Sección A de prueba para la extensión del tren subterráneo MBTA (según Lambe, 1970)



▼ **FIGURA 8.77** Cargas en puntales, medidas y predichas, para la sección A de prueba del MBTA (según Lambe, 1970)



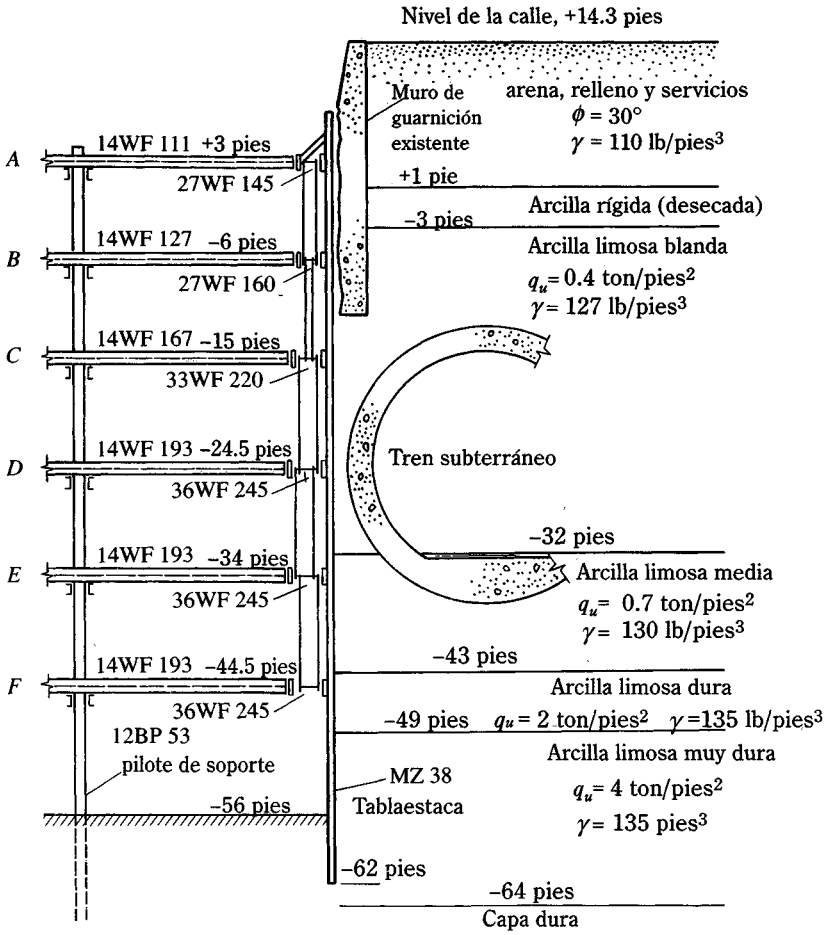
Sección de prueba	Símbolo para δ_H/H	Símbolo para δ_v/H
A Este	○	
B Este	□	
B Oeste	△	
A		●
B		■

▼ **FIGURA 8.78** Variación de δ_H/H y δ_v/H en la vecindad de las secciones de prueba A y B del MBTA (según Lambe, 1970)

C. Construcción del National Plaza (mitad sur) en Chicago

La construcción de la mitad sur del National Plaza en Chicago requirió un corte apuntalado de 70 pies (≈ 21 m) de profundidad. Swatek y otros (1972) reportaron el caso historia de esta construcción. La figura 8.79 muestra un diagrama esquemático del corte apuntalado y del perfil del subsuelo. Se tuvieron seis niveles de puntales. La siguiente tabla da las cargas máximas en los largueros y puntales.

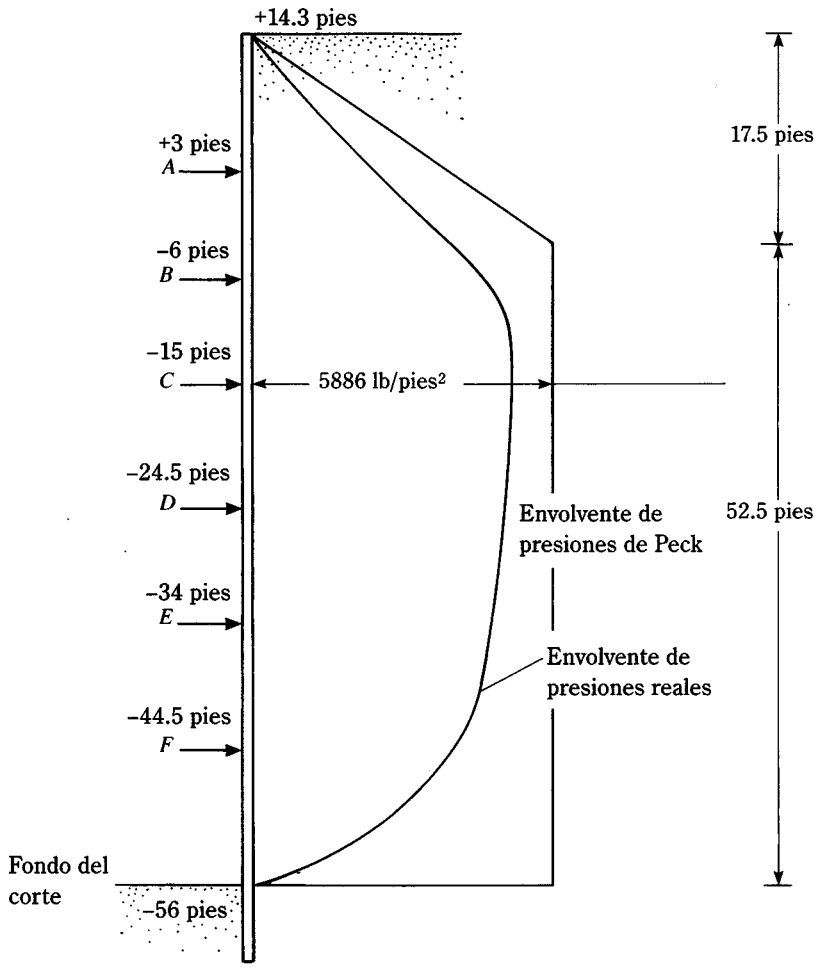
Nivel del puntal	Elevación (pies)	Carga medida (klb/pies)
A	+3	16.0
B	−6	26.5
C	−15	29.0
D	−24.5	29.0
E	−34	29.0
F	−44.5	30.7
		Σ 160.2



▼ **FIGURA 8.79** Diagrama esquemático del corte apuntalado y del perfil del subsuelo en el National Plaza de Chicago (según Swatek y otros, 1972)

La figura 8.80 presenta una envolvente de presión lateral de la tierra basada en las cargas máximas medidas en los largueros. Para comparar la predicción teórica con la observación real se requiere hacer un cálculo aproximado. Para esto, convertimos los estratos de suelo arcilloso desde la elevación + 1 pies hasta –56 pies en un solo estrato equivalente usando la ecuación.(8.111).

Elevación (pies)	Espesor, H(pies)	c (lb/pies^2)	c equivalente (lb/pies^2)
+1 a –32 pies	33	400	$C_{prom} = \frac{1}{57}[(33)(400) + (11)(700) + (6)(2000) = (7)(4000)]$
–32 pies a –43pies	11	700	
–43 pies a –49 pies	6	2000	$= 1068$ lb/pies^2
–49 pies a –56 pies	7	4000	
	Σ 57		



▼ **FIGURA 8.80** Comparación de envolventes de presiones reales y de Peck

Ahora, usando la ecuación (8.109), convertimos el estrato de arena localizado entre las elevaciones +14 pies y + 1 pie y la capa equivalente de arcilla de 57 pies en un estrato equivalente de arcilla con espesor de 70 pies:

$$c_{\text{prom}} = \frac{1}{2H}\left[\gamma_s K_s H_s^2 \tan\phi_s + (H - H_s)\, n' q_u\right]$$

$$= \left[\frac{1}{(2)(70)}\right][(110)(1)(13)^2 \tan 30 + (57)(0.75)(2 \times 1068)] \approx 730 \text{ lb/pies}^2$$

La Ec. (8.112) da

$$\gamma_{\text{prom}} = \frac{1}{H}(\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \cdots + \gamma_n H_n)$$

$$= \frac{1}{70}[(110)(13) + (127)(33) + (130)(11) + (135)(6) + (135)(7)]$$

$$= 125.8 \text{ lb/pies}^3$$

Para el estrato equivalente de arcilla de 70 pies,

$$\frac{\gamma_{\text{prom}} H}{c_{\text{prom}}} = \frac{(125.8)(70)}{730} = 12.06 > 4$$

Por consiguiente, la envolvente de presión aparente será del tipo mostrado en la figura 8.51. De la ecuación(8.107)

$$p_a = \gamma H\left[1 - \left(\frac{4c_{\text{prom}}}{\gamma_{\text{prom}} H}\right)\right] = (125.8)(70)\left[1 - \frac{(4)(730)}{(125.8)(70)}\right] = 5886 \text{ lb/pies}^2$$

La envolvente de presiones se muestra en la figura 8.80. El área de este diagrama de presiones es de 201 klb/pies. La envolvente de presiones de Peck da entonces una presión lateral de la tierra de aproximadamente 1.8 veces la observada, resultado que no sorprende porque la envolvente de presiones dada por la figura 8.51 es una envolvente desarrollada considerando varios cortes hechos en localidades diferentes. Bajo condiciones reales de campo, la experiencia pasada con el comportamiento de suelos similares debe ayudar a reducir considerablemente los sobrediseños.

PROBLEMAS

8.1 La figura P8.1 muestra una tablaestaca en voladizo hincada en un suelo granular. Se dan, $L_1 = 8$ pies, $L_2 = 15$ pies, $\gamma = 100$ lb/pie^3, $\gamma_{\text{sat}} = 110$ lb/pie^3, $\phi = 35°$.

- **a.** ¿Cuál es la profundidad, D, teórica de empotramiento?
- **b.** Para un incremento del 30% en D, ¿cuál debe ser la longitud total de la tablaestaca?
- **c.** Determine el momento teórico máximo de la tablaestaca.

8.2 Resuelva el problema 8.1 con los siguientes datos: $L_1 = 4$ m, $L_2 = 8$ m, $\gamma = 16.1$ kN/m^3, $\gamma_{\text{sat}} = 18.2$ kN/m^3, $\phi = 32°$.

8.3 Resuelva el problema 8.1 con los siguientes datos: $L_1 = 3$ m, $L_2 = 6$ m, $\gamma = 17.3$ kN/m^3, $\gamma_{\text{sat}} = 19.4$ kN/m^3, $\phi = 30°$.

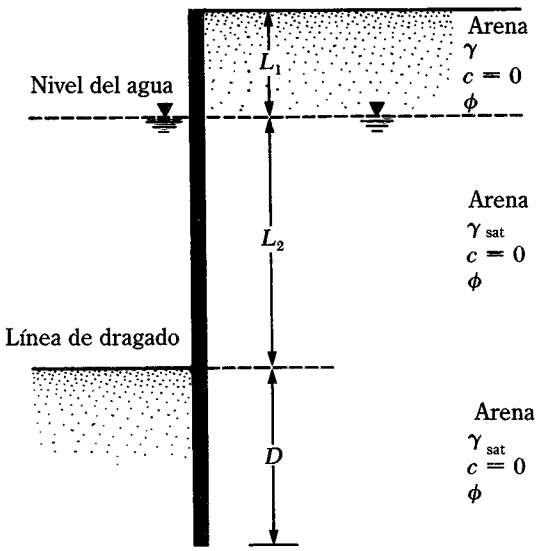
8.4 Refiérase a la figura 8.9. Se dan: $L = 15$ pies, $\gamma = 108$ lb/pie^3 y $\phi = 35°$. Calcule la profundidad teórica de penetración, D, y el momento máximo.

8.5 Resuelva el problema 8.4 con los siguientes datos: $L = 3$ m, $\gamma = 16.7$ kN/m^3, $\phi = 30°$.

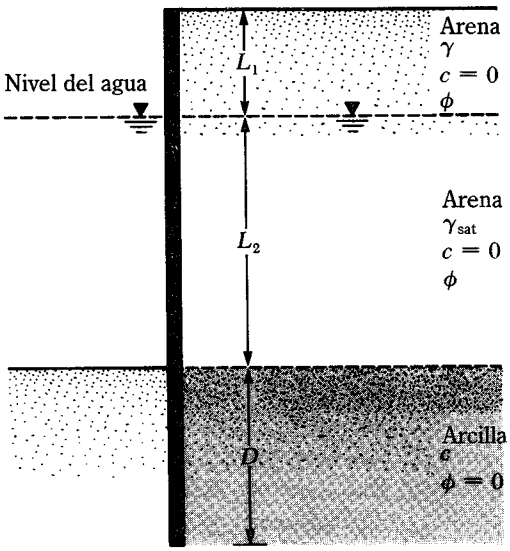
8.6 Refiérase a la figura 8.10, que muestra una tablaestaca en voladizo libre hincada en un estrato de arena. Determine la profundidad teórica de penetración y el momento máximo. Se dan: $\gamma = 17$ kN/m^3, $\phi = 36°$, $L = 4$ m y $P = 15$ kN/m.

8.7 Refiérase a la figura P8.7 para la cual $L_1 = 2.4$ m, $L_2 = 4.6$ m, $\gamma = 15.7$ kN/m^3, $\gamma_{\text{sat}} = 17.3$ kN/m^3, $c = 29$ kN/m^2 y $\phi = 30°$.

- **a.** Encuentre la profundidad teórica, D, de penetración.
- **b.** Se incrementa D en 40%. ¿Qué longitud se necesita para la tablaestaca?
- **c.** Determine el momento teórico máximo en la tablaestaca.



▼ FIGURA P8.1

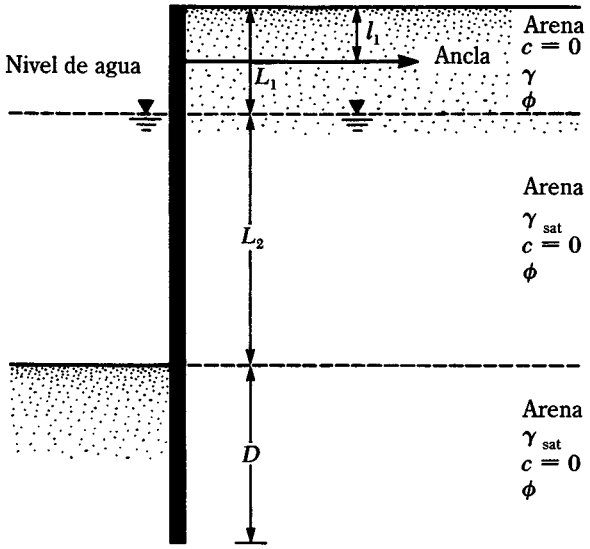


▼ FIGURA P8.7

8.8 Resuelva el problema 8.7 con los siguientes datos: $L_1 = 5$ pies, $L_2 = 10$ pies, $\gamma = 108$ lb/pie^3, $\gamma_{sat} = 122.4$ lb/pie^3, $\phi = 36°$ y $c = 800$ lb/pie^2.

8.9 Refiérase a la figura 8.14. Se dan $L = 4$ m, $P = 8$ kN/m, $c = 45$ kN/m^2 y $\gamma_{sat} = 19.2$ kN/m^3. Encuentre el valor teórico de D y el momento máximo.

8.10 En la figura P8.10 se muestra una tablaestaca anclada. Se dan: $L_1 = 5$ m, $L_2 = 8$ m, $l_1 = 2$ m, $\gamma = 16.5$ kN/m^3, $\gamma_{sat} = 18.5$ kN/m^3 y $\phi = 32°$.



▼ **FIGURA P8.10**

a. Calcule el valor teórico de la profundidad de empotramiento D.
b. Dibuje el diagrama de presiones.
c. Determine la fuerza en el ancla por unidad de longitud de tablaestaca.

Use el método de soporte libre.

8.11 Refiérase al problema 8.10. Suponga que $D_{real} = 1.25\,D_{teoría}$.

a. Determine el momento teórico máximo.
b. Escoja una sección de tablaestaca usando el procedimiento de reducción del momento de Rowe. Use $E = 207 \times 10^3$ MN/m^2, $\sigma_{adm} = 210{,}000$ kN/m^2.

8.12 Resuelva el problema 8.10 con los siguientes datos: $L_1 = 10$ pies, $L^2 = 25$ pies, $l_1 = 4$ pies, $\gamma = 120$ lb/pie^3, $\gamma_{sat} = 129.4$ lb/pie^3 y $\phi = 40°$.

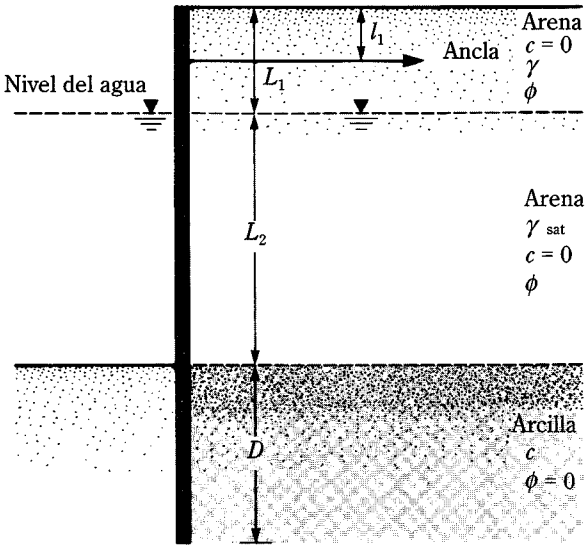
8.13 Refiérase al problema 8.12. Suponga que $D_{real} = 1.3D_{teórica}$. Usando el método de reducción del momento de Rowe, escoja una sección de tablaestaca. Use $E = 29 \times 10^6$ lb/pulg^2 y $\sigma_{adm} = 25$ klb/pulg^2.

8.14 Refiérase a la figura P8.10 en la cual $L_1 = 3$ m, $L_2 = 6$ m, $l_1 = 1.5$ m, $\gamma = 17.5$ kN/m^3, $\gamma_{sat} = 19.5$ kN/m^3 y $\phi = 35°$. Use el método del diagrama computacional (sección 8.13) para determinar D, F y $M_{máx}$. Suponga que $C = 0.68$ y $R = 0.6$.

8.15 Refiérase a la figura P8.10. Se dan: $L_1 = 4$ m, $L_2 = 8$ m, $l_1 = l_2 = 2$ m, $\gamma = 16$ kN/m^3, $\gamma_{sat} = 18.5$ kN/m^3 y $\phi = 35°$.

Determine:
a. Profundidad teórica de penetración.
b. Fuerza en el ancla por unidad de longitud.
c. Momento máximo en la tablaestaca. Use las cartas presentadas en la sección 8.10.

8.16 En la figura P8.16 se muestra una tablaestaca anclada. Se dan: $L_1 = 2$ m, $L_2 = 6$ m, $l_1 = 1$ m, $\gamma = 16$ kN/m^3, $\gamma_{sat} = 18.86$ kN/m^3, $\phi = 32°$ y $c = 27$ kN/m^2.



▼ **FIGURA P8.16**

a. Determine la profundidad teórica de empotramiento D.
b. Calcule la fuerza en el ancla por unidad de longitud de la tablaestaca.

Use el método del soporte libre.

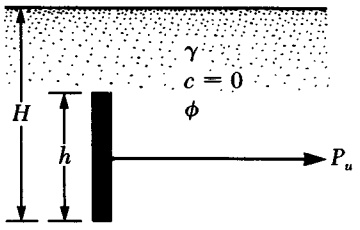
8.17 Resuelva el problema 8.16 con los siguientes datos: $L_1 = 8$ pies, $L_2 = 20$ pies, $l_1 = 4$ pies, $c = 1500$ lb/pie^2, $\gamma = 115$ lb/pie^3, $\gamma_{sat} = 128$ lb/pie^3 y $\phi = 40°$.

8.18 Refiérase a la figura P8.10. Se dan: $L_1 = 9$ pies, $L_2 = 26$ pies, $l_1 = 5$ pies, $\gamma = 108.5$ lb/pie^3, $\gamma_{sat} = 128.5$ lb/pie^3 y $\phi = 35°$. Use el método del soporte empotrado para determinar lo siguiente:

a. Momento máximo.
b. Profundidad teórica de penetración.
c. Fuerza en el ancla por unidad de longitud de la tablaestaca.

8.19 Refiérase a la figura 8.42a. Para la placa de anclaje, $H = 5$ pies, $h = 3$ pies, $B = 4$ pies, $S' = 7$ pies, $\phi = 30°$ y $\gamma = 110$ lb/pie^3. Calcule la capacidad última de soporte de cada ancla. Las placas de anclaje son de concreto y tienen un espesor de 3 pulg. Use $\gamma_{concreto} = 150$ lb/pie^3. Utilice el método de Ovesen y Stromann.

8.20 En la figura P8.20 se muestra una placa simple de anclaje. Se dan: $H = 0.9$ m, $h = 0.3$ m, $\gamma = 17$ kN/m^3 y $\phi = 32°$. Calcule la capacidad última de sostén de la placa de anclaje si el ancho B es (a) 0.3 m, (b) 0.6 m y (c) 0.9 m. (*Nota*: espaciamiento S' centro a centro $= \infty$.) Use la correlación empírica dada en la sección 8.17.

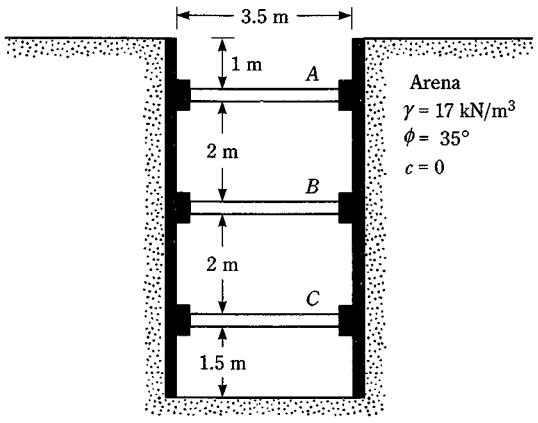


▼ **FIGURA P8.20**

8.21 Refiérase al problema 8.20. Estime el desplazamiento horizontal probable de las anclas bajo carga última. También estime la resistencia de las anclas si el desplazamiento admisible es de 20 mm. Use el método de la correlación empírica dado en la sección 8.17.

8.22 Una placa vertical de anclaje en arcilla tiene $B = 3$ pies, $H = 3$ pies, $h = 3$ pies y $c = 700$ lb/pie^2. Estime la resistencia última del ancla.

8.23 Refiérase al corte apuntalado mostrado en la figura P8.23. Se dan: $\gamma = 17$ kN/m^3, $\phi = 35°$ y $c = 0$. Los puntales están espaciados a 3 m centro a centro en planta. Dibuje la envolvente de presión y determine las cargas en los puntales en los niveles A, B y C.



▼ **FIGURA P8.23**

8.24 Para el corte apuntalado descrito en el problema 8.23, determine lo siguiente:

a. La sección de la tablaestaca.

b. El módulo de sección de los largueros en el nivel B.

Suponga que $\sigma_{adm} = 170$ MN/m^2

8.25 Resuelva el problema 8.23 con $\gamma = 18$ kN/m^3, $\phi = 40°$, $c = 0$ y espaciamiento centro a centro de los puntales en planta = 4 m.

8.26 Determine la sección de tablaestaca requerida para el corte apuntalado descrito en el problema 8.25. Considere $\sigma_{adm} = 170$ MN/m^2.

8.27 Refiérase a la figura 8.53a. Para el corte apuntalado se dan: $H = 8$ m; $H_s = 3$ m; $\gamma_s = 17.5$ kN/m^3; ángulo de fricción de la arena, $\phi_s = 34°$; $H_c = 5$ m; $\gamma_c = 18.2$ kN/m^3; resistencia a compresión no confinada del estrato de arcilla, $q_u = 55$ kN/m^2.

a. Estime la cohesión promedio (c_{prom}) y el peso específico promedio (γ_{prom}) para la construcción de la envolvente de presiones de la tierra.

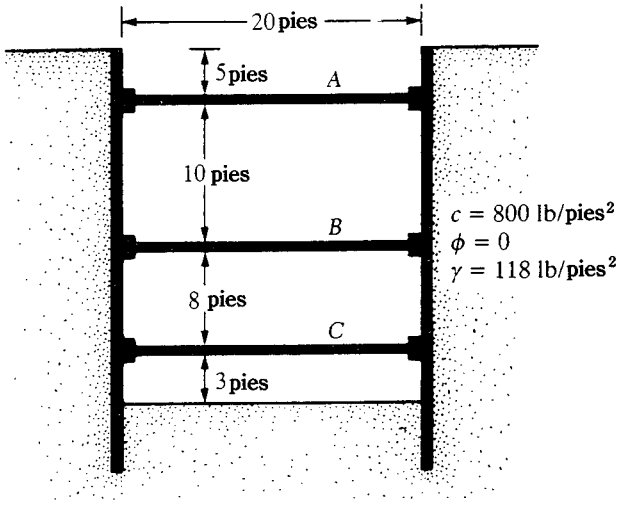
b. Dibuje la envolvente de presiones de la tierra.

8.28 Refiérase a la figura 8.53b, que muestra un corte apuntalado en arcilla. Se dan: $H = 25$ pies, $H_1 = 5$ pies, $c_1 = 2125$ lb/pie^2, $\gamma_1 = 111$ lb/pie^3, $H_2 = 10$ pies, $c_2 = 1565$ lb/pie^2, $\gamma_2 = 107$ lb/pie^3, $H_3 = 10$ pies, $c_3 = 1670$ lb/pie^2 y $\gamma_3 = 109$ lb/pie^3.

a. Determine la cohesión promedio (c_{prom}) y el peso específico promedio (γ_{prom}) para el cálculo de la envolvente de presiones.

b. Dibuje la envolvente de presiones.

8.29 Refiérase a la figura P8.29. Se dan: $\gamma = 118$ lb/pie^3, $c = 800$ lb/pie^2 y espaciamiento centro a centro de puntales en planta = 12 pies. Dibuje la envolvente de la presión de tierra y determine las cargas en los puntales en los niveles A, B y C.



▼ FIGURA P8.29

8.30 Determine el módulo de sección de la tablaestaca para el corte apuntalado descrito en el problema 8.29. Use $\sigma_{adm} = 25{,}000$ lb/pulg^2.

8.31 Resuelva el problema 8.29 suponiendo que $c = 600$ lb/pies^2.

8.32 Determine el factor de seguridad contra levantamiento del fondo del corte apuntalado descrito en el problema 8.29. Use las ecuaciones (8.116) y (8.118). Para la ecuación (8.118), suponga que la longitud del corte $L = 30$ pies.

8.33 Refiérase a la figura 8.62a. Se dan: $H = 8$ m, $B = 3$ m, $L = 8$ m, $\gamma = 17.8$ kN/m^3, $c_1 = 30$ kN/m^2, $c_2 = 45$ kN/m^2 y $h' = 2$ m. Determine el factor de seguridad contra levantamiento del fondo.

8.34 Determine el factor de seguridad contra levantamiento del fondo del corte apuntalado descrito en el problema 8.31. Use la ecuación (8.120). La longitud del corte es de 40 pies.

REFERENCIAS

Akinmusuru, J. O. (1978). "Horizontally loaded vertical plate anchor in sand", *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* ASCE, vol. 104, no. 2, pp. 283–286.

Armento, W. J. (1972). "Criteria for Lateral Pressures for Braced Cuts", *Proceedings*, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, vol. 1, part 2, pp. 1283-1302.

Bjerrum, L., and Eide, 0. (1956). "Stability of Strutted Excavation in Clay", *Geotechnique*, vol. 6, no. 1, pp. 32–47.

Blum, H. (1931). *Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken*, W. Ernst und Sohn, Berlin, Germany.

Casagrande, L. (1973). "Comments on Conventional Design of Retaining Structures", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 99, no. SM2, pp. 181–198.

Cornfield, G. M. (1975). "Sheet Pile Structures", in *Foundation Engineering Handbook*, ed. H. F. Wintercorn and H. Y. Fang, Van Nostrand Reinhold, New York, pp. 418–444.

Das, B. M. (1975). "Pullout Resistance of Vertical Anchors", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 101, no. GTl, pp. 87–91.

Das, B. M., and Seeley, G. R. (1975). "Load-Displacement Relationships for Vertical Anchor Plates", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 101, no. GT7, pp. 711–715.

Das, B. M., Tarquin, A. J., and Moreno, R. (1985). "Model Tests for Pullout Resistance of Vertical Anchor in Clay", *Journal of Civil Engineering for Practicing and Design Engineers*, vol. 4, no. 2, pp. 191–209.

Dickin, E. A., and Leung, C. F. (1983). "Centrifugal Model Tests on Vertical Anchor Plates", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 109, no. 12, pp. 1503–1525.

Ghaly, A. M. (1997). "Load-Displacement Prediction for Horizontally Loaded Vertical Plates", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 123, no. 1, pp. 74–76.

Hagerty, D. J., and Nofal, M. M. (1992). "Design Aids: Anchored Bulkheads in Sand", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 29, no. 5, pp. 789-795.

Harr, M. E. (1962). *Groundwater y Seepage*, McGraw-Hill, New York.

Hueckel, S. (1957). "Model Tests on Anchoring Capacity of Vertical and Inclined Plates", *Proceedings*, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Butterworth Scientific Publications, London, England, vol. 2, pp. 203-206.

Lambe, T. W. (1970). "Braced Excavations", *Proceedings of the Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures*, American Society of Civil Engineers, pp. 149-218.

Littlejohn, G. S. (1970). "Soil Anchors," *Proceedings*, Conference on Ground Engineering, Institute of Civil Engineers, London, pp. 33-44.

Mackenzie, T. R. (1955). *Strength of Deadman Anchors in Clay*, M. S. Thesis, Princeton University, Princeton, N.J.

Mana, A. I., and Clough, G. W. (1981). "Prediction of Movements for Braced Cuts in Clay", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Amelican Society of Civil Engineers, vol. 107, no. GT8, pp. 759–777.

Marsland, A. (1958). "Model Experiments to Study the Influence of Seepage on the Stability of a Sheeted Excavation in Sand", *Geotechnique*, London, vol. 3, p. 223.

Nataraj, M. S., and Hoadley, P. G. (1984). "Design of Anchored Bulkheads in Sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 110, no. GT4, pp. 505–515.

Neeley, W. J., Stuart, J. G., and Graham, J. (1973). "Failure Loads of Vertical Anchor Plates in Sand", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 99, no. SM9, pp. 669–685.

Ovesen, N. K, and Stromann, H. (1972). "Design Methods for Vertical Anchor Slabs in Sand", *Proceedings*, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, American Society of Civil Engineers, vol. 2.1, pp. 1481–1500.

Peck, R. B. (1943). "Earth Pressure Measurements in Open Cuts, Chicago (Ill.) Subway", *Transactions*, American Society of Civil Engineers, vol. 108, pp. 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, pp. 225-290.

Reddy, A. S., and Srinivasan, R. J. (1967). "Bearing Capacity of Footing on Layered Clay", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 93, no. SM2, pp. 83-99.

Rowe, P. W. (1952). "Anchored Sheet Pile Walls," *Proceedings*, Institute of Civil Engineers, Vol. 1, Part 1, pp. 27–70.

Rowe, P. W. (1957). "Sheet Pile Walls in Clay," *Proceedings*, Institute of Civil Engineers, Vol. 7, pp. 654–692.

Schroeder, W. L. and Roumillac, P. (1983). "Anchored Bulkheads with Sloping Dredge Lines," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 109, No. 6, pp. 845–851.

Smith, J. E. (1962). "Deadman Anchorages in Sand," *Technical Report No. R-199*, U.S. Naval Civil Engineering Laboratory, Washington, D.C.

Swatek, E. P., Jr., Asrow, S.P., and Seitz, A. (1972). "Performance of Bracing for Deep Chicago Excavation," *Proceeding of the Specialty Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures*, American Society of Civil Engineers, Vol. 1, Part 2, pp. 1303–1322.

Teng, W. C. (1962). *Foundation Design*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.

Terazaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York.

Tschebotarioff, G. P. (1973). *Foundations, Retaining and Earth Structures*, 2nd ed., McGraw-Hill, New York.

Tsinker, G. P. (1983)."Anchored Street Pile Bulkheads: Design Practice," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 109, No. GT8, pp. 1021–1038.

U.S. Department of the Navy (1971)."Design Manual—Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures,"—NAVFAC DM-7, Washington, D.C.

CAPÍTULO NUEVE

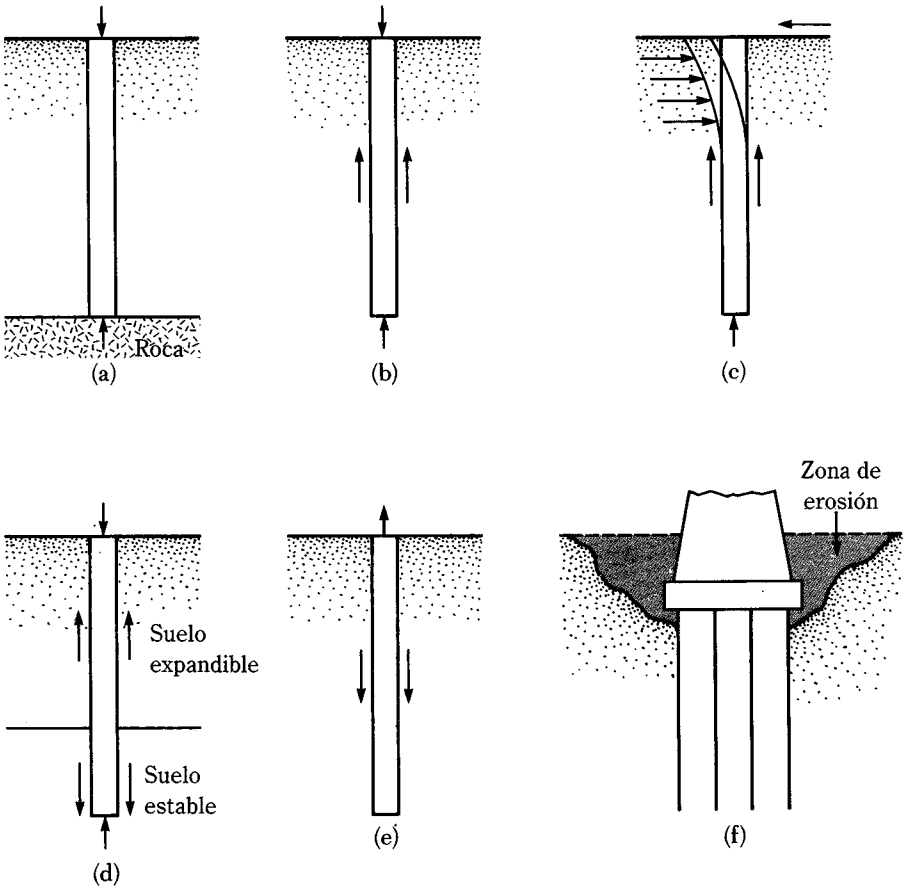
CIMENTACIONES CON PILOTES

9.1 INTRODUCCIÓN

Los pilotes son miembros estructurales hechos de acero, concreto y/o madera y son usados para construir cimentaciones, cuando son profundas y cuestan más que las cimentaciones superficiales (capítulos 3 y 4). A pesar del costo, el uso de pilotes es a menudo necesario para garantizar la seguridad estructural. La siguiente lista identifica algunas de las condiciones que requieren cimentaciones de pilotes (Vesic, 1977).

1. Cuando el estrato o estratos superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la superestructura se usan pilotes para transmitir la carga al lecho rocoso o a una capa dura, como muestra la figura 9.1a. Cuando no se encuentra un lecho rocoso a una profundidad razonable debajo de la superficie del terreno los pilotes se usan para transmitir la carga estructural gradualmente al suelo. La resistencia a la carga estructural aplicada se deriva principalmente de la resistencia a fricción desarrollada en la interfaz suelo-pilote (figura 9.1b).
2. Cuando están sometidas a fuerzas horizontales (véase la figura 9.1c), las cimentaciones con pilotes resisten por flexión mientras soportan aún la carga vertical transmitida por la superestructura. Este tipo de situación se encuentra generalmente en el diseño y construcción de estructuras de retención de tierra y en la cimentación de estructuras altas que están sometidas a fuerzas grandes de viento y/o sísmicas.
3. En muchos casos, suelos expansivos y colapsables (capítulo 11) están presentes en el sitio de una estructura propuesta y se extienden a gran profundidad por debajo de la superficie del terreno. Los suelos expansivos se hinchan y se contraen conforme el contenido de agua crece y decrece y su presión de expansión es considerable. Si se usan cimentaciones superficiales en tales circunstancias, la estructura sufrirá daños considerables. Sin embargo, las cimentaciones con pilotes se consideran como una alternativa cuando éstos se extienden más allá de la zona activa de expansión y contracción (figura 9.1d).

   Los suelos como los constituidos por loess son de naturaleza colapsable. Cuando el contenido de agua de esos suelos aumenta, su estructura se rompe.



▼ **FIGURA 9.1** Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes

Una disminución repentina de la relación de vacíos induce grandes asentamientos de las estructuras soportadas por cimentaciones superficiales. En tales casos, las cimentaciones con pilotes se usan con éxito si éstos se extienden hasta las capas de suelo estables más allá de la zona de cambio posible de contenido de agua.

4. Las cimentaciones de algunas estructuras, como torres de transmisión, plataformas fuera de la costa y losas de sótanos debajo del nivel freático, están sometidas a fuerzas de levantamiento. Algunas veces se usan pilotes para esas cimentaciones y así resistir la fuerza de levantamiento (figura 9.1e).
5. Los estribos y pilas de puentes son usualmente construidos sobre cimentaciones de pilotes para evitar la posible pérdida de capacidad de carga que una cimentación superficial sufrirá por erosión del suelo en la superficie del terreno (figura 9.1f).

Aunque numerosas investigaciones, tanto teóricas como experimentales, se efectuaron para predecir el comportamiento y la capacidad de carga de pilotes en suelos granulares y cohesivos, los mecanismos no han sido aún totalmente entendidos y tal

vez nunca lo sean. El diseño de las cimentaciones con pilotes es considerado un "arte" en vista de las incertidumbres implícitas al trabajar con las condiciones del subsuelo. Este capítulo analiza el presente estado del arte para el diseño y análisis de cimentaciones con pilotes.

9.2 TIPOS DE PILOTES Y SUS CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

En los trabajos de construcción se usan diferentes tipos de pilotes, dependiendo del tipo de carga por soportarse, de las condiciones del subsuelo y de la localización del nivel freático. Los pilotes se dividen en las siguientes categorías: (a) de acero, (b) de concreto, (c) de madera y (d) pilotes compuestos.

Pilotes de acero

Los *pilotes de acero* son generalmente a base de *tubos* o de *perfiles* H laminados. Los pilotes de tubo se hincan en el terreno con sus extremos abiertos o cerrados. Las vigas de acero de patín ancho y de sección I también se usan. Sin embargo, se prefieren los perfiles H porque los espesores de sus almas y patines son iguales. En las vigas de patín ancho y de sección I, los espesores del alma son menores que los espesores de los patines. La tabla D.1 (apéndice D) da las dimensiones de algunos pilotes de acero de sección H estándar usados en Estados Unidos. La tabla D.2 (apéndice D) muestra secciones de tubo usadas con frecuencia como pilotes. En muchos casos, los tubos se llenan con concreto después de ser hincados.

La capacidad admisible estructural para pilotes de acero es

$$Q_{adm} = A_s f_s \tag{9.1}$$

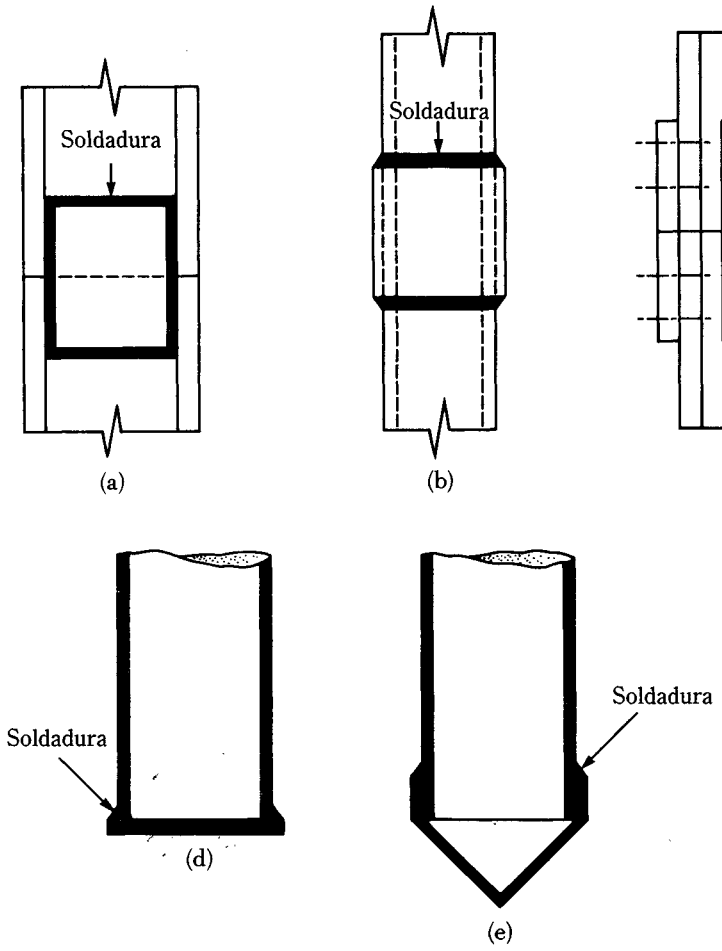
donde A_s = área de la sección transversal del acero
f_s = esfuerzo admisible del acero

Con base en consideraciones geotécnicas (una vez determinada la carga de diseño para un pilote), es siempre aconsejable calcular si $Q_{(diseño)}$ está dentro del rango admisible definido por la ecuación (9.1).

Cuando es necesario, los pilotes de acero se empalman por medio de soldadura, remaches o tornillos. La figura 9.2a muestra una condición típica de empalme por soldadura en un pilote H. En la figura 9.2b se muestra un típico caso de empalme por soldadura de un pilote tubo y en la figura 9.2c se muestra el empalme por remaches o tornillos de un pilote H.

Cuando se esperan condiciones difíciles de hincado, como a través de grava densa, lutitas y roca blanda, los pilotes de acero se usan adaptados con puntas o zapatas de hincado. Las figuras 9.2d y 9.2e muestran dos tipos de zapatas usadas en pilotes de tubo.

Los pilotes de acero llegan a estar sometidos a corrosión, como en suelos pantanosos, las turbas y otros suelos orgánicos. Los suelos con un pH mayor que 7 no son muy corrosivos. Para compensar el efecto de la corrosión se recomienda considerar un espesor adicional de acero (sobre el área de la sección transversal real de diseño). En

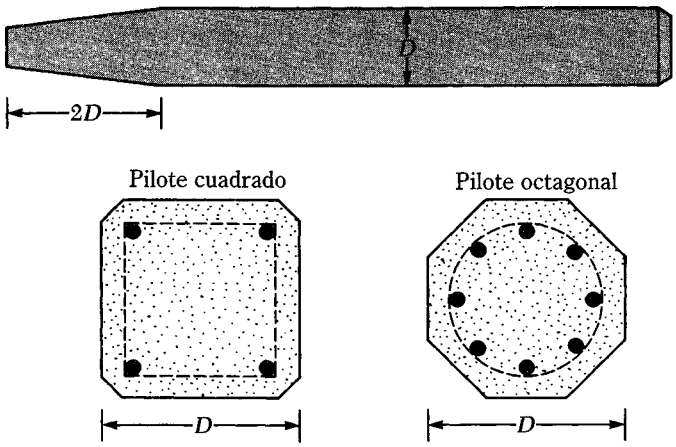


▼ **FIGURA 9.2** Pilotes de acero: (a) empalme de pilotes H con soldadura; (b) empalme de pilotes de tubo con soldadura; (c) empalme de pilotes H con remaches y tornillos; (d) punta plana de hincado de pilote de tubo; (e) punta cónica de hincado de pilote de tubo

muchas circunstancias, los recubrimientos epóxicos, aplicados en la fábrica, sobre los pilotes funcionan satisfactoriamente. Esos recubrimientos no son dañados fácilmente por el hincado del pilote. El recubrimiento con concreto también los protege contra la corrosión en la mayoría de las zonas corrosivas.

Pilotes de concreto

Los *pilotes de concreto* se dividen en dos categorías: (a) pilotes prefabricados y (b) colados *in situ*. Los prefabricados se preparan usando refuerzo ordinario y son cuadrados u octagonales en su sección transversal (figura 9.3). El refuerzo se proporciona para que el pilote resista el momento flexionante desarrollado durante su manipulación y transporte, la carga vertical y el momento flexionante causado por carga lateral. Los



▼ **FIGURA 9.3** Pilotes prefabricados con refuerzo ordinario

pilotes son fabricados a las longitudes deseadas y curados antes de transportarlos a los sitios de trabajo.

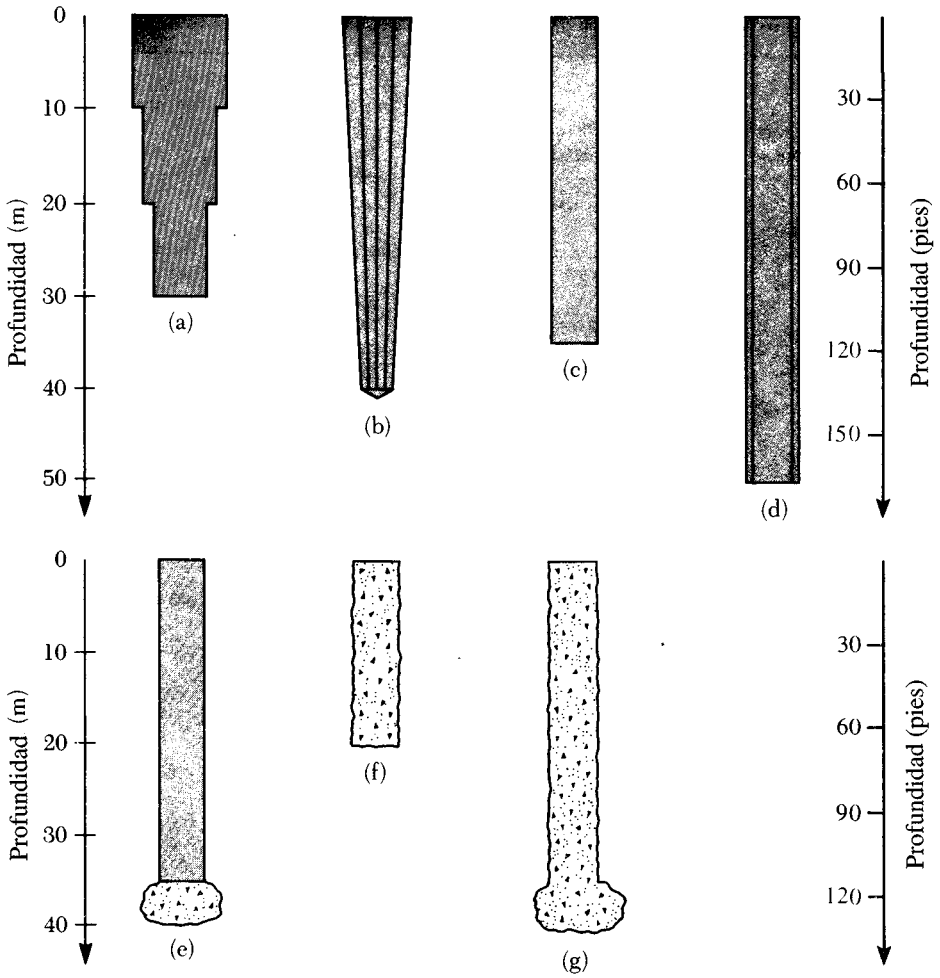
Los pilotes prefabricados también son presforzados usando cables de presfuerzo de acero de alta resistencia. La resistencia última de esos cables es de aproximadamente 260 ksi (≈ 1800 MN/m²). Durante el colado de los pilotes, los cables se pretensan entre 130-190 ksi (≈ 900-1300 MN/m²) y se vierte concreto alrededor de ellos. Después del curado, los cables se recortan produciéndose así una fuerza de compresión en la sección del pilote. La tabla D.3 (apéndice D) da información adicional sobre pilotes de concreto presforzado con secciones transversales cuadradas y octagonales.

Los *pilotes colados in situ* se construyen perforando un agujero en el terreno y llenándolo con concreto. Varios tipos de pilotes de concreto colados *in situ* se usan actualmente en la construcción y la mayor parte fueron patentados por sus fabricantes. Esos pilotes se dividen en dos amplias categorías: (a) ademados y (b) no ademados. Ambos tipos tienen un pedestal en el fondo.

Los *pilotes ademados* se hacen hincando un tubo de acero en el terreno con ayuda de un mandril colocado dentro del tubo. Cuando el pilote alcanza la profundidad apropiada, se retira el mandril y el tubo se llena con concreto. Las figuras 9.4a, 9.4b, 9.4c y 9.4d muestran algunos ejemplos de pilotes ademados sin pedestal. La tabla 9.1 da información adicional sobre los pilotes ademados. La figura 9.4e muestra un pilote ademado con un pedestal, consistente en un bulbo de concreto expandido que se forma dejando caer un martillo sobre el concreto fresco.

Las figuras 9.4f y 9.4g son dos tipos de pilote sin ademe, uno con pedestal y el otro sin él. Los pilotes no ademados se hacen hincando primero el tubo a la profundidad deseada y llenándolos con concreto fresco. El tubo se retira gradualmente.

Las cargas admisibles para pilotes de concreto colados *in situ* se dan por las siguientes ecuaciones.



▼ **FIGURA 9.4** Pilotes de concreto colados *in situ* (ver las descripciones en la tabla 9.1)

Pilotes revestidos

$$Q_{adm} = A_s f_s + A_c f_c \tag{9.2a}$$

donde A_s = área de la sección transversal de acero
A_c = área de la sección transversal de concreto
f_s = esfuerzo admisible de acero
f_c = esfuerzo admisible de concreto

Pilotes no ademados

$$Q_{adm} = A_c f_c \tag{9.2b}$$

▼ **TABLA 9.1** Descripciones de los pilotes colados en el lugar mostrados en la figura 9.4

Parte en la figura 9.4	Nombre del pilote	Tipo de ademado	Profundidad usual máxima del pilote (pies)	(m)
a	Raymond Step-Taper	Ademe corrugado, delgado, cilíndrico	100	30
b	Monotube o Unión Metal	Ademe de acero, delgado, ahusado e hincado sin mandril	130	40
c	Western, ademado	Ademe de lámina delgada	100–130	30–40
d	Tubo sin costura o Armco	Ademe de tubo de acero recto	160	50
e	Franki con pedestal ademado	Ademe de lámina delgada	100–130	30–40
f	Western no ademado sin pedestal	–	50–65	15–20
g	Franki con pedestal no entubado	–	100–130	30–40

Pilotes de madera

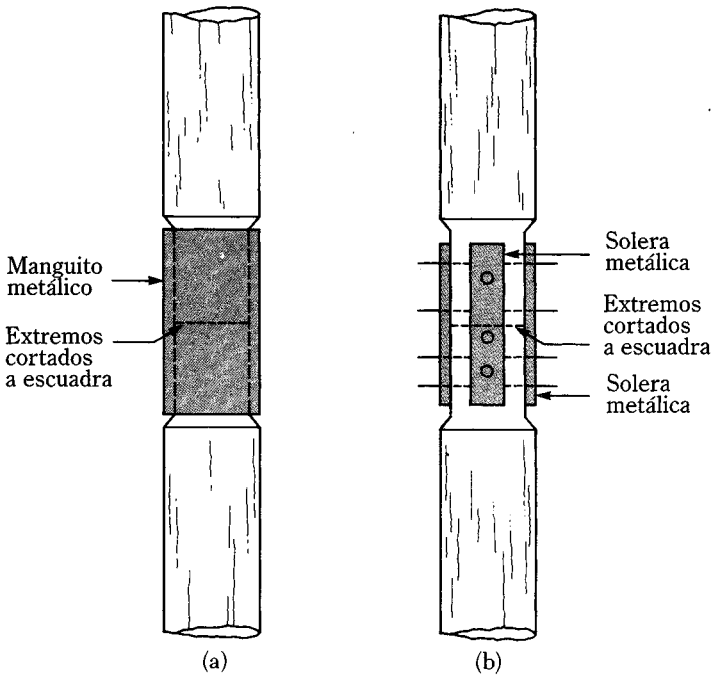
Los *de madera* son troncos de árboles cuyas ramas y corteza fueron cuidadosamente recortadas. La longitud máxima de la mayoría de los pilotes de madera es de entre 30 y 65 pies (10-20 m). Para calificar como pilote, la madera debe ser recta, sana y sin defectos. El *Manual of Practice*, No. 17 (1959) de la American Society of Civil Engineers, los divide en tres clases:

1. *Pilotes clase A* que soportan cargas pesadas. El diámetro mínimo del fuste debe ser de 14 pulgs (356 mm).
2. *Pilotes clase B* que se usan para tomar cargas medias. El diámetro mínimo del fuste debe ser de entre 12 y 13 pulgs (305-330 mm).
3. *Pilotes clase C* que se usan en trabajos provisionales de construcción. Estos se usan permanentemente para estructuras cuando todo el pilote está debajo del nivel freático. El diámetro mínimo del fuste debe ser de 12 pulgs (305 mm).

En todo caso, la punta del pilote no debe tener un diámetro menor que 6 pulgs (150 mm).

Los pilotes de madera no resisten altos esfuerzos al hincarse; por lo tanto, su capacidad se limita a aproximadamente 25-30 toneladas (220-270 kN). Se deben usar zapatas de acero para evitar daños en la punta del pilote (en el fondo). La parte superior de los pilotes de madera también podrían dañarse al ser hincados, para evitarlo se usa una banda metálica o un capuchón o cabezal. Debe evitarse el empalme de los pilotes de madera, particularmente cuando se espera que tomen cargas de tensión o laterales.

Sin embargo, si el empalme es necesario, éste se hace usando *manguitos de tubo* (figura 9.5a) o *soleras metálicas con tornillos* (figura 9.5b). La longitud del manguito de tubo debe ser por lo menos de cinco veces el diámetro del pilote. Los extremos a tope



▼ **FIGURA 9.5** Empalme de pilotes de madera: (a) uso de manguitos tubulares; (b) uso de soleras metálicas y tornillos

deben cortarse a escuadra de modo que se tenga un contacto pleno entre las partes. Las porciones empalmadas deben recortarse cuidadosamente para que queden estrechamente ajustadas dentro de los manguitos o camisas de tubo. En el caso de soleras metálicas con tornillos, los extremos a tope deben también recortarse a escuadra y los lados de las porciones empalmadas deben ser recortadas planas para el buen asiento de las soleras.

Los pilotes de madera permanecerán indefinidamente sin daño si están rodeados por suelo saturado. Sin embargo, en un ambiente marino, están sometidos al ataque de varios organismos y pueden ser dañados considerablemente en pocos meses. Cuando se localizan arriba del nivel freático, los pilotes son atacados por insectos. Su vida se incrementará tratándolos con preservadores como la creosota.

La capacidad admisible de carga de los pilotes de madera es

$$Q_{\text{adm}} = A_p f_w \tag{9.3}$$

donde A_p = área promedio de la sección transversal del pilote
f_w = esfuerzo admisible de la madera

Los siguientes esfuerzos admisibles son para pilotes de madera redonda tratada a presión hechos con abeto Pacific Coast Douglas y pino Southern usados en estructuras hidráulicas (ASCE, 1993).

Esfuerzo admisible	Abeto Pacific Coast Douglas	Pino Southern
Compresión paralela al grano	875 lb/pulg^2 (6.04 MN/m^2)	825 lb/pulg^2 (5.7 MN/m^2)
Flexión	1700 lb/pulg^2 (11.7 MN/m^2)	1650 lb/pulg^2 (11.4 MN/m^2)
Cortante horizontal	95 lb/pulg^2 (0.66 MN/m^2)	90 lb/pulg^2 (0.62 MN/m^2)
Compresión perpendicular al grano	190 lb/pulg^2 (1.31 MN/m^2)	205 lb/pulg^2 (1.41 MN/m^2)

Pilotes compuestos

Las porciones superior e inferior de los *pilotes compuestos* están hechos de diferentes materiales, por ejemplo, se fabrican de acero y concreto o de madera y concreto. Los pilotes de acero y concreto consisten en una porción inferior de acero y en una porción superior de concreto colado en el lugar. Este tipo es el usado cuando la longitud del pilote requerido para un apoyo adecuado excede la capacidad de los pilotes simples de concreto colados en el lugar. Los de madera y concreto consisten en una porción inferior de pilote de madera debajo del nivel permanente del agua y en una porción superior de concreto. En cualquier caso, la formación de juntas apropiadas entre dos materiales diferentes es difícil y por eso, los pilotes compuestos no son muy usados.

Comparación de los tipos de pilotes

Varios factores afectan la selección de pilotes para una estructura particular en un sitio específico. La tabla 9.2 da una breve comparación de las ventajas y desventajas de los varios tipos de pilotes con base en el material de que están hechos.

▼ **TABLA 9.2** Comparación de pilotes hechos de diferentes materiales

Tipo de pilote	Longitud usual del pilote	Longitud máxima del pilote	Carga usual	Carga máxima aproximada	Comentarios
Acero	50–200 pies (15–60 m)	Prácticamente ilimitada	67-270 klb (300–1200 kN)	Ec. (9.1)	*Ventajas* a. Fácil de manipular respecto al corte y extensión a la longitud deseada b. Resiste altos esfuerzos de hincado c. Penetra estratos duros como gravas densas y roca blanda d. Alta capacidad de carga *Desventajas* a. Material relativamente caro b. Alto nivel de ruido durante el hincado c. Susceptible a la corrosión d. Los pilotes H se dañan o deflexionan respecto a la vertical durante el hincado a través de estratos duros u obstrucciones mayores

▼ **TABLA 9.2** Continuación

Tipo de pilote	Longitud usual del pilote	Longitud máxima del pilote	Carga usual	Carga máxima aproximada	Comentarios
Concreto prefabricado	*Prefabricado*: 30–50 pies (10–15 m) *Presforzado*: 30–150 pies (10–35 m)	*Prefabricado*: 100 pies (30m) *Presforzado*: 200 pies (60m)	67-675 klb (300–3000 kN)	*Prefabricado*: 180–200 klb (800–900 kN) *Presforzado*: 1700–1900 Klb (7500–8500 kN)	*Ventajas* a. Puede someterse a un fuerte hincado b. Resistente a la corrosión c. Combinable fácilmente con una superestructura de concreto *Desventajas* a. Difícil de lograr un corte apropiado b. Difícil de transportar
Concreto colado *in situ* ademado	15–50 pies (5–15 m)	100–130 pies (30–40 m)	45–115 klb (200–500 kN)	180 klb (800 kN)	*Ventajas* a. Relativamente barato b. Posibilidad de inspección antes de vertir el concreto c. Fácil de alargar *Desventajas* a. Difícil de empalmar después de colar b. Ademes delgados pueden dañarse durante el hincado
Concreto colado *in situ* no ademado	15–50 pies (5–15 m)	100–130 pies (30–40 m)	65–115 klb (300–500 kN)	160 klb (700 kN)	*Ventajas* a. Inicialmente económicos b. Pueden terminarse a cualquier elevación *Desventajas* a. Pueden generarse vacíos si el concreto se cuela rápidamente b. Difícil de empalmar después de colar c. En suelos blandos, los lados del agujero pueden desplomarse, comprimiendo el concreto
Madera	30–50 pies (10–15 m)	100 pies (30 m)	22–45 klb (100–200 kN)	60 klb (270 kN)	*Ventajas* a. Económico b. Fácil de manipular c. Los pilotes permanentemente sumergidos son bastante resistentes al deteriorarse *Desventajas* a. Deterioro arriba del nivel freático b. Pueden dañarse durante un hincado fuerte c. Baja capacidad de carga d. Baja resistencia a carga de tensión al estar empalmados

9.3 ESTIMACIÓN DE LA LONGITUD DEL PILOTE

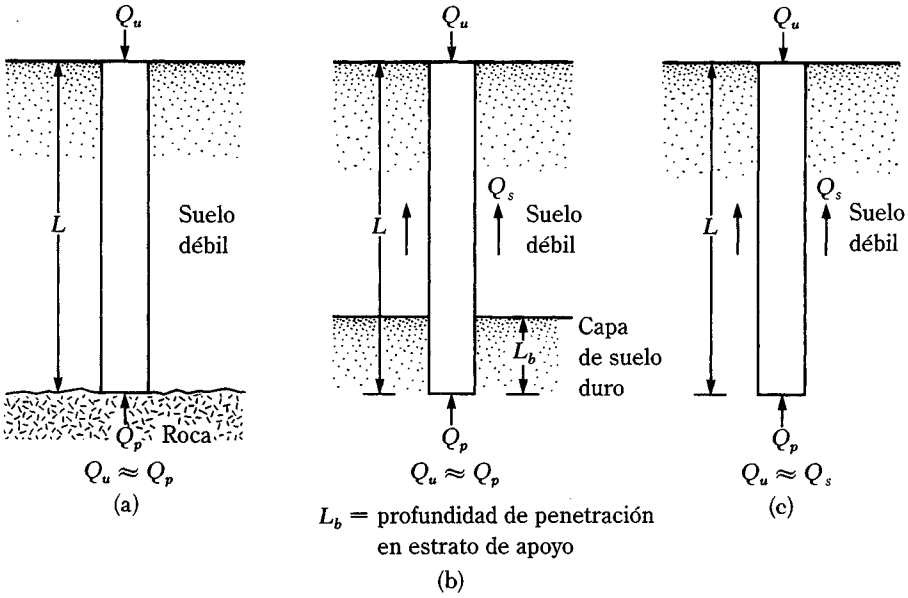
Seleccionar el tipo de pilote por usar y estimar su longitud necesaria son tareas bastante difíciles que requieren buen juicio. Además de la clasificación dada en la sección 9.2, los pilotes se dividen en tres categorías principales, dependiendo de sus longitudes y del mecanismo de transferencia de carga al suelo: (a) de carga de punta, (b) de fricción y (c) de compactación.

Pilotes de carga de punta

Si los registros de perforación establecen la presencia de lechos de roca o de material rocoso a una profundidad razonable, los pilotes se extienden hasta la superficie de la roca (figura 9.6a). En este caso, la capacidad última de los pilotes depende por completo de la capacidad de carga del material subyacente; entonces son llamados *pilotes de carga de punta*. En la mayoría de esos casos, la longitud necesaria del pilote debe ser establecida lo más preciso.

Si en vez de un lecho rocoso se encuentra un estrato de suelo bastante compacto y duro a una profundidad razonable, los pilotes se prolongan unos cuantos metros dentro del estrato duro (figura 9.6b). Los pilotes con pedestales se construyen sobre el lecho del estrato duro, y la carga última del pilote se expresa como

$$Q_u = Q_p + Q_s \tag{9.4}$$



▼ **FIGURA 9.6** (a) y (b) pilotes de punta; (c) pilotes de fricción

donde Q_p = carga tomada en la punta del pilote
Q_s = carga tomada por la fricción superficial desarrollada en los lados del pilote (causada por la resistencia cortante entre el suelo y el pilote)

Si Q_s es muy pequeña,

$$Q_u \approx Q_p \tag{9.5}$$

En este caso, la longitud requerida de pilote se estima con mucha precisión si se dispone de los registros de exploración del subsuelo.

Pilotes de fricción

Cuando no se tiene una capa de roca o material duro a una profundidad razonable, los pilotes de carga de punta resultan muy largos y antieconómicos. Para este tipo de condición en el subsuelo, los pilotes se hincan en el material más blando a profundidades específicas (figura 9.6c). La carga última de esos pilotes se expresa por la ecuación (9.4). Sin embargo, si el valor de Q_p es relativamente pequeño,

$$Q_u \approx Q_s \tag{9.6}$$

Éstos se denominan *pilotes de fricción* porque la mayor parte de la resistencia se deriva de la fricción superficial. Sin embargo, el término *pilote de fricción* no es muy apropiado, aunque se usa con frecuencia en la literatura técnica; en suelos arcillosos, la resistencia a la carga aplicada es también generada por *adhesión*.

La longitud de estos pilotes depende de la resistencia cortante del suelo, de la carga aplicada y del tamaño del pilote. Para determinar las longitudes necesarias, un ingeniero requiere de un buen entendimiento de la interacción suelo-pilote, de buen juicio y de experiencia. Los procedimientos teóricos para el cálculo de la capacidad de carga de pilotes se presentan después en este capítulo.

Pilotes de compactación

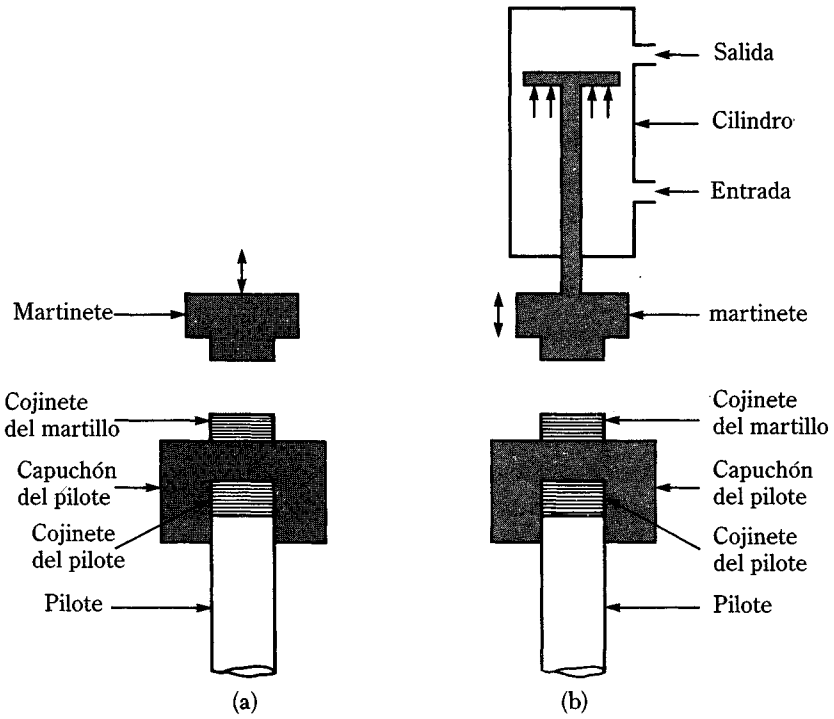
Bajo ciertas circunstancias, los pilotes se hincan en suelos granulares para lograr una compactación apropiada del suelo cercano a la superficie del terreno, y se denominan *pilotes de compactación*. Su longitud depende de factores como (a) la compacidad relativa del suelo antes de la compactación, (b) la compacidad relativa deseada del suelo después de la compactación y (c) la profundidad requerida de compactación. Son generalmente cortos; sin embargo, algunas pruebas de campo son necesarias para determinar una longitud razonable.

9.4 INSTALACIÓN DE PILOTES

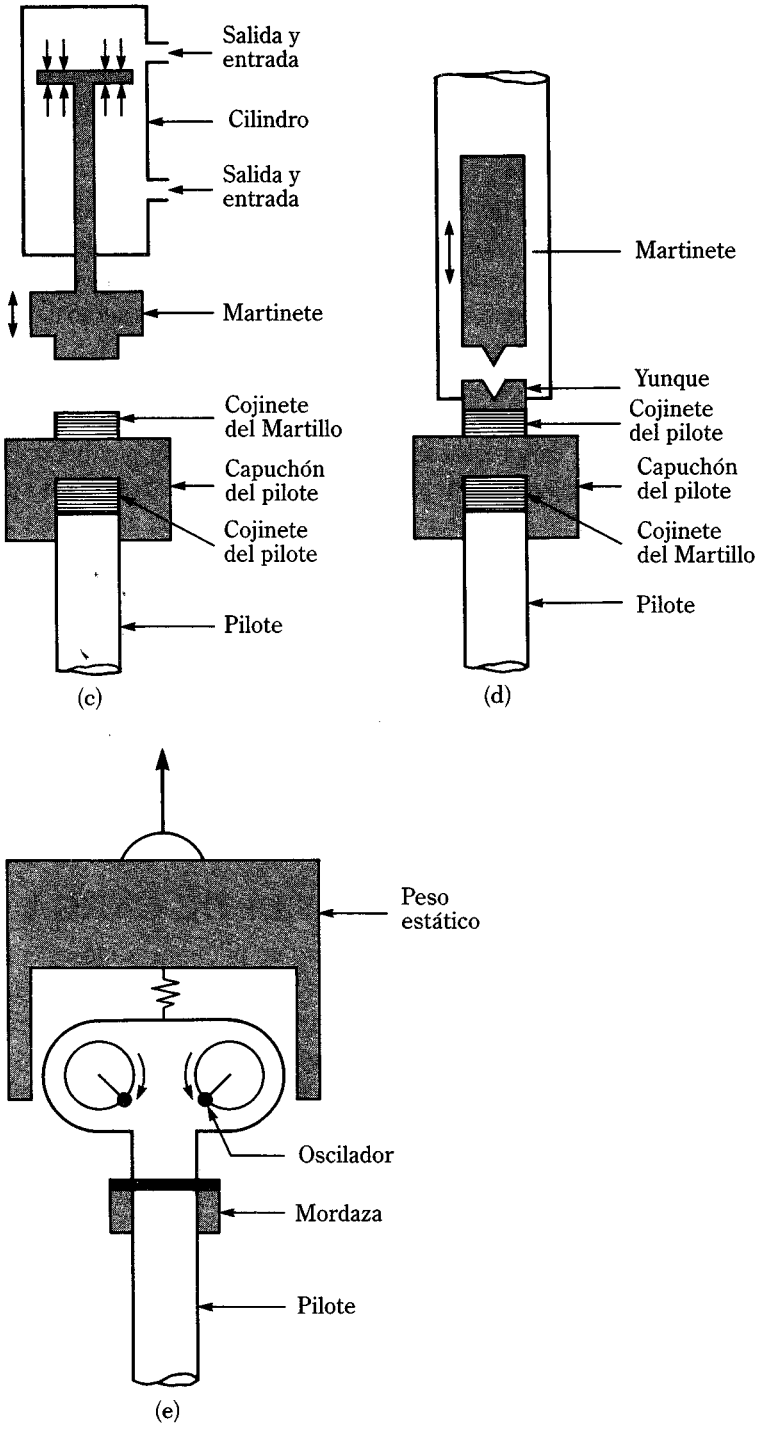
La mayoría de los pilotes son hincados en el terreno por medio de *martillos* o *hincadores vibratorios*. En circunstancias especiales, los pilotes también se insertan por *chorro de agua a gran presión* o *barrenado parcial*. Los tipos de martillos usados para el hincado de pilotes son (a) martillo de caída libre, (b) martillo de aire o vapor de acción simple, (c) martillo de aire o vapor de acción doble y diferencial y (d) martillo diesel. En el

hincado, un capuchón o cabezal se conecta a la parte superior del pilote. Un cojinete es usado entre el pilote y el capuchón, con la finalidad de reducir la fuerza de impacto y repartirla sobre un tiempo más largo; sin embargo, su uso es opcional. Un cojinete se coloca sobre el capuchón del pilote. El martillo cae sobre el cojinete.

La figura 9.7 ilustra varios martillos. Un martillo de caída libre (figura 9.7a) se levanta por medio de un malacate y se deja caer desde una cierta altura H, siendo el de martillo el tipo más viejo para hincar pilotes, con su principal desventaja la pequeña frecuencia de sus golpes. El principio del martillo de aire de acción simple o martillo de vapor se muestra en la figura 9.7b. En este caso, la parte percusiva o martinete, se eleva por la presión del aire o vapor y luego se deja caer por gravedad. La figura 9.7c muestra la operación del martillo de aire o vapor de acción doble y diferencial. Para éstos se usa aire o vapor para elevar el martinete y también para empujarlo hacia abajo, incrementando la velocidad del impacto. El martillo diesel (figura 9.7d) consiste esencialmente de un martinete, un yunque y un sistema de inyección de combustible. Durante la operación, el martinete se eleva primero y se inyecta combustible cerca del yunque. Luego se suelta el martinete; al caer la mezcla de aire y combustible se comprime y genera su ignición. Esta acción empuja al pilote hacia abajo y levanta al martinete. Los martillos diesel trabajan bien bajo condiciones difíciles de hincado. En suelos blandos, el movimiento hacia abajo del pilote es bastante grande y el movimiento hacia arriba del martinete es pequeño. Este diferencial no es suficiente para encender el sistema aire-combustible, por lo que el martinete tiene que ser elevado manualmente.



▼ **FIGURA 9.7** Equipo de hincado de pilotes: (a) martillo de caída libre; (b) martillo de aire o vapor de acción simple; (c) martillo de aire o vapor de acción doble y diferencial; (d) martillo diesel; (e) clavador vibratorio de pilotes



▼ **FIGURA 9.7** (Continuación)

Las tablas D.4 y D.5 (apéndice D) muestran algunos de los martillos diesel, de acción simple, de acción doble y diferenciales, comercialmente disponibles.

Los principios de operación de un hincador vibratorio se muestran en la figura 9.7e. Esta máquina consiste esencialmente de dos pesos contragiratorios. Las componentes horizontales de la fuerza centrífuga generada como resultado de las masas giratorias se cancelan mutuamente. Así, se produce una fuerza vertical dinámica senoidal sobre el pilote que ayuda a hincar a éste.

El procedimiento de perforación por chorro de agua a gran presión se usa a veces en el hincado cuando el pilote tiene que penetrar un estrato delgado de suelo duro (como arena y grava) que se encuentra sobre un estrato de suelo más blando. En este procedimiento, el agua se descarga en la punta del pilote por medio de un tubo de 2-3 pulgs (50-75 mm) de diámetro para lavar y aflojar la arena y la grava.

Los pilotes hincados con cierta inclinación respecto a la vertical, típicamente 14° a 20°, se denominan *pilotes inclinados*, y son usados en grupos cuando se requiere una gran capacidad por carga lateral. Los pilotes se hincan por barrenado parcial para lo cual se usan barrenas neumáticas (capítulo 2) para preexcavar los agujeros en parte de su profundidad. Los pilotes se insertan entonces en los agujeros y se hincan a la profundidad deseada.

Con base en la naturaleza de su colocación, los pilotes se dividen en dos categorías: *con desplazamiento* y *sin desplazamiento*. Los pilotes hincados son del tipo con desplazamiento porque mueven parte del suelo lateralmente; por consiguiente se tiene una tendencia a la densificación del suelo que los rodea. Los pilotes de concreto y los de tubo de extremos cerrados son de alto desplazamiento. Sin embargo, los pilotes H desplazan menos suelo lateralmente durante el hincado por lo que son de bajo desplazamiento. En contraste, los perforados son pilotes sin desplazamiento porque su colocación ocasiona un cambio pequeño en el estado de esfuerzos del suelo.

9.5 MECANISMO DE TRANSFERENCIA DE CARGA

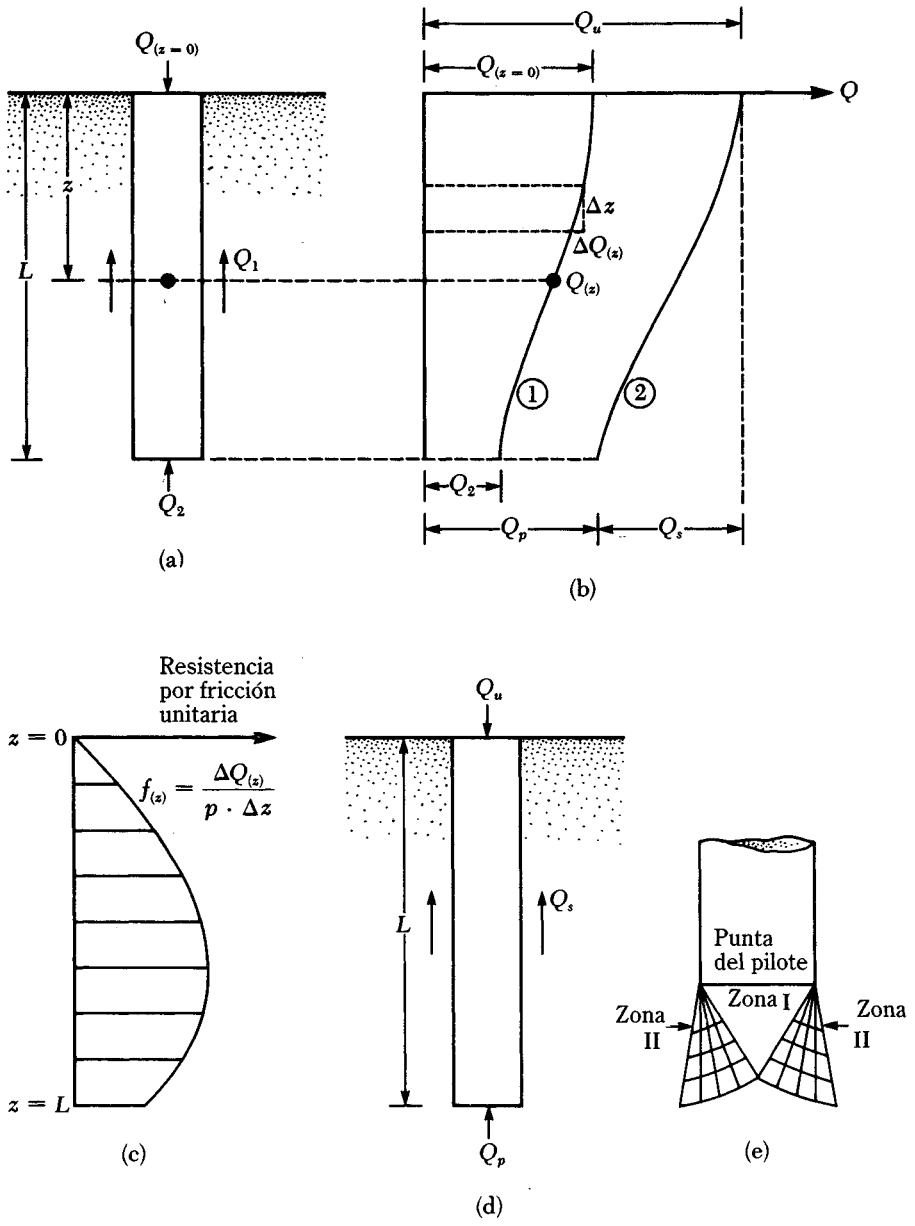
El mecanismo de transferencia de carga de un pilote al suelo es complicado. Para entenderlo, considere uno de longitud L, como muestra la figura 9.8a. La carga sobre el pilote es gradualmente incrementada de cero a $Q_{(z=0)}$ en la superficie del terreno. Parte de esta carga será resistida por la fricción lateral, Q_1, desarrollada a lo largo del fuste y parte por el suelo debajo de la punta del pilote, Q_2. ¿Cómo están relacionadas Q_1 y Q_2 con la carga total? Si se efectúan mediciones para obtener la carga $Q_{(z)}$ tomada por el fuste del pilote a cualquier profundidad z, la naturaleza de la variación será como lo muestra la curva 1 de la figura 9.8b. La *resistencia por fricción por área unitaria*, $f_{(z)}$, a cualquier profundidad se determina como

$$f_{(z)} = \frac{\Delta Q_{(z)}}{(p)(\Delta z)} \tag{9.7}$$

donde p = perímetro de la sección transversal del pilote

La figura 9.8c muestra la variación de $f_{(z)}$ con la profundidad.

Si la carga Q en la superficie del terreno es gradualmente incrementada, la resistencia máxima por fricción a lo largo del fuste del pilote será totalmente movilizada cuando el desplazamiento relativo entre el suelo y el pilote sea aproximadamente de



▼ **FIGURA 9.8** Mecanismo de transferencia de carga en pilotes

0.2-0.3 pulgs (5-10 mm), independientemente del tamaño y de su longitud L. Sin embargo, la resistencia máxima de punta $Q_2 = Q_p$ no será movilizada hasta que la punta del pilote se haya movido de 10 a 25% del ancho (o diámetro) del pilote. El límite inferior se aplica a pilotes hincados y el límite superior a pilotes perforados o preexcavados. Bajo carga última (figura 9.8d y curva 2 en la figura 9.8b), $Q_{(z=0)} = Q_u$. Entonces

$$Q_1 = Q_s$$

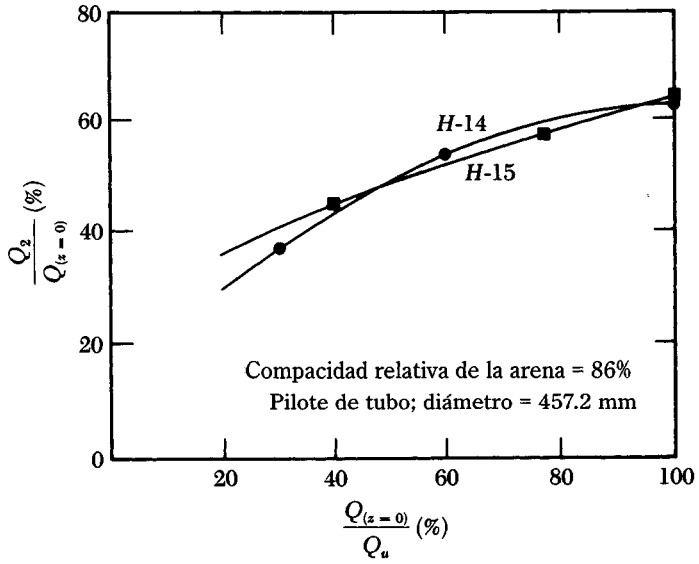
y

$$Q_2 = Q_p$$

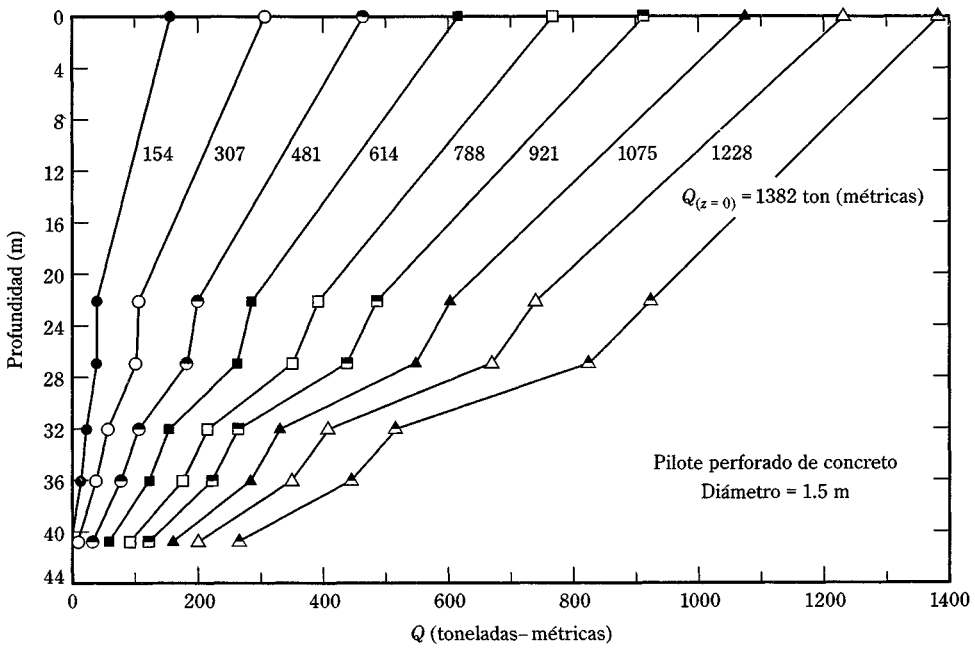
La explicación anterior indica que Q_s (o fricción unitaria superficial f a lo largo del fuste del pilote) se desarrolla bajo un *desplazamiento mucho menor comparado con el de la resistencia de punta* Q_p, que se ve en los resultados de pruebas de carga en pilotes en suelo granular reportados por Vesic (1970) y mostrados en la figura 9.9. Note que esos resultados son para *pilotes de tubo en arena densa.*

Bajo carga última, la superficie de falla en el suelo en la punta del pilote (falla por capacidad de carga causada por Q_p) es parecida a la mostrada en la figura 9.8e. Note que las cimentaciones con pilotes son cimentaciones profundas y que el suelo falla principalmente por *punzonamiento*, como se ilustró previamente en las figuras 3.1c y 3.3. Es decir, se desarrolla una *zona triangular*, I, en la punta del pilote, que es empujada hacia abajo sin producir ninguna otra superficie visible de deslizamiento. En suelos de arenas densas y suelos arcillosos firmes se desarrolla parcialmente una *zona cortante radial*, II. Por consiguiente, las curvas de carga desplazamiento de pilotes se parecerán a las mostradas en la figura 3.1c.

La figura 9.10 muestra las curvas de transferencia de carga en campo reportadas por Woo y Juang (1995) sobre un pilote de concreto perforado (pilote preexcavado) en Taiwán, que tenía 41.7 m de longitud.



▼ **FIGURA 9.9** Magnitud relativa de la carga de punta transferida en varias etapas de la carga de un pilote (según Vesic, 1970)



▼ **FIGURA 9.10** Curvas de transferencia de carga para un pilote obtenidas por Woo y Juang (1975)

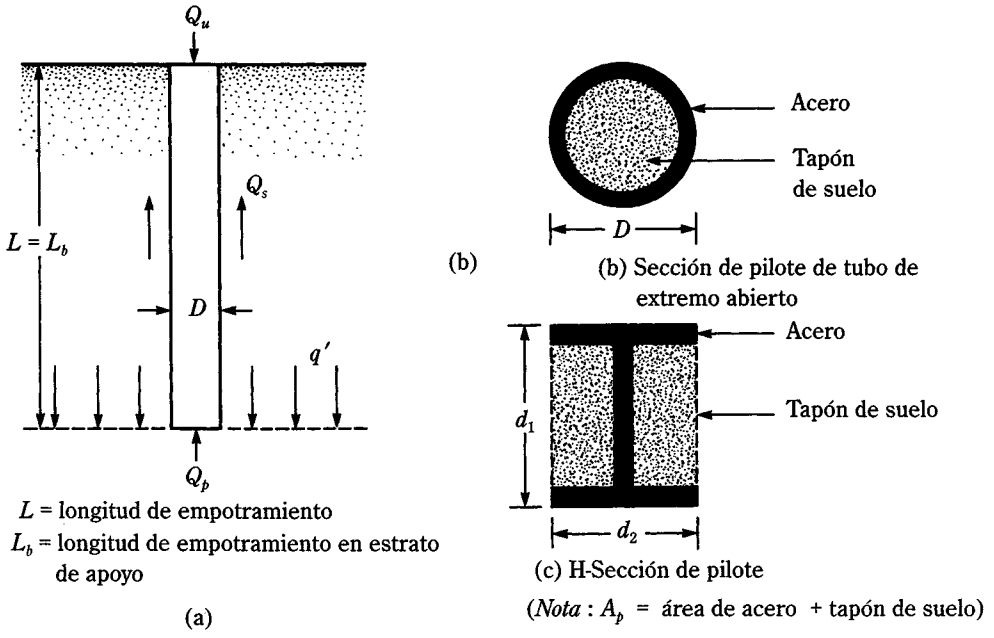
Las condiciones del subsuelo donde fue colocado el pilote eran las siguientes:

Profundidad debajo de la superficie del terreno (m)	Clasificación unificada del suelo
0–3.7	SM
3.7–6.0	GP–GM
6.0–9.0	GM–SM
9.0–12.0	GM–SM
12.0–18.0	SM
18.0–20.0	CL–ML
20.0–33.0	ML/SM
33.0–39.0	GP–GM
39.0–41.7	GP–SM/GM

9.6 ECUACIONES PARA ESTIMAR LA CAPACIDAD DE UN PILOTE

La capacidad última de carga de un pilote se logra por una simple ecuación como la suma de la carga tomada en la punta del pilote más la resistencia total por fricción (fricción superficial) generada en la interfaz suelo-pilote (figura 9.11a), o

$$Q_u = Q_p + Q_s \tag{9.8}$$



▼ **FIGURA 9.11** Capacidad última de carga de un pilote

donde Q_u = capacidad última del pilote
Q_p = capacidad de carga de la punta del pilote
Q_s = resistencia por fricción

Numerosos estudios publicados tratan la determinación de los valores de Q_p y Q_s. Excelentes resúmenes de muchas de esas investigaciones fueron proporcionados por Vesic (1977), Meyerhof (1976) y Coyle y Castello (1981). Tales estudios son una valiosa ayuda en la determinación de la capacidad última de los pilotes.

Capacidad de carga de la punta, Q_p

La capacidad última de carga de cimentaciones superficiales fue analizada en el capítulo 3. De acuerdo con las ecuaciones de Terzaghi,

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \qquad \text{(para cimentaciones cuadradas superficiales)}$$

y

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \qquad \text{(para cimentaciones circulares superficiales)}$$

Similarmente, la ecuación general de capacidad de carga para cimentaciones superficiales fue dada en el capítulo 3 (para carga vertical) como

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd} + qN_qF_{qs}F_{qd} + \tfrac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}$$

Por lo tanto, en general, la capacidad última de carga se expresa como

$$q_u = cN_c^* + qN_q^* + \gamma BN_\gamma^* \tag{9.9a}$$

donde N_c^*, N_q^* y N_γ^* son los factores de capacidad de carga que incluyen los factores necesarios de forma y profundidad

Las cimentaciones con pilotes son profundas. Sin embargo, la resistencia última, q_p, por área unitaria desarrollada en la punta del pilote se expresa por una ecuación similar en forma a la (9.9a), aunque los valores de N_c^*, N_q^* y N_γ^* serán diferentes. La nomenclatura usada en este capítulo para el ancho de un pilote es D. Al sustituir D por B en la ecuación (9.9a) resulta

$$q_u = q_p = cN_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^* \tag{9.9b}$$

Como el ancho D de un pilote es relativamente pequeño, el término γDN^*_γ se cancela del lado derecho de la ecuación anterior sin introducir un serio error, o

$$q_p = cN_c^* + qN_q^* \tag{9.10}$$

Note que el término q fue reemplazado por q' en la ecuación (9.10) para indicar un esfuerzo vertical efectivo. Por consiguiente, la carga de punta de pilotes es

$$\boxed{Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*)} \tag{9.11}$$

donde A_p = área de la punta del pilote
c = cohesión del suelo que soporta la punta del pilote
q_p = resistencia unitaria de punta
q' = esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote
N_c^*, N_q^* = factores de capacidad de carga

Resistencia por fricción, Q_s

La resistencia por fricción o superficial de un pilote se expresa como

$$\boxed{Q_s = \Sigma\, p\, \Delta L f} \tag{9.12}$$

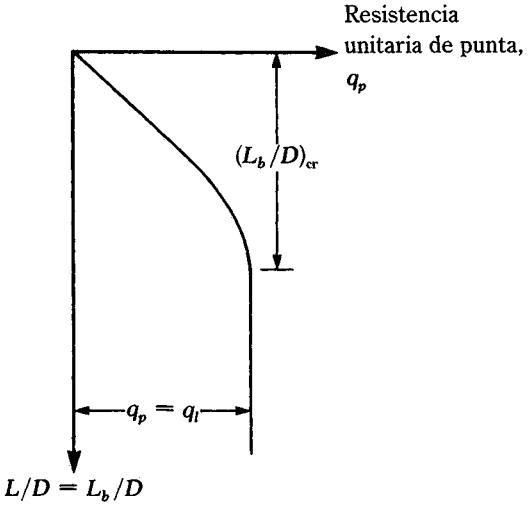
donde p = perímetro de la sección del pilote
ΔL = longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se consideran constantes
f = resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z

Hay varios métodos para estimar Q_p y Q_s. Estos se analizan en las siguientes secciones. Debe recalcarse que, en el campo, para movilizar plenamente la resistencia de punta (Q_p), el pilote debe desplazarse de 10 a 25% del ancho (o diámetro) del pilote.

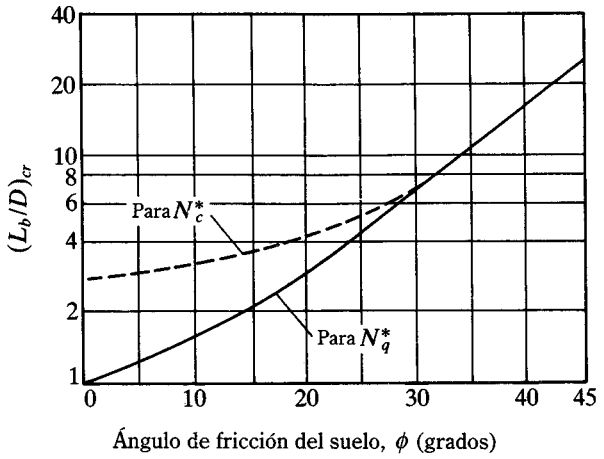
9.7 MÉTODO DE MEYERHOF; ESTIMACIÓN DE Q_p

Arena

La capacidad de carga de punta q_p de un pilote en arena generalmente crece con la profundidad de empotramiento en el estrato de apoyo y alcanza un valor máximo para una relación de empotramiento de $L_b/D = (L_b/D)_{cr}$. Note que en un suelo homogéneo L_b es igual a la longitud real L de empotramiento del pilote (véase la figura 9.11a). Sin embargo, en la figura 9.6b, donde el pilote penetró en un estrato de apoyo, $L_b < L$. 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, $L = L_b$, como muestra la figura 9.12 para el caso de un suelo homogéneo. La variación de $(L_b/D)_{cr}$ con el ángulo de fricción del suelo se muestra en la figura 9.13. Note que la curva de rayas es para la determinación de N_c^* y que la curva llena es para la determinación de N_q^*. De acuerdo con Meyerhof (1976), los factores de capacidad de carga crecen con L_b/D y alcanzan un valor máximo en $L_b/D \approx 0.5(L_b/D)_{cr}$. La figura 9.13 indica que $(L_b/D)_{cr}$ para $\phi = 45°$ es aproximadamente de 25 y que decrece al disminuir el ángulo de fricción ϕ. En la mayoría de los casos, la magnitud de L_b/D para pilotes es mayor que $0.5(L_b/D)_{cr}$, por lo que los valores máximos de N_c^* y N_q^* serán



▼ **FIGURA 9.12** Variación de la resistencia unitaria de punta en una arena homogénea



▼ **FIGURA 9.13** Variación de $(L_b/D)_{cr}$ con el ángulo de fricción del suelo (según Meyerhof, 1976)

aplicables para el cálculo de q_p en todos los pilotes. La variación de esos valores máximos de N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción ϕ se muestra en la figura 9.14.

Para pilotes en arena, $c = 0$ y la ecuación (9.11) toma la forma simplificada

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^* \qquad (9.13)$$

↑ Figura 9.14

Sin embargo, Q_p no debe exceder el valor límite $A_p q_l$, o sea

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l \qquad (9.14)$$

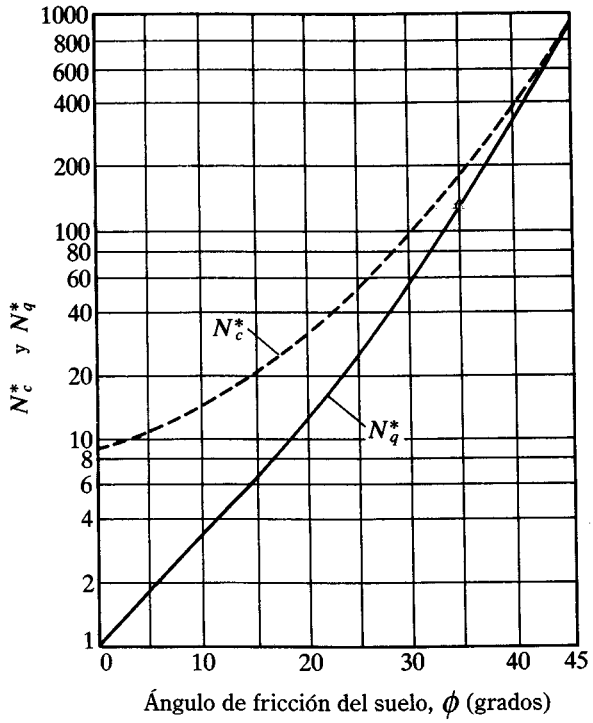
La resistencia de punta límite es

$$q_l \text{ (kN/m}^2\text{)} = 50 N_q^* \tan\phi \qquad (9.15)$$

donde ϕ = ángulo de fricción del suelo en el estrato de apoyo.

En unidades inglesas, la ecuación (9.15) toma la forma

$$q_l \text{ (lb/pies}^2\text{)} = 1000 N_q^* \tan\phi \qquad (9.16)$$



▼ **FIGURA 9.14** Variación de los valores máximos de N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción del suelo ϕ (según Meyerhof, 1976)

Con base en observaciones de campo, Meyerhof (1976) sugirió también que la resistencia de punta última q_p en un suelo granular homogéneo ($L = L_b$) se obtenga de los números de penetración estándar como

$$q_p \text{ (kN/m}^2) = 40N_{cor}L/D \leq 400N_{cor} \tag{9.17}$$

donde N_{cor} = número de penetración estándar corregido promedio cerca de la punta del pilote (aproximadamente $10D$ arriba y $4D$ abajo de la punta del pilote)

En unidades inglesas,

$$q_p \text{ (lb/pies}^2) = 800N_{cor}L/D \leq 8000N_{cor} \tag{9.18}$$

Arcilla (condición $\phi = 0$)

Para pilotes en *arcillas saturadas* en condiciones no drenadas ($\phi = 0$),

$$\boxed{Q_p = N_c^* c_u A_p = 9c_u A_p} \tag{9.19}$$

donde c_u = cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote

9.8 MÉTODO DE VESIC; ESTIMACIÓN DE Q_p

Vesic (1977) propuso un método para estimar la capacidad de carga de punta de un pilote con base en la teoría de *expansión de cavidades*. De acuerdo con esta, basada en parámetros de esfuerzo efectivo,

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + \sigma_0' N_\sigma^*) \tag{9.20}$$

donde σ_o' = esfuerzo (efectivo) normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote

$$= \left(\frac{1 + 2K_o}{3}\right) q' \tag{9.21}$$

K_o = coeficiente de presión de tierra en reposo = 1 – sen ϕ (9.22)

N_c^*, N_σ^* = factores de capacidad de carga

Note que la ecuación (9.20) es una modificación de la (9.11) con

$$N_\sigma^* = \frac{3N_q^*}{(1 + 2K_o)} \tag{9.23}$$

La relación para N_c^* dada en la ecuación (9.20) puede expresarse como

$$N_c^* = (N_q^* - 1)\cot \phi \tag{9.24}$$

De acuerdo con la teoría de Vesic,

$$N_\sigma^* = f(I_{rr}) \tag{9.25}$$

donde I_{rr} = índice de rigidez reducida para el suelo
Sin embargo,

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \tag{9.26}$$

donde

$$I_r = \text{índice de rigidez} = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s)(c + q'\tan\phi)} = \frac{G_s}{c + q'\tan\phi} \tag{9.27}$$

E_s = módulo de elasticidad del suelo
μ_s = relación de Poisson del suelo
G_s = módulo cortante del suelo
Δ = deformación unitaria promedio en la zona plástica debajo de la punta del pilote

Para condiciones sin cambio de volumen (arena densa o arcilla saturada), $\Delta = 0$, por lo que

$$I_r = I_{rr} \tag{9.28}$$

La tabla D.6 (apéndice D) da los valores de N_c^* y N_s^* para varios valores del ángulo ϕ de fricción del suelo e I_{rr}. Para $\phi = 0$ (condición no drenada),

$$N_c^* = \frac{4}{3}(1 + \ln I_{rr}) + \frac{\pi}{2} + 1 \tag{9.29}$$

Los valores de I_r se logran de pruebas en laboratorio de consolidación y triaxiales correspondientes a los niveles apropiados de esfuerzo. Sin embargo, para uso preliminar, se recomiendan los siguientes valores:

Tipo de suelo	I_r
Arena	70–150
Limos y arcillas (condición drenada)	50–100
Arcillas (condición no drenada)	100–200

9.9 MÉTODO DE JANBU; ESTIMACIÓN DE Q_p

Janbu (1976) propuso calcular Q_p con la expresión

$$Q_p = A_p(cN_c^* + q'N_q^*) \tag{9.30}$$

Note que la ecuación (9.30) tiene la misma forma que la (9.11). Los factores de capacidad de carga N_c^* y N_q^* se calculan suponiendo una superficie de falla en el suelo en la punta del pilote similar a la mostrada en el inserto de la figura 9.15. Las relaciones de capacidad de carga son entonces

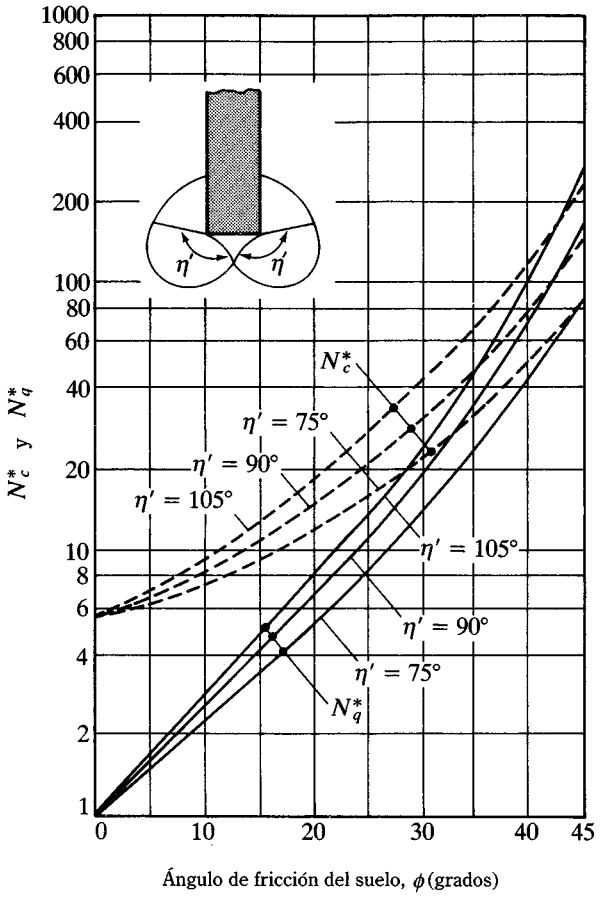
$$N_q^* = (\tan\phi + \sqrt{1 + \tan^2\phi})^2(e^{2\eta' \tan\phi}) \tag{9.31}$$

(El ángulo η' se define en el inserto de la figura 9.15.)

$$N_c^* = (N_q^* - 1)\cot\phi \quad \text{(Ec. (9.31))} \tag{9.32}$$

La figura 9.15 muestra la variación de N_q^* y N_c^* con ϕ y η'. El ángulo η' varía aproximadamente 70° en arcillas blandas a aproximadamente 105° en suelos arenosos densos.

Independientemente del procedimiento teórico usado para calcular Q_p, su magnitud plena no se obtiene sino hasta que el pilote ha penetrado por lo menos entre 10% y 25% de su ancho. Esta profundidad es crítica en el caso de la arena.



▼ **FIGURA 9.15** Factores de capacidad de apoyo de Janbu

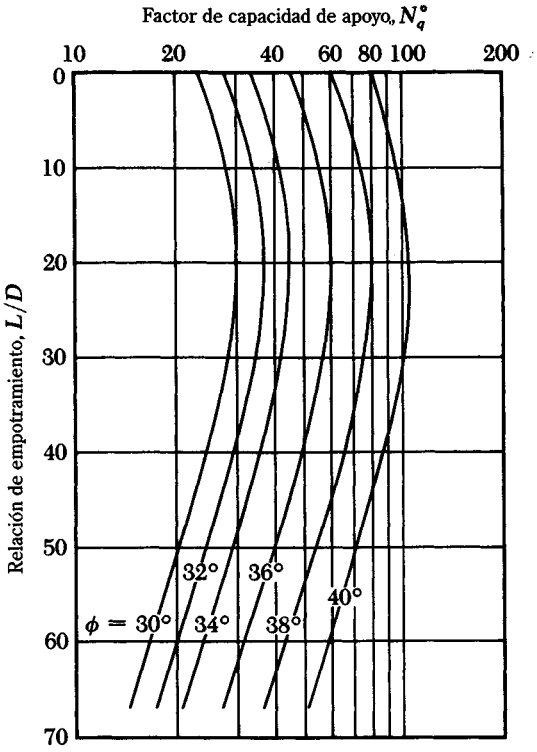
9.10 MÉTODO DE COYLE Y CASTELLO: ESTIMACIÓN DE Q_p EN ARENA

Coyle y Castello (1981) analizaron 24 pruebas de carga a gran escala en campo de pilotes hincados en arena. Con esos resultados sugirieron que, en arena,

$$Q_p = q' N_q^* A_p \tag{9.33}$$

donde q' = esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote
N_q^* = factor de capacidad de carga

La figura 9.16 muestra la variación de N_q^* con L/D y el ángulo de fricción del suelo ϕ.



▼ **FIGURA 9.16** Variación de N_q^* con L/D (según Coyle y Castello, 1981)

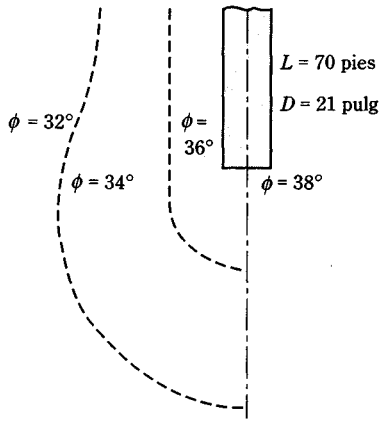
9.11 RESISTENCIA POR FRICCIÓN (Q_s) EN ARENA

Se señaló en la ecuación (9.12) que la resistencia por fricción (Q_s) se expresa como

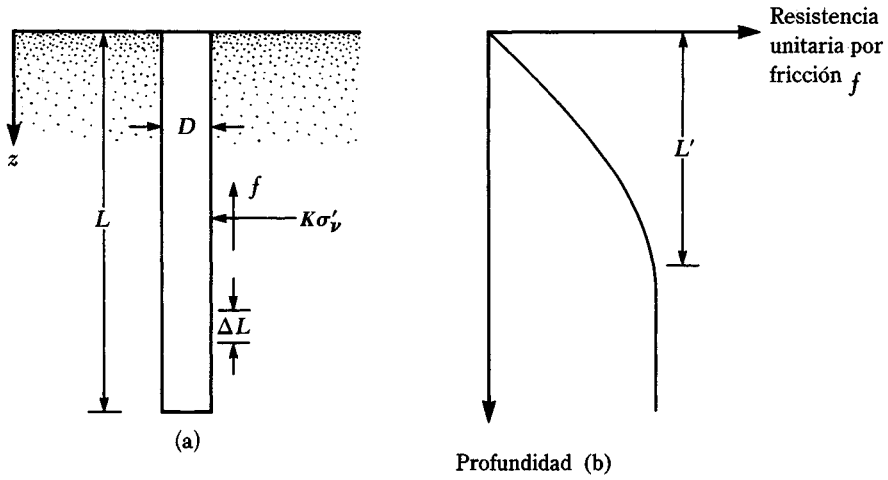
$$Q_s = \Sigma\, p\, \Delta L f$$

La resistencia unitaria por fricción, f, es difícil de estimar. Al calcular f deben tenerse en cuenta varios factores importantes, como son:

1. La naturaleza de la instalación del pilote. Para los hincados en arena, la vibración causada durante el hincado del pilote ayuda a densificar el suelo a su alrededor. La figura 9.17 muestra los contornos del ángulo de fricción del suelo ϕ alrededor de un pilote hincado (Meyerhof, 1961). Note que en este caso, el ángulo de fricción del suelo original de arena fue de 32°. La zona de densificación de la arena que rodea al pilote es aproximadamente 2.5 veces el diámetro del pilote.
2. Se ha observado que la naturaleza de la variación de f en campo es aproximadamente como muestra la figura 9.18. La fricción unitaria superficial crece con



▼ **FIGURA 9.17** Compactación de arena cercana a pilotes hincados (según Meyerhof, 1961)



▼ **FIGURA 9.18** Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena

la profundidad más o menos linealmente hasta una profundidad de L' y permanece luego constante. La magnitud de la profundidad crítica L' es de entre 15 y 20 diámetros del pilote. Una estimación conservadora sería

$$L' \approx 15D \tag{9.34}$$

3. A profundidades similares, la fricción unitaria superficial en arena suelta es mayor para un pilote de alto desplazamiento que para un pilote de bajo desplazamiento.

4. A profundidades similares, los pilotes perforados o hincados parcialmente con chorro de agua a gran presión, tendrán una fricción unitaria superficial menor que en el caso de pilotes hincados.

Considerando las factores anteriores, se da una relación aproximada para f como sigue (figura 9.18):

Para $z = 0$ a L'

$$f = K\sigma'_v \tan\delta \tag{9.35a}$$

y para $z = L'$ a L

$$f = f_{z=L'} \tag{9.35b}$$

donde K = coeficiente efectivo de la tierra
σ'_v = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración
δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote

En realidad, la magnitud de K varía con la profundidad. Es aproximadamente igual al coeficiente, K_p, de presión pasiva de Rankine en la parte superior del pilote y menor que el coeficiente, K_0, de la presión en reposo a una profundidad mayor. Con base en los resultados disponibles actualmente, los siguientes valores promedio de K son recomendados para usarse en la ecuación (9.35):

Tipo de pilote	K
Perforado	$\approx K_o = 1 -$ sen ϕ
Hincado, de bajo desplazamiento	$\approx K_o = 1 -$ sen ϕ a $1.4\ K_o = 1.4$ (1–sen ϕ)
Hincado, de alto desplazamiento	$\approx K_o = 1 -$ sen ϕ a $1.8\ K_o = 1.8$ (1–sen ϕ)

Los valores de δ dados por varios investigadores parecen estar en el rango de 0.5ϕ a 0.8ϕ. Se requiere buen juicio al escoger el valor de δ. Para pilotes hincados de gran desplazamiento, Bhusan (1982) recomendó

$$K\tan\delta = 0.18 + 0.0065C_r \tag{9.36}$$

y

$$K = 0.5 + 0.008C_r \tag{9.37}$$

donde C_r = compacidad relativa (%)

Meyerhof (1976) también indicó que la resistencia por fricción unitaria promedio, f_{prom}, para pilotes hincados de gran desplazamiento se obtiene con los valores de la resistencia a la penetración estándar corregida promedio como

$$f_{prom}\,(\text{kN/m}^2) = 2\bar{N}_{\text{cor}} \tag{9.38}$$

donde $\bar{N}_{\text{cor}}$= valor corregido promedio de la resistencia a la penetración estándar

En unidades inglesas, la ecuación (9.38) toma la forma

$$f_{prom} = (\text{lb/pies}^2) = 40\bar{N}_{\text{cor}} \tag{9.39}$$

Para pilotes hincados de desplazamiento pequeño

$$f_{prom} = (\text{kN/m}^2) = \bar{N}_{\text{cor}} \tag{9.40}$$

y

$$f_{prom} = (\text{lb/pies}^2) = 20\bar{N}_{\text{cor}} \tag{9.41}$$

Entonces

$$Q_s = pLf_{prom} \tag{9.42}$$

Coyle y Castello (1981), en conjunción con el material presentado en la sección 9.10, propusieron que

$$Q_s = f_{prom}pL = (K\bar{\sigma}'_v \tan\delta)pL \tag{9.43}$$

donde $\bar{\sigma}'$ = presión de sobrecarga efectiva promedio
δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote = 0.8ϕ

El coeficiente K de presión lateral de tierra, que fue determinado por observaciones de campo, se muestra en la figura 9.19. Entonces, si se usa la figura 9.19,

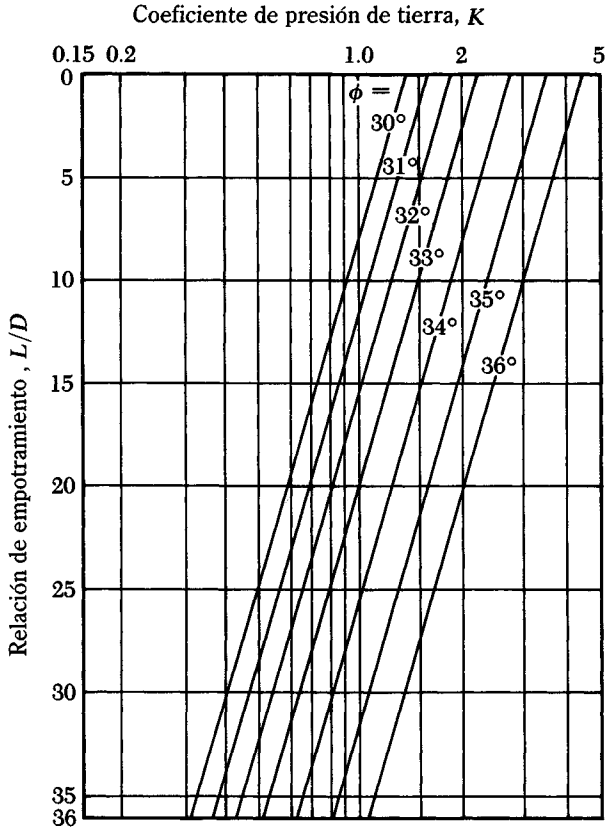
$$Q_s = K\bar{\sigma}'_v \tan(0.8\phi)pL \tag{9.44}$$

9.12 RESISTENCIA POR FRICCIÓN (SUPERFICIAL) EN ARCILLA

La estimación de la resistencia por fricción (o superficial) de pilotes en arcilla es casi tan difícil como en arena (sección 9.11) debido a la presencia de variables que no son cuantificadas fácilmente. Actualmente se dispone en la literatura técnica de varios métodos para obtener la resistencia unitaria por fricción de pilotes. Tres de los procedimientos actualmente aceptados se describen a continuación.

1. *Método* λ: Este fue propuesto por Vijayvergiya y Focht (1972). Se basa en la hipótesis de que el desplazamiento del suelo causado por el hincado del pilote conduce a una presión lateral pasiva a cualquier profundidad y que la resistencia unitaria superficial promedio es

$$\boxed{f_{prom} = \lambda(\bar{\sigma}'_v + 2c_u)} \tag{9.45}$$



▼ **FIGURA 9.19** Variación de K con L/D (según Coyle y Castello, 1981)

donde $\bar{\sigma}'_v$ = esfuerzo vertical efectivo medio para toda la longitud de empotramiento
c_u = resistencia cortante media no drenada ($\phi = 0$)

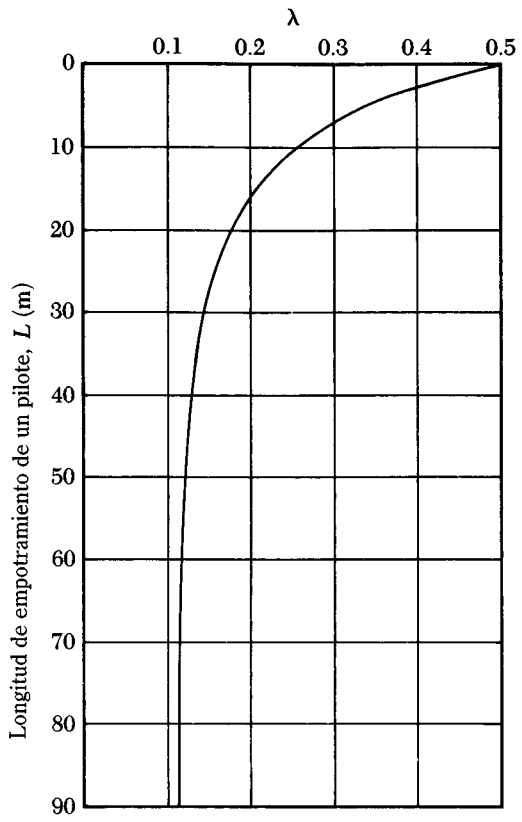
El valor de λ cambia con la profundidad de la penetración del pilote (véase la figura 9.20). La resistencia total por fricción entonces se calcula como

$$Q_s = pLf_{prom}$$

Debe tenerse cuidado al obtener los valores de $\bar{\sigma}'_v$ y c_u en suelos estratificados. La figura 9.21 ayuda a explicar esto. De acuerdo con la figura 9.21b, el valor medio de c_u es $(c_{u(1)}L_1 + c_{u(2)}L_2 + \ldots)/L$. Similarmente, la figura 9.21c muestra la variación del esfuerzo efectivo con la profundidad. El esfuerzo medio efectivo es

$$\bar{\sigma}'_v = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \cdots}{L} \tag{9.46}$$

donde $A_1, A_2, A_3, \ldots$ = áreas de los diagramas del esfuerzo vertical efectivo



▼ **FIGURA 9.20** Variación de λ con la longitud de empotramiento de un pilote (según McClelland, 1974)

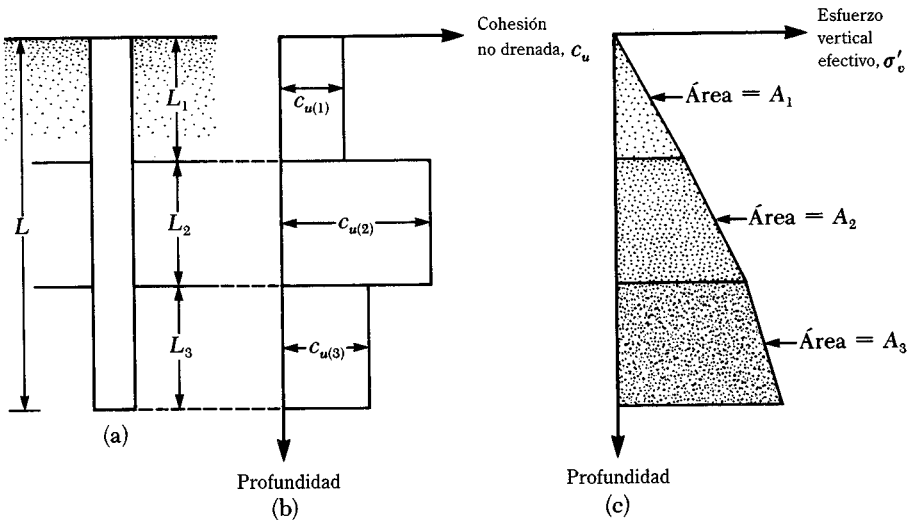
2. *Método* α: De acuerdo con éste, la resistencia unitaria superficial en suelos arcillosos se representa por la ecuación

$$f = \alpha c_u \tag{9.47}$$

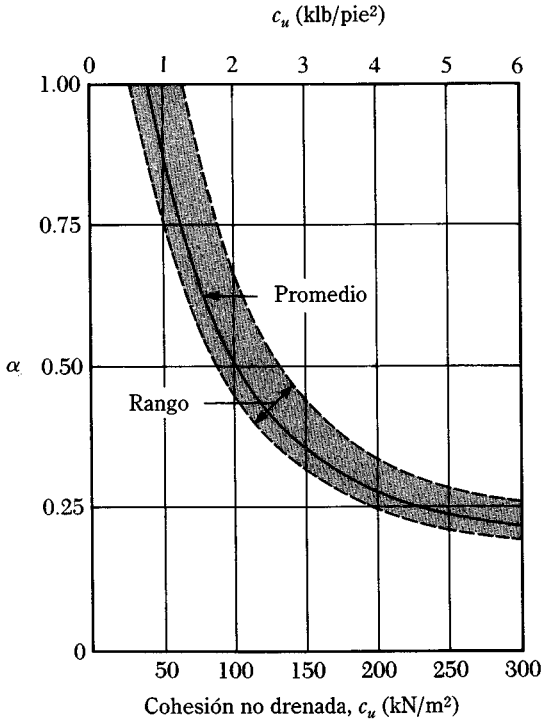
donde α = factor empírico de adhesión

La variación aproximada del valor de α se muestra en la figura 9.22. Note que para arcillas normalmente consolidadas con $c_u \leq$ aprox. 1 klb/pie^2 (50 kN/m^2), $\alpha = 1$. Entonces

$$Q_s = \Sigma f p \, \Delta L = \Sigma \alpha c_u p \, \Delta L \tag{9.48}$$



▼ **FIGURA 9.21** Aplicación del método λ en suelo estratificado



▼ **FIGURA 9.22** Variación de α con la cohesión no drenada de una arcilla

3. *Método β*: Cuando los pilotes se hincan en arcillas saturadas, la presión de poro en el suelo alrededor de los pilotes aumenta; este exceso de presión de poro en arcillas normalmente consolidadas es de 4 a 6 veces c_u. Sin embargo, en aproximadamente un mes, esta presión se disipa gradualmente. Por consiguiente, la resistencia unitaria por fricción en el pilote se determina con base en los parámetros de esfuerzo efectivo de la arcilla en un estado remoldeado ($c = 0$). Entonces, a cualquier profundidad

$$f = \beta\sigma_v' \tag{9.49}$$

donde σ_v' = esfuerzo vertical efectivo
$\beta = K \tan \phi_R$ (9.50)
ϕ_R = ángulo de fricción drenada de la arcilla remoldeada
K = coeficiente de presión de la tierra

Conservadoramente, la magnitud de K es el coeficiente de la presión de la tierra en reposo o

$$K = 1 - \text{sen } \phi_R \quad \text{(para arcillas normalmente consolidadas)} \tag{9.51}$$

y

$$K = (1 - \text{sen } \phi_R)\sqrt{OCR} \quad \text{(para arcillas preconsolidadas)} \tag{9.52}$$

donde OCR = tasa de preconsolidación

Combinando las ecuaciones (9.49), (9.50), (9.51) y (9.52), para arcillas normalmente consolidadas, se obtiene

$$f = (1 - \text{sen}\phi_R) \tan\phi_R \sigma_v' \tag{9.53}$$

y para arcillas preconsolidadas,

$$f = (1 - \text{sen}\phi_R) \tan\phi_R \sqrt{OCR}\sigma_v' \tag{9.54}$$

Con el valor de f ya determinado, la resistencia total por fricción se evalúa como

$$Q_s = \Sigma f p \, \Delta L$$

9.13 COMENTARIOS GENERALES Y CAPACIDAD ADMISIBLE DE UN PILOTE

Aunque los cálculos para estimar la capacidad última de carga de un pilote se efectúan usando las relaciones presentadas en las secciones 9.6 a la 9.12, un ingeniero tiene que tener en mente los siguientes hechos:

1. Al calcular el área de la sección transversal, A_p, y el perímetro, p, de pilotes con perfiles tales como los pilotes H y los pilotes de tubo de extremo abierto, el efecto del tapón de suelo debe ser considerado. De acuerdo con la figura 9.11b y 9.11c, para pilotes de tubo

$$A_p = \left(\frac{\pi}{4}\right)D^2$$

$$p = \pi D$$

Similarmente, para pilotes H

$$A_p = d_1 d_2$$

$$p = 2(d_1 + d_2)$$

Note también que para pilotes H, como $d_2 > d_1$, $D = d_1$.

2. Las relaciones de carga de punta última dadas en las ecuaciones (9.11), (9.20) y (9.30) son las cargas de punta última total; es decir, incluyen el peso del pilote. Por tanto, la carga de punta neta última es aproximadamente

$$Q_{p(\text{neta})} = Q_{p(\text{total})} - q' A_p$$

Sin embargo, en la práctica, para suelos con $\phi > 0$, se hace la suposición de que $Q_{p(\text{neta})} = Q_{p(\text{total})}$. En suelos cohesivos con $\phi = 0$, $N_q^* = 1$ (figura 9.14). Por tanto, de la ecuación (9.11),

$$Q_{p(\text{total})} = (c_u N_c^* + q')A_p$$

Entonces

$$Q_{p(\text{neta})} = [(c_u N_c^* + q') - q']A_p = c_u N_c^* A_p = 9 c_u A_p = Q_p$$

(Esta relación es la presentada en la ecuación (9.19).

Después que se determinó la capacidad de carga última de un pilote sumando la capacidad de punta y la resistencia por fricción (o superficial), debe usarse un factor de seguridad razonable para obtener la carga total admisible para cada pilote, o

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_u}{FS} \tag{9.55}$$

donde Q_{adm} = capacidad admisible de carga para cada pilote
FS = factor de seguridad

El factor de seguridad generalmente usado varía entre 2.5 y 4, dependiendo de las incertidumbres del cálculo de la carga última.

9.14 CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA DE PILOTES SOBRE ROCA

En algunas ocasiones los pilotes se hincan hasta un estrato subyacente de roca. En tales casos, el ingeniero debe evaluar la capacidad de carga de la roca. La resistencia unitaria última de punta en roca (Goodman, 1980) es aproximadamente

$$q_p = q_u(N_\phi + 1) \tag{9.56}$$

donde $N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2)$
q_u = resistencia a compresión no confinada de la roca
ϕ = ángulo de fricción drenado

La resistencia a compresión no confinada de la roca se determina por medio de pruebas en laboratorio sobre especímenes de roca obtenidos durante investigaciones de campo. Sin embargo, debe procederse con extremo cuidado al obtener el valor apropiado de q_u porque los especímenes de laboratorio son usualmente pequeños en diámetro. Conforme el diámetro del espécimen crece, la resistencia a compresión no confinada decrece, lo que se denomina *efecto de escala*. Para especímenes mayores que 3 pies (1 m) de diámetro, el valor de q_u permanece aproximadamente constante. Parece haber una reducción de cuatro a cinco veces la magnitud de q_u en este proceso. El efecto de escala en rocas es principalmente causado por fracturas pequeñas y grandes distribuidas aleatoriamente y también por rupturas progresivas a lo largo de planos de deslizamiento. Por consiguiente, siempre recomendamos que

$$q_{u(\text{diseño})} = \frac{q_{u(\text{lab})}}{5} \tag{9.57}$$

La tabla 9.3 da valores (de laboratorio) representativos de resistencias a compresión no confinada de rocas. Valores representativos del ángulo, ϕ, de fricción de rocas se dan en la tabla 9.4.

▼ **TABLA 9.3** Resistencia típica a compresión no confinada de rocas

Tipo de roca	q_u lb/pulg²	q_u MN/m²
Arenisca	10,000–20,000	70–140
Caliza	15,000–30,000	105–210
Lutita	5,000–10,000	35–70
Granito	20,000–30,000	140–210
Mármol	8,500–10,000	60–70

▼ **TABLA 9.4** Valores típicos del ángulo de fricción ϕ de rocas

Tipo de roca	Ángulo de fricción, ϕ (grados)
Arenisca	27–45
Caliza	30–40
Lutita	10–20
Granito	40–50
Mármol	25–30

Un factor de seguridad de por lo menos 3 debe usarse para determinar la capacidad de carga admisible de punta en pilotes. Entonces

$$Q_{p(\text{adm})} = \frac{[q_{u(\text{diseño})}\,(N_\phi + 1)]A_p}{FS} \tag{9.58}$$

▼ EJEMPLO 9.1

Un pilote de concreto tiene 50 pies (L) de longitud y 16 pulgs × 16 pulgs de sección transversal. El pilote está totalmente empotrado en arena para la cual $\gamma = 110$ lb/pies^3 y $\phi = 30°$. Calcule la carga última de punta, Q_p, usando

a. Método de Meyerhof (sección 9.7).
b. Método de Vesic (sección 9.8), Use $I_r = I_{rr} = 50$.
c. Método de Janbu (sección 9.9). Use $\eta' = 90°$.

Solución:

Parte a. De la Ec. (9.13),

$$Q_p = A_p q' N_q^* = A_p \gamma L N_q^*$$

Para $\phi = 30°$, $N_q^* \approx 55$ (figura 9.14), por lo que

$$Q_p = \left(\frac{16 \times 16}{12 \times 12}\text{pies}^2\right)\left(\frac{110 \times 50}{1000}\text{ klb/pies}^2\right)(55) = 537.8\text{ klb}$$

De las Ecs. (9.14) y (9.16),

$$Q_p = A_p q_l = A_p N_q^* \tan\phi\,(\text{klb/pie}^2)$$

$$= \left(\frac{16 \times 16}{12 \times 12}\text{ pie}^2\right)(55)\tan 30 = 56.45\text{ klb}$$

Por consiguiente, $Q_p =$ **56.45 klb.**

Parte b. De las Ecs. (9.20), (9.21) y (9.22), con $c = 0$,

$$Q_p = A_p \sigma_o' N_\sigma^* = A_p \left[\frac{1 + 2(1 - \text{sen}\phi)}{3}\right] q' N_\sigma^*$$

Para $\phi = 30°$ e $I_{rr} = 50$, el valor de N_σ^* es aproximadamente 36 (tabla D.4, apéndice D), por lo que

$$Q_p = \left(\frac{16 \times 16}{12 \times 12}\text{pie}^2\right)\left[\frac{1 + 2(1 - \text{sen } 30)}{3}\right]\left(\frac{110 \times 50}{1000}\text{ klb/pie}^2\right)(36) = \mathbf{234.7\text{ klb}}$$

Parte c. De la Ec. (9.30), con $c = 0$,

$$Q_p = A_p q' N_q^*$$

Para $\phi = 30°$ y $\eta' = 90°$, el valor de $N_q^* \approx 19$ (figura 9.15).

$$Q_p = \left(\frac{16 \times 16}{12 \times 12}\text{pie}^2\right)\left(\frac{110 \times 50}{1000}\text{ klb/pie}^2\right)(19) = \mathbf{185.8klb}$$

▲

▼ EJEMPLO 9.2

Para el pilote descrito en el ejemplo 9.1,

a. Determine la resistencia por fricción, Q_s. Use las ecuaciones (9.12) (9.35a) y (9.35b). Se dan: $K = 1.3$ y $\delta = 0.8\phi$.
b. Usando los resultados del ejemplo 9.1 y la parte a de este problema, estime la capacidad admisible de carga del pilote. Se da: $FS = 4$.

Solución:

Parte a. De la Ec. (9.34),

$$L \approx 15D = 15\left(\frac{16}{12}\text{ pies}\right) = 20\text{ pies}$$

De la Ec. (9.35a), en $z = 0$, $\sigma_v' = 0$, por lo que $f = 0$. De nuevo, en $z = L' = 20$ pies,

$$\sigma_v' = \gamma L' = \frac{(110)(20)}{1000} = 2.2\text{ klb/pie}^2$$

Por tanto

$$f = K\sigma_v' \tan\delta = (1.3)(2.2)[\tan(0.8 \times 30)] = 1.273\text{ klb/pie}^2$$

Entonces

$$Q_s = \left(\frac{f_{z=0} + f_{z=20\text{pies}}}{2}\right) pL' + f_{z=20\text{pies}}\, p(L - L')$$

$$= \left(\frac{0 + 1.273}{2}\right)\left(4 \times \frac{16}{12}\right)(20) + (1.273)\left(4 \times \frac{16}{12}\right)(50 - 20)$$

$$= 67.9 + 203.7 = \mathbf{271.6\text{ klb}}$$

Parte b. $Q_u = P_p + Q_s$

El valor promedio de Q_p del ejemplo 9.1 es

$$\frac{56.45 + 234.7 + 185.8}{3} \approx 159\text{ klb}$$

Entonces

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{1}{4}\left(159 + 271.6\right) = \mathbf{107.7\text{ klb}}$$

▲

▼ EJEMPLO 9.3

Para el pilote descrito en el ejemplo 9.1, estime la Q_{adm} usando el método de Coyle y Castello [secciones 9.10 y la ecuación (9.44)].

Solución: De las Ecs. (9.33) y (9.44),

$$Q_u = Q_p + Q_s = q' N_q^* A_p + K\sigma_v' \tan(0.8\phi) pL$$

$$\frac{L}{D} = \frac{50}{(\frac{16}{12})} = 37.5$$

Para $\phi = 30°$ y $L/D = 37.5$, $N_q^* = 25$ (figura 9.16) y $K = 0.2$ (figura 9.19). Entonces

$$Q_u = \left(\frac{110 \times 50}{1000} \text{ klb/pie}^2\right)(25)\left(\frac{16 \times 16}{12 \times 12} \text{ pie}^2\right)$$

$$+ (0.2)\left(\frac{110 \times 50}{1000 \times 2}\right)\tan(0.8 \times 30)\left(\frac{4 \times 16}{12}\right)(50)$$

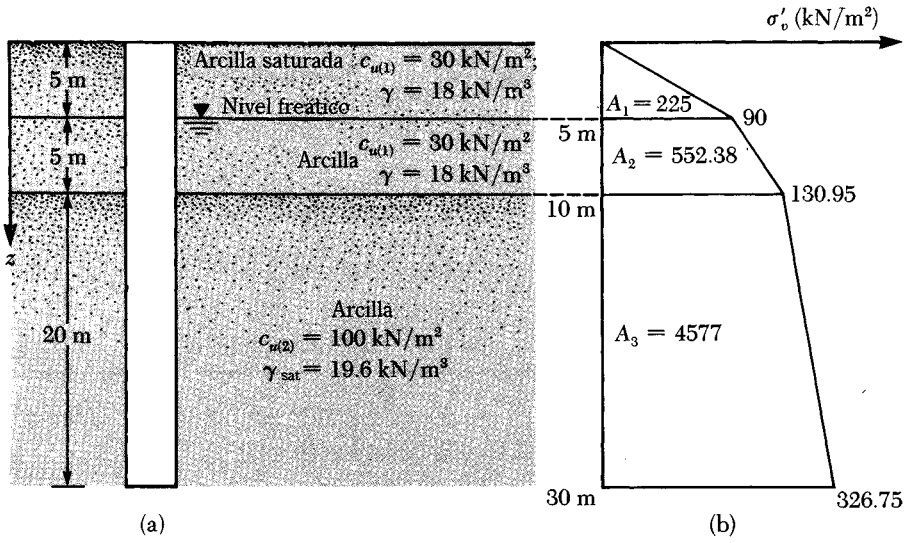
$$= 244.4 + 65.3 = 309.7 \text{ klb}$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{309.7}{4} = \mathbf{77.4\ klb}$$ ▲

▼ EJEMPLO 9.4

En la figura 9.23a se muestra un pilote de tubo hincado en arcilla, con un diámetro exterior de 406 mm y un espesor de pared de 6.35 mm.

a. Calcule la capacidad neta de carga de punta. Use la ecuación (9.19).
b. Calcule la resistencia superficial (1) usando las ecuaciones (9.47) y (9.48) (método α), (2) usando la ecuación (9.45) (método λ) y (3) usando la ecuación (9.49) (método β). Para todos los estratos de arcilla, $\phi_R = 30°$. Los 10 m superiores de arcilla están normalmente consolidados. El estrato inferior de arcilla tiene una *OCR* de 2.
c. Estime la capacidad neta admisible del pilote. Use $FS = 4$.



▼ FIGURA 9.23

Solución: El área de la sección transversal del pilote, incluyendo el suelo dentro del pilote, es

$$A_p = \frac{\pi}{4} D^2 = \frac{\pi}{4}(0.406)^2 = 0.1295 \text{m}^2$$

Parte a. Cálculo de la capacidad neta de carga de punta

De la Ec. (9.19),

$$Q_p = A_p q_p = A_p N_c^* c_{u(2)} = (0.1295)(9)(100) = \mathbf{116.55\ kN}$$

Parte b. Cálculo de la resistencia por fricción

(1) Uso de las Ecs. (9.47) y (9.48): de la Ec. (9.48),

$$Q_s = \Sigma\, \alpha c_u p\, \Delta L$$

Para el estrato superior de suelo, $c_{u(1)} = 30$ kN/m^2. De acuerdo con la gráfica promedio de la figura 9.22, $\alpha_1 = 1.0$. Similarmente, para el estrato inferior de suelo, $c_{u(2)} = 100$ kN/m^2; $\alpha_2 = 0.5$. Entonces

$$\begin{aligned} Q_s &= \alpha_1 c_{u(1)}[(\pi)(0.406)]10 + \alpha_2 c_{u(2)}[(\pi)(0.406)]20 \\ &= (1)(30)[(\pi)(0.406)]10 + (0.5)(100)[(\pi)(0.406)]20 \\ &= 382.7 + 1275.5 = \mathbf{1658.2\ kN} \end{aligned}$$

(2) Uso de la Ec. (9.45): $f_{\text{prom}} = \lambda(\bar{\sigma}'_v + 2c_u)$. 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 $\bar{\sigma}'_v$, se grafica en la figura 9.23b el diagrama de la variación del esfuerzo vertical efectivo con la profundidad. De la Ec. (9.46),

$$\bar{\sigma}'_v = \frac{A_1 + A_2 + A_3}{L} = \frac{225 + 552.38 + 4577}{30} = 178.48 \text{ kN/m}^2$$

La magnitud de λ de la figura 9.20 es 0.14. Entonces

$$f_{\text{prom}} = 0.14[178.48 + (2)(76.7)] = 46.46 \text{ kN/m}^2$$

Por consiguiente,

$$Q_s = pLf_{\text{prom}} = \pi(0.406)(30)(46.46) = \mathbf{1777.8\ kN}$$

(3) Uso de la Ec. (9.49): El estrato superior de arcilla (10 m) está normalmente consolidada y $\phi_R = 30°$. Para $z = 0$-5 m [Ec. (9.53)],

$$\begin{aligned} f_{\text{prom}(1)} &= (1 - \text{sen}\ \phi_R) \tan \phi_R \sigma'_{v\,(\text{prom})} \\ &= (1 - \text{sen}\ 30°)(\tan 30°)\left(\frac{0 + 90}{2}\right) = 13.0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Similarmente, para z = 5-10 m,

$$f_{\text{prom}(2)} = (1 - \text{sen } 30°)\,(\tan 30°)\left(\frac{90 + 130.95}{2}\right) = 31.9 \text{ kN/m}^2$$

Para z = 10-30 m [Ec. (9.54)],

$$f_{\text{prom}} = (1 - \text{sen}\phi_R)\tan\phi_R \sqrt{OCR}\,\sigma'_{v(\text{prom})}$$

Para una OCR = 2,

$$f_{\text{prom}(3)} = (1 - \text{sen } 30°)\,(\tan 30°)\sqrt{2}\left(\frac{130.95 + 326.75}{2}\right) = 93.43 \text{ kN/m}^2$$

Entonces

$$Q_s = p[f_{\text{prom}(1)}(5) + f_{\text{prom}(2)}(5) + f_{\text{prom}(3)}(20)]$$
$$= (\pi)(0.406)[(13)(5) + (31.9)(5) + (93.43)(20)] = \mathbf{2669.7\ kN}$$

Parte c. Cálculo de la capacidad neta última Q_u

Comparando los tres valores se ve que los métodos α y λ dan resultados similares, por lo que usamos

$$Q_s = \frac{1658.1 + 1777.8}{2} \approx 1718 \text{ kN}$$

Entonces

$$Q_u = Q_p + Q_s = 116.46 + 1718 = 1834.46 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{1834.46}{4} = \mathbf{458.6\ kN}$$ ▲

▼ EJEMPLO 9.5

Un pilote H (HP 310 × 1.226) con longitud de empotramiento de 26 m se hinca en un estrato de arcilla blanda hasta que descansa en una arenisca, con una resistencia a la compresión no confinada medida en laboratorio de 76 MN/m² y un ángulo de fricción de 28°. Use un factor de seguridad de 5 y estime la capacidad admisible de carga de punta.

Solución: De las Ecs. (9.57) y (9.58),

$$Q_{p(\text{adm})} = \frac{\left\{\left[\frac{q_{u(\text{lab})}}{5}\right]\left[\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 1\right]\right\} A_p}{FS}$$

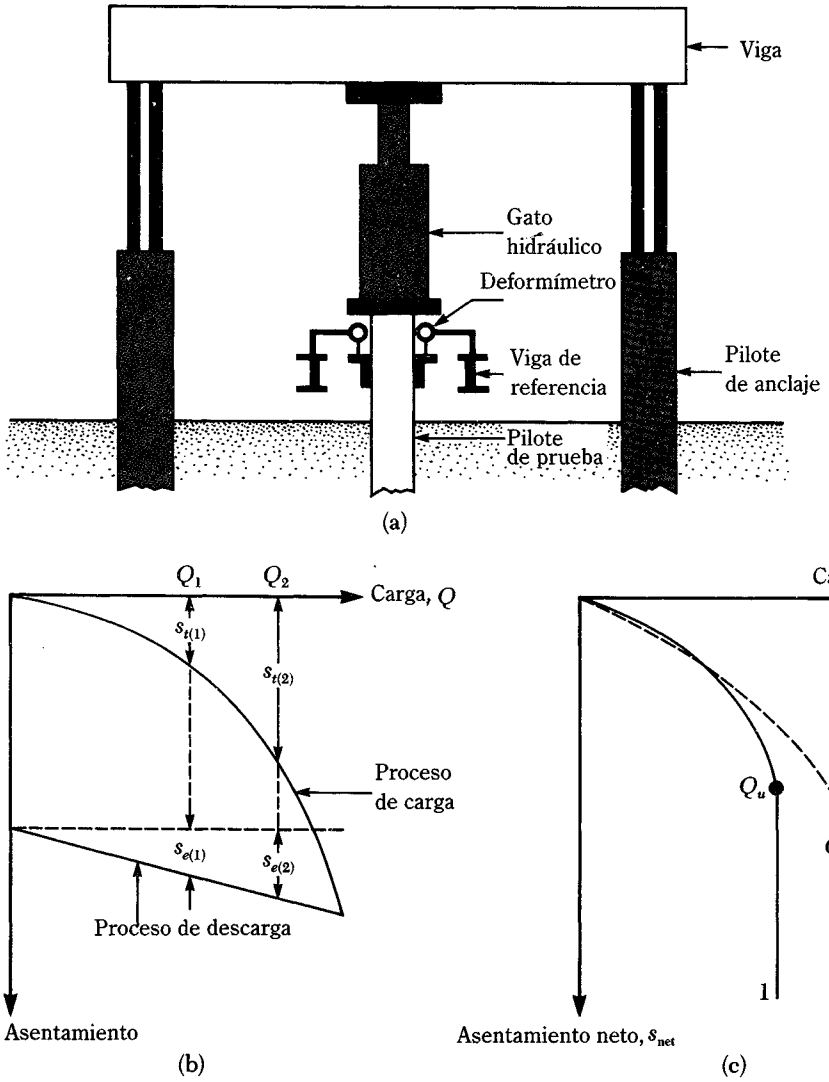
De la tabla D.1b (apéndice D), para un perfil HP 310 × 1.226, $A_p = 15.9 \times 10^{-3}$ m², por lo que

$$Q_{p(\text{adm})} = \frac{\left\{\left[\frac{76 \times 10^3 \text{ kN/m}^2}{5}\right]\left[\tan^2\left(45 + \frac{28}{2}\right) + 1\right]\right\}(15.9 \times 10^{-3}\text{m}^2)}{5}$$

$$= \mathbf{182\ kN}$$ ▲

9.15 PRUEBAS DE CARGA EN PILOTES

En la mayoría de los grandes proyectos, un número específico de pruebas de carga debe llevarse a cabo sobre pilotes. La razón principal es la falta de confiabilidad en los métodos de predicción. La capacidad de carga vertical y lateral de un pilote deben probarse en el campo. La figura 9.24a muestra un diagrama esquemático del arreglo de un ensaye de carga en pilotes para probar la *compresión axial* en el campo. La carga se aplica al pilote por medio de un gato hidráulico. Cargas por etapas se aplican al pilote y se permite que pase suficiente tiempo después de cada aplicación de manera que ocurra una pequeña cantidad de asentamiento. El asentamiento de los pilotes se mide por medio de deformímetros. La cantidad de carga por aplicar en cada etapa variará,



▼ **FIGURA 9.24** (a) Diagrama esquemático del arreglo de una prueba de carga de un pilote; (b) gráfica de carga contra asentamiento total; (c) gráfica de carga contra asentamiento neto

dependiendo de los reglamentos locales de construcción. La mayoría de los reglamentos requieren que cada etapa de carga sea aproximadamente igual a un cuarto de la carga de trabajo propuesta. La prueba debe efectuarse por lo menos a una carga total de dos veces la carga de trabajo propuesta. Después de alcanzarse la carga deseada en el pilote, éste es descargado gradualmente.

La figura 9.24b muestra un diagrama carga-asentamiento obtenido de una carga y descarga de campo. Para cualquier carga, Q, el asentamiento neto del pilote se calcula como sigue: Cuando $Q = Q_1$,

$$\text{Asentamiento neto, } s_{\text{neto}(1)} = s_{t(1)} - s_{e(1)}$$

Cuando $Q = Q_2$,

$$\text{Asentamiento neto, } s_{\text{neto}(2)} = s_{t(2)} - s_{e(2)}$$

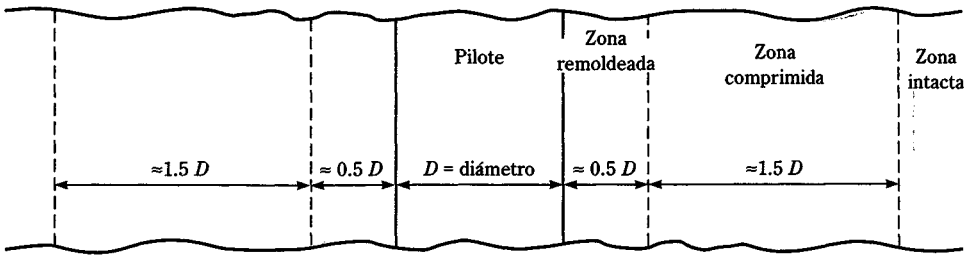
$$\vdots$$

donde s_{neto} = asentamiento neto
s_e = asentamiento elástico del pilote mismo
s_t = asentamiento total

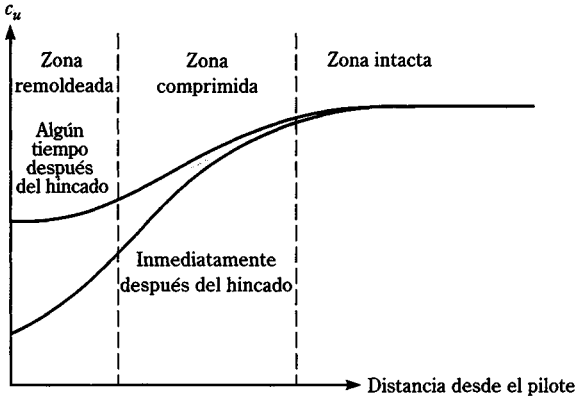
Esos valores de Q se indican en una gráfica contra el asentamiento neto correspondiente s_{neto}, como muestra la figura 9.24c. La carga última del pilote se determina con esta gráfica. El asentamiento del pilote crece con la carga hasta cierto punto, más allá del cual la curva carga-asentamiento se vuelve vertical. La carga correspondiente al punto en que la curva Q *versus* s_{neto} se vuelve vertical es la carga última, Q_u, del pilote; ésta se muestra por la curva 1 en la figura 9.24c. En muchos casos, la última etapa de la curva carga-asentamiento es casi lineal, mostrando un grado amplio de asentamiento para un pequeño incremento de carga; como se muestra por la curva 2 en la figura 9.24c. La carga última, Q_u, para tal caso se determina del punto de la curva Q *versus* s_{neto} donde empieza esta porción lineal empinada.

El procedimiento de prueba de carga antes descrito requiere la aplicación de cargas por etapas sobre los pilotes así como la medición del asentamiento y se llama ensayo de *carga controlada*. Otra técnica usada para una prueba de carga en pilotes es la de tasa de *penetración a velocidad constante*. En ésta, la carga sobre el pilote es continuamente incrementada para mantener una velocidad constante de penetración, que varía de 0.01 a 0.1 pulg/min (0.25 a 2.5 mm/min). Esta prueba da una gráfica carga-asentamiento similar a la obtenida con la de carga controlada. Otro tipo de prueba es la *carga cíclica*, en la que una carga incremental es repetidamente aplicada y retirada.

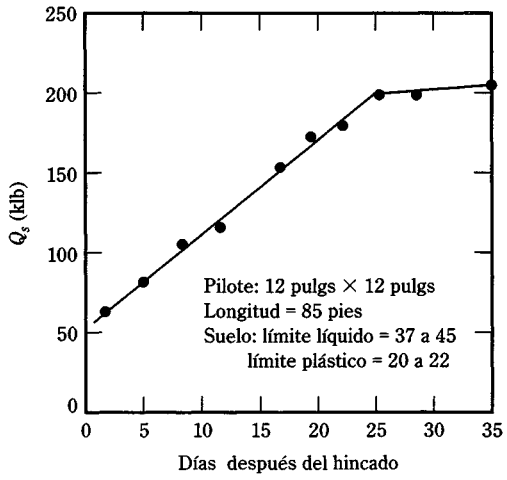
Las pruebas de carga sobre pilotes empotrados en arena se conducen inmediatamente después que se hincan los pilotes. Sin embargo, cuando están empotrados en arcilla, debe tenerse cuidado al decidir el lapso de tiempo entre el hincado y el principio de la prueba de carga. Cuando los pilotes se hincan en arcilla blanda, una cierta zona alrededor de la arcilla se remoldea y/o se comprime, como muestra la figura 9.25, lo que conduce a una reducción de la resistencia cortante, c_u no drenada (figura 9.26). Con el tiempo, la pérdida de la resistencia cortante no drenada es parcial o totalmente recuperada. Este lapso varía de entre 30 a 60 días. La figura 9.27 muestra la magnitud



▼ **FIGURA 9.25** Zona remoldeada y/o compactada alrededor de un pilote hincado en arcilla blanda



▼ **FIGURA 9.26** Variación de la resistencia cortante (c_u) no drenada con el tiempo alrededor de un pilote hincado en arcilla blanda



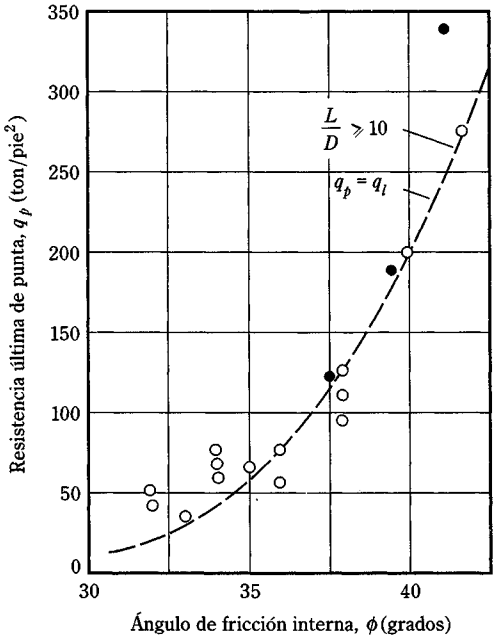
▼ **FIGURA 9.27** Variación de Q_s con el tiempo para un pilote hincado en arcilla blanda (basada en resultados de pruebas de carga de Terzaghi y Peck, 1967)

de la variación de Q_s con el tiempo para un pilote hincado en arcilla blanda basada en los resultados reportados por Terzaghi y Peck (1967). Es notorio en esta figura que Q_s se incrementa aproximadamente 300% en un lapso de tiempo de cerca de 25 días.

9.16 COMPARACIÓN DE LA TEORÍA CON LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE CARGA EN CAMPO

Detalles de muchos estudios de campo relativos a la estimación de la capacidad de carga última de varios tipos de pilotes se encuentran disponibles en la literatura técnica. En algunos casos, los resultados concuerdan en general con las predicciones teóricas y en otros varían considerablemente. Las diferencias entre la teoría y los resultados de pruebas de campo se atribuyen a factores tales como una interpretación impropia de las propiedades del subsuelo, hipótesis incorrectas, adquisición errónea de resultados de pruebas de campo y otras más.

Vimos en el ejemplo 9.1 que, para propiedades similares del suelo, la carga última de punta (Q_p) varía más del 400% dependiendo de qué teoría y qué ecuación se usa. También, del cálculo de la parte a del ejemplo 9.1, se ve que, en la mayoría de los casos, para pilotes largos hincados en arena la resistencia límite de punta (q_l) [ecuaciones (9.15) o (9.16)] gobierna a la resistencia unitaria de punta (q_p). Meyerhof (1976) proporcionó los resultados de varias pruebas de carga en campo sobre pilotes largos ($L/D \geq 10$), de los cuales los valores derivados de q_p se calculan y grafican en la figura

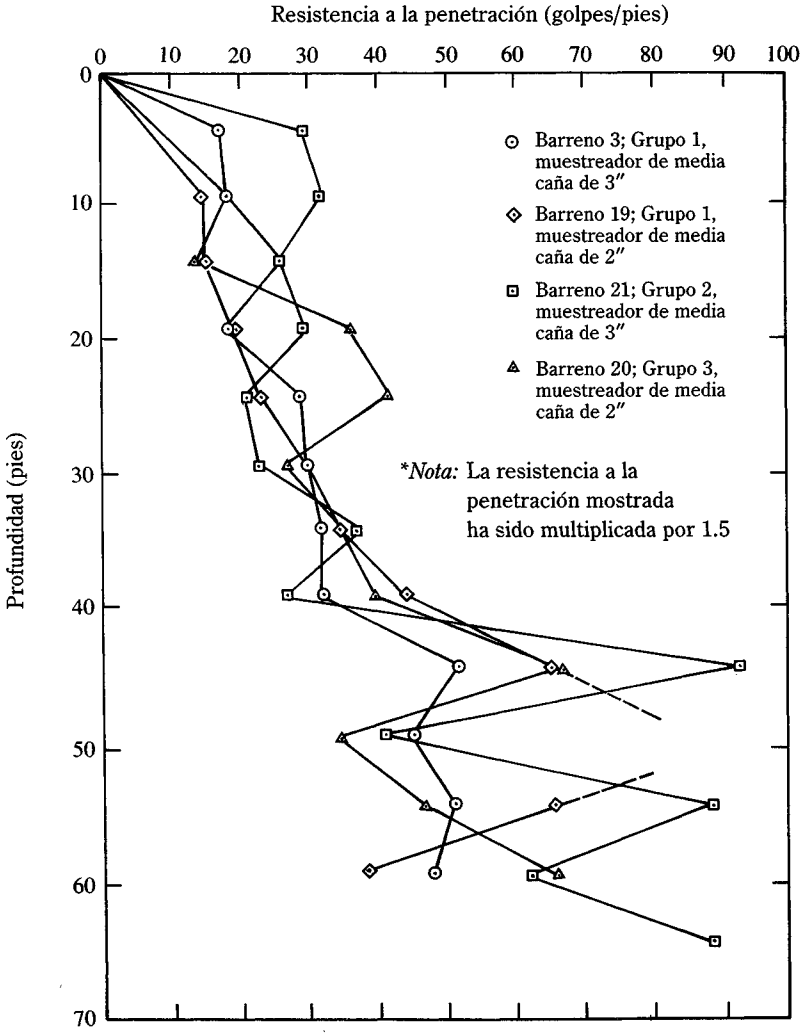


▼ **FIGURA 9.28** Resistencia última de punta de pilotes hincados en arena (según Meyerhof, 1976)

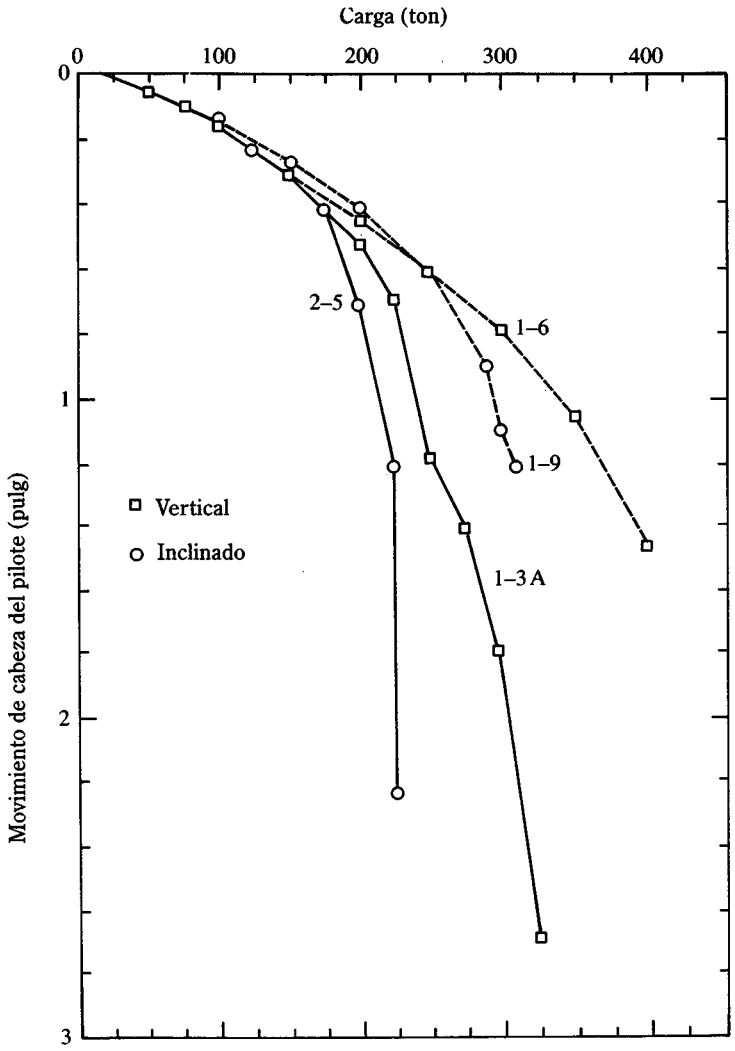
9.28. También se muestra en esta figura la variación de q_l calculada con la ecuación (9.16). Puede verse que, para un ángulo ϕ de fricción dado, la magnitud de q_p difiere considerablemente de la dada por la teoría.

Briaud y otros (1989) reportaron los resultados de 28 pruebas de carga axial sobre pilotes H hincados por impacto y pilotes de tubo en arena, efectuadas por el U.S. Army Engineering District (St. Louis) durante la construcción del New Lock and Dam No. 26 sobre el río Mississippi. Variaciones típicas de los números de penetración estándar (no corregidos) en campo con la profundidad se muestran en la figura 9.29.

Los resultados de las pruebas de carga sobre cuatro pilotes H obtenidos en este programa se dan en la figura 9.30. Detalles de los pilotes H y los resultados de las prue-



▼ **FIGURA 9.29** Resultados de la prueba de penetración estándar (según Briaud y otros, 1989)



▼ **FIGURA 9.30** Resultados de prueba de carga en pilotes H en arena (según Briaud y otros, 1989)

bas de carga para esos cuatro pilotes se resumen en la tabla 9.5. Briaud y otros (1989) hicieron un análisis estadístico sobre la relación de la carga última teórica respecto a la carga última medida. Los resultados se resumen en la tabla 9.6 para el caso taponado (figura 9.11c). Note que una predicción perfecta tendría una media = 1.0, una desviación estándar = 0 y un coeficiente de variación = 0. La tabla 9.6 ilustra que ningún método dio una predicción perfecta; en general, Q_p fue sobreestimada y Q_s fue subestimada, lo que muestra de nuevo la incertidumbre en la predicción de las capacidades de carga de los pilotes.

▼ **TABLA 9.5** Resultados de pruebas de carga en pilotes

Pilote no.	Tipo de pilote	Inclinación	Q_p (ton)	Q_s (ton)	Q_u (ton)	Longitud del pilote (pies)
1-3A	HP14 × 73	Vertical	152	161	313	54
1-6	HP14 × 73	Vertical	75	353	428	53
1-9	HP14 × 73	1:2.5	85	252	337	58
2-5	HP14 × 73	1:2.5	46	179	225	59

Sharma y Joshi (1988) reportaron los resultados de pruebas de carga en campo sobre dos pilotes de concreto colados *in situ* en un depósito de suelo granular en Alberta, Canadá. La longitud de esos pilotes (TP-1 y TP-2) fue aproximadamente de 12.3 m. La figura 9.31 muestra las condiciones generales del suelo, las dimensiones de los pilotes y las curvas carga-asentamiento. El mecanismo de transferencia de carga para los dos pilotes de prueba se muestra en la figura 9.32. La fricción superficial promedio, f_{prom}, se calculó como

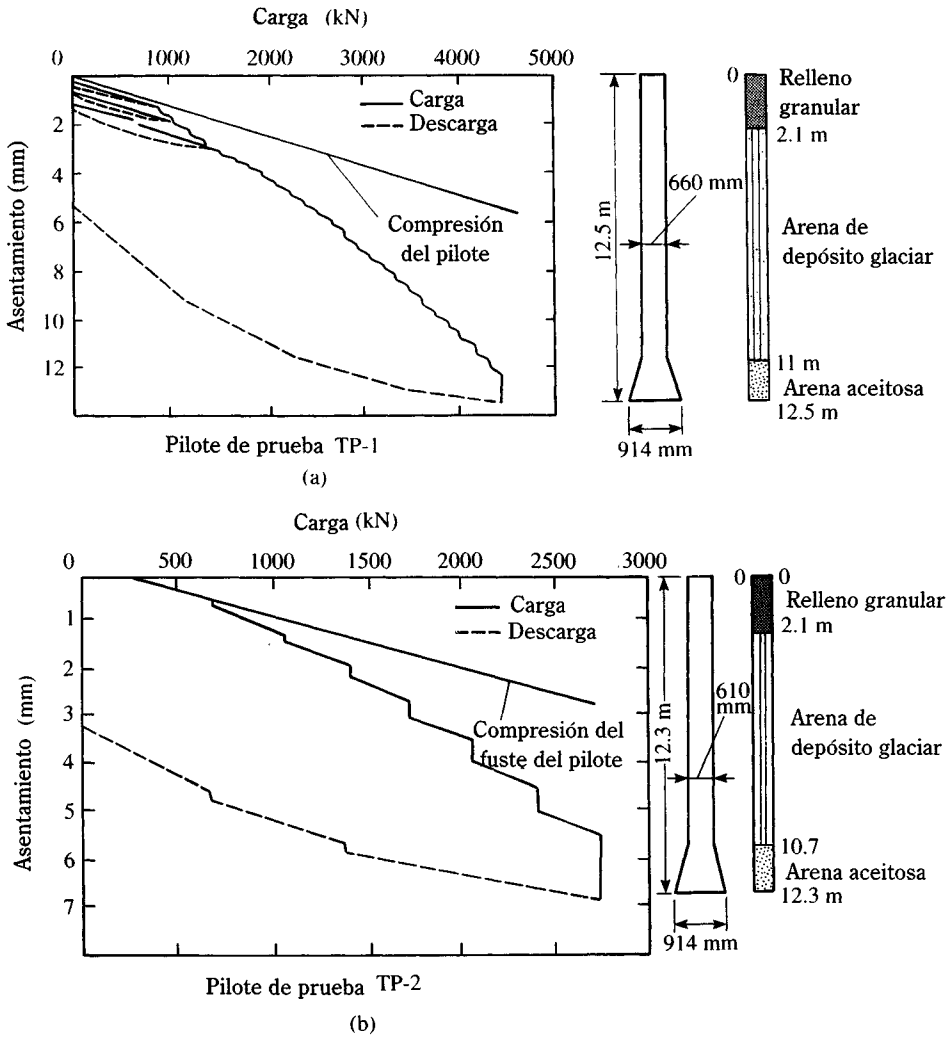
$$f_{prom} = \frac{Q_{arriba} - Q_{base}}{\pi D_s L} \tag{9.59}$$

donde Q_{arriba} y Q_{base} = cargas en la parte superior y en la base del pilote, respectivamente
D_s = diámetro del fuste del pilote
L = longitud del pilote

Las variaciones de f_{prom} con la carga, Q, para los dos pilotes está graficada en la figura 9.33. Note que para el pilote de prueba TP-1, el valor máximo de f_{prom} es de aproximadamente 85 kN/m^2 bajo una carga de cerca de 4000 kN. En la figura 9.31a, corresponde a un desplazamiento relativo de aproximadamente 7 mm entre el suelo y el pilote. El resultado confirma que la resistencia por fricción entre el pilote y el fuste está totalmente movilizada en cerca de 5-10 mm de movimiento de la cabeza del pilo-

▼ **TABLA 9.6** Resumen de análisis estadísticos de Briaud y otros de pilotes H; caso taponado

	Q_p			Q_s			Q_u		
Método teórico	Media	Desviación estándar	Coeficiente de variación	Media	Desviación estándar	Coeficiente de variación	Media	Desviación estándar	Coeficiente de variación
Coyle y Castello (1981)	2.38	1.31	0.55	0.87	0.36	0.41	1.17	0.44	0.38
Briaud y Tucker (1984)	1.79	1.02	0.59	0.81	0.32	0.40	0.97	0.39	0.40
Meyerhof (1976)	4.37	2.76	0.63	0.92	0.43	0.46	1.68	0.76	0.45
API (1984)	1.62	1.00	0.62	0.59	0.25	0.43	0.79	0.34	0.43

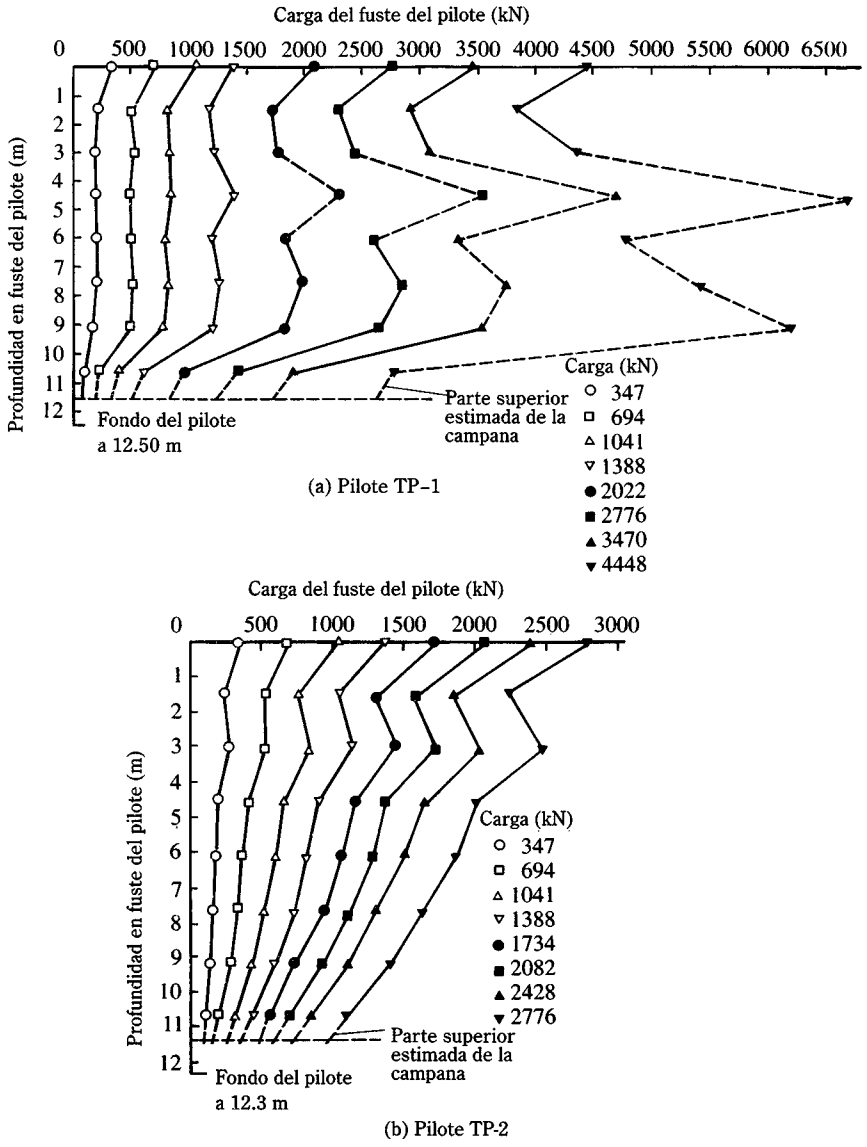


▼ **FIGURA 9.31** Condición general del suelo, dimensiones del pilote y curvas carga-asentamiento (según Sharma y Joshi, 1988)

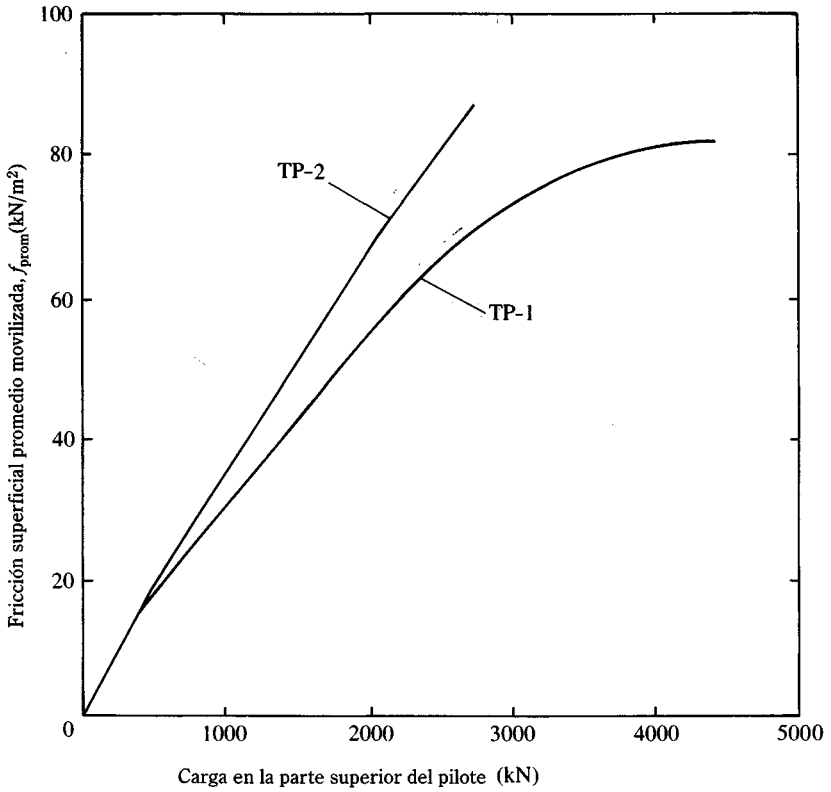
te (sección 9.5). De nuevo, con referencia a las ecuaciones (9.38) y (9.40), podemos decir que, en general,

$$f_{prom}(kN/m^2) = m\bar{N} \tag{9.60}$$

donde m = constante que varía entre 1 y 2



▼ **FIGURA 9.32** Mecanismo de transferencia de carga para dos pilotes de prueba (según Sharma y Joshi, 1988)



▼ **FIGURA 9.33** Variación de f_{prom} con la carga Q (según Sharma y Joshi, 1988)

Para el pilote de prueba TP-1, la longitud del fuste (sin incluir la campana) es aproximadamente de 11 m. Por tanto, los siguientes cálculos se efectúan para determinar f_{prom}.

Suelo	Espesor (m)	$\overline{N}_{cor}$[a]	$\overline{N}_{cor}$ promedio
Arena y grava	2.1	15	$\frac{(15)(2.1) + (39)(8.9)}{11} = 34.4$
Depósito glaciar de arena	8.9	39	

[a] Según Sharma y Joshi (1988)

El valor experimental de f_{prom} es aproximadamente de 85 kN/m², por lo que de la Ec. (9.60),

$$m = \frac{f_{prom}}{\overline{N}_{cor}} = \frac{85}{34.4} = 2.47$$

Esta magnitud es algo mayor que la dada por las ecuaciones (9.38) y (9.40).

Las lecciones de los casos de estudio anteriores y otros disponibles en la literatura técnica muestran que la experiencia y un buen juicio práctico son requeridos junto con un conocimiento de los avances teóricos relativos al diseño seguro de cimentaciones con pilotes.

9.17 ASENTAMIENTO DE PILOTES

El asentamiento de un pilote bajo una carga de trabajo vertical, Q_w, es causado por tres factores:

$$s = s_1 + s_2 + s_3 \tag{9.61}$$

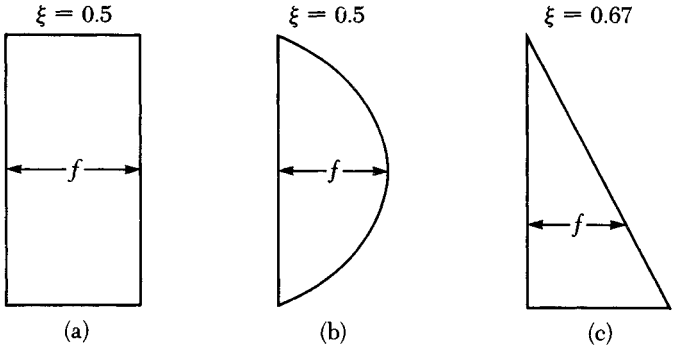
donde s = asentamiento total del pilote
s_1 = asentamiento elástico del pilote
s_2 = asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote
s_3 = asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote

Si el material del pilote se supone elástico, la deformación del fuste se evalúa usando los principios fundamentales de la mecánica de materiales:

$$s_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})\, L}{A_p E_p} \tag{9.62}$$

donde Q_{wp} = carga en la punta del pilote bajo condición de carga de trabajo
Q_{ws} = carga por resistencia de fricción (superficial) bajo condición 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 dependerá de la distribución de la resistencia por fricción (superficial) unitaria a lo largo del fuste. Si la distribución de f es uniforme o parabólica, como muestran las figuras 9.34a y 9.34b, $\xi = 0.5$. Sin embargo, para una distribución triangular de f (figura 9.34c), la magnitud de ξ es aproximadamente de 0.67 (Vesic, 1977).



▼ **FIGURA 9.34** Varios tipos de distribución de la resistencia por fricción (superficial) unitaria a lo largo del fuste del pilote

El asentamiento de un pilote causado por la carga en la punta se expresa en forma similar a la de cimentaciones superficiales [Ec. (4.33)]:

$$s_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s}(1 - \mu_s^2) I_{wp} \tag{9.63}$$

donde D = ancho o diámetro del pilote
q_{wp} = carga puntal por área unitaria en la punta del pilote = Q_{wp}/A_p
E_s = módulo de elasticidad del suelo en o bajo la punta del pilote
μ_s = relación de Poisson del suelo
I_{wp} = factor de influencia ≈ 0.85

Vesic (1977) también propuso un método semiempírico para obtener la magnitud del asentamiento, s_2:

$$s_2 = \frac{Q_{wp} C_p}{D q_p} \tag{9.64}$$

donde q_p = resistencia última en la punta del pilote
C_p = coeficiente empírico

Valores representativos de C_p para varios suelos se dan en la tabla 9.7.

El asentamiento de un pilote causado por la carga llevada por el fuste se da por una relación similar a la Ec. (9.63), o

$$s_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right) \frac{D}{E_s}(1 - \mu_s^2) I_{ws} \tag{9.65}$$

donde p = perímetro del pilote
L = longitud empotrada del pilote
I_{ws} = factor de influencia

▼ **TABLA 9.7** Valores típicos de C_p [Ec. (9.64)]

Tipo de suelo	Pilote hincado	Pilote perforado
Arena (densa a suelta)	0.02–0.04	0.09–0.18
Arcilla (firme a blanda)	0.02–0.03	0.03–0.06
Limo (denso a suelto)	0.03–0.05	0.09–0.12

Tomado de "Design of Pile Foundations," por A.S. Vesic, en NCHRP *Synthesis of Highway Practice 42*, Transportation Research Board, 1977. Reimpreso con autorización.

Note que el término Q_{ws}/pL en la ecuación (9.65) es el valor promedio de f a lo largo del fuste del pilote. El factor de influencia, I_{ws}, tiene una relación empírica simple (Vesic, 1977):

$$I_{ws} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D}} \tag{9.66}$$

Vesic (1977) también propuso una relación empírica simple similar a la ecuación (9.64) para obtener s_3:

$$\boxed{s_3 = \frac{Q_{ws}C_s}{Lq_p}} \tag{9.67}$$

donde C_s = constante empírica = $(0.93 + 0.16\sqrt{L/D})C_p$ (9.68)

Los valores de C_p por usarse en la ecuación (9.67) se obtienen en la tabla 9.7.

Sharma y Joshi (1988) usaron las ecuaciones (9.61), (9.62), (9.64) y (9.67) para estimar el asentamiento de dos pilotes de concreto en arena, como se mostró en la figura 9.31, y las compararon con los valores observados en campo. Para esos cálculos, usaron: $\xi = 0.5$ y 0.67, $C_p = 0.02$ y $C_s = 0.02$. La tabla 9.8 muestra la comparación de los valores s. Note el buen acuerdo entre los valores estimados y observados del asentamiento.

▼ **TABLA 9.8** Comparación de valores observados y estimados del asentamiento de dos pilotes de concreto (figura 9.31)

Pilote	Carga sobre pilote (kN)	s medido (mm)	s calculado	
			$\xi = 0.5$	$\xi = 0.67$
TP-1	694	1.08	1.456	1.571
	1388	2.91	3.350	3.55
	2776	6.67	7.195	7.535
	4448	13.41	11.67	13.651
TP-2	694	0.65	1.467	1.610
	1388	2.11	3.118	3.387
	2776	6.72	6.889	7.365

▼ EJEMPLO 9.6

La carga admisible de trabajo sobre un pilote de concreto presforzado de 21 m de longitud hincado en arena es de 502 kN. El pilote tiene sección octagonal con $D = 356$ mm (véase la tabla D.3, apéndice D). La resistencia superficial lleva 350 kN de la carga admisible y la punta el resto. Use $E_p = 21 \times 10^6$ kN/m^2, $E_s = 25 \times 10^3$ kN/m^2, $\mu_s = 0.35$ y $\xi = 0.62$. Determine el asentamiento del pilote.

Solución: De la Ec. (9.62),

$$s_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})\, L}{A_p E_p}$$

De la tabla D.3 (apéndice D) para $D = 356$ mm, el área de la sección transversal del pilote $A_p = 1045$ cm^2. El perímetro $p = 1.168$ m. Se da: $Q_{ws} = 350$ kN, por lo que

$$Q_{wp} = 502 - 350 = 152 \text{ kN}$$

$$s_1 = \frac{[152 + 0.62(350)](21)}{(0.1045 \text{ m}^2)(21 \times 10^6)} = 0.00353 \text{ m} = 3.35 \text{ mm}$$

De la Ec. (9.63),

$$s_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s}(1 - \mu_s^2) I_{wp} = \left(\frac{152}{0.1045}\right)\left(\frac{0.356}{25 \times 10^3}\right)(1 - 0.35^2)(0.85)$$

$$= 0.0155 \text{ m} = 15.5 \text{ mm}$$

De nuevo, de la Ec. (9.65),

$$s_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right)\left(\frac{D}{E_s}\right)(1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

$$I_{ws} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D}} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{21}{0.356}} = 4.69$$

$$s_3 = \left[\frac{350}{(1.168)(21)}\right]\left(\frac{0.356}{25 \times 10^3}\right)(1 - 0.35^2)(4.69)$$

$$= 0.00084 \text{ m} = 0.84 \text{ mm}$$

Por consiguiente, el asentamiento total es

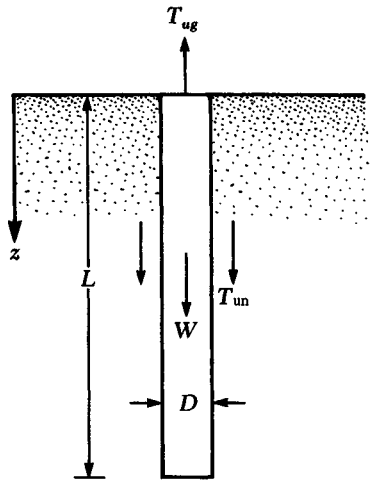
$$s = s_1 + s_2 + s_3 = 3.35 + 15.5 + 0.84 = \mathbf{19.69 \text{ mm}}$$ ▲

9.18 RESISTENCIA POR EXTRACCIÓN DE PILOTES

En la sección 9.1 notamos que, bajo ciertas condiciones de construcción, los pilotes están sometidos a fuerzas de levantamiento. La resistencia última de pilotes sometidos a tal fuerza no recibieron mucha atención por parte de los investigadores sino hasta hace pocos años. La resistencia última total de un pilote sometido a una fuerza de levantamiento (figura 9.35) es

$$T_{ug} = T_{un} + W \tag{9.69}$$

donde T_{ug} = capacidad total por levantamiento
T_{un} = capacidad neta por levantamiento
W = peso efectivo del pilote



▼ **FIGURA 9.35** Capacidad de levantamiento de pilotes

Pilotes en arcilla

La capacidad neta última por levantamiento de pilotes hincados en arcillas saturadas fue estudiado por Das y Seely (1982). De acuerdo con ese estudio,

$$T_{un} = Lp\alpha' c_u \tag{9.70}$$

donde L = longitud del pilote
p = perímetro de la sección del pilote
α' = coeficiente de adhesión en la interfaz suelo-pilote
c_u = cohesión no drenada de la arcilla

Para pilotes de concreto colados *in situ*,

$$\alpha' = 0.9 - 0.00625c_u \qquad (\text{para } c_u \leq 80 \text{ kN/m}^2) \tag{9.71}$$

y

$$\alpha' = 0.4 \qquad (\text{para } c_u > 80 \text{ kN/m}^2) \tag{9.72}$$

Similarmente, para pilotes de tubo,

$$\alpha' = 0.715 - 0.0191c_u \qquad (\text{para } c_u \leq 27 \text{ kN/m}^2) \tag{9.73}$$

y

$$\alpha' = 0.2 \qquad (\text{para } c_u > 27 \text{ kN/m}^2) \tag{9.74}$$

Pilotes en arena

Cuando los pilotes están hincados en suelos granulares ($c = 0$), la capacidad neta última por levantamiento (Das y Seely, 1975) es

$$T_{un} = \int_0^L (f_u p)\, dz \tag{9.75}$$

donde f_u = fricción superficial unitaria durante el levantamiento
p = perímetro de la sección transversal del pilote

La fricción unitaria superficial, f_u, durante el levantamiento varía usualmente como muestra la figura 9.36a y crece linealmente hasta una profundidad $z = L_{cr}$; más allá de este valor permanece constante. Para $z \le L_{cr}$,

$$f_u = K_u \sigma_v' \tan\delta \tag{9.76}$$

donde K_u = coeficiente de levantamiento
σ_v' = esfuerzo vertical efectivo a una profundidad z
δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote

La variación del coeficiente de levantamiento con el ángulo ϕ de fricción del suelo se da en la figura 9.36b. Con base en la experiencia del autor, los valores de L_{cr} y δ parecen depender de la compacidad relativa del suelo. La figura 9.36c muestra la naturaleza aproximada de esas variaciones con la compacidad relativa del suelo. Para calcular la capacidad neta última de levantamiento de pilotes, se sugiere el siguiente procedimiento:

1. Determine la compacidad relativa del suelo y, usando la figura 9.36c, obtenga el valor de L_{cr}.
2. Si la longitud del pilote, L, es menor que o igual a L_{cr},

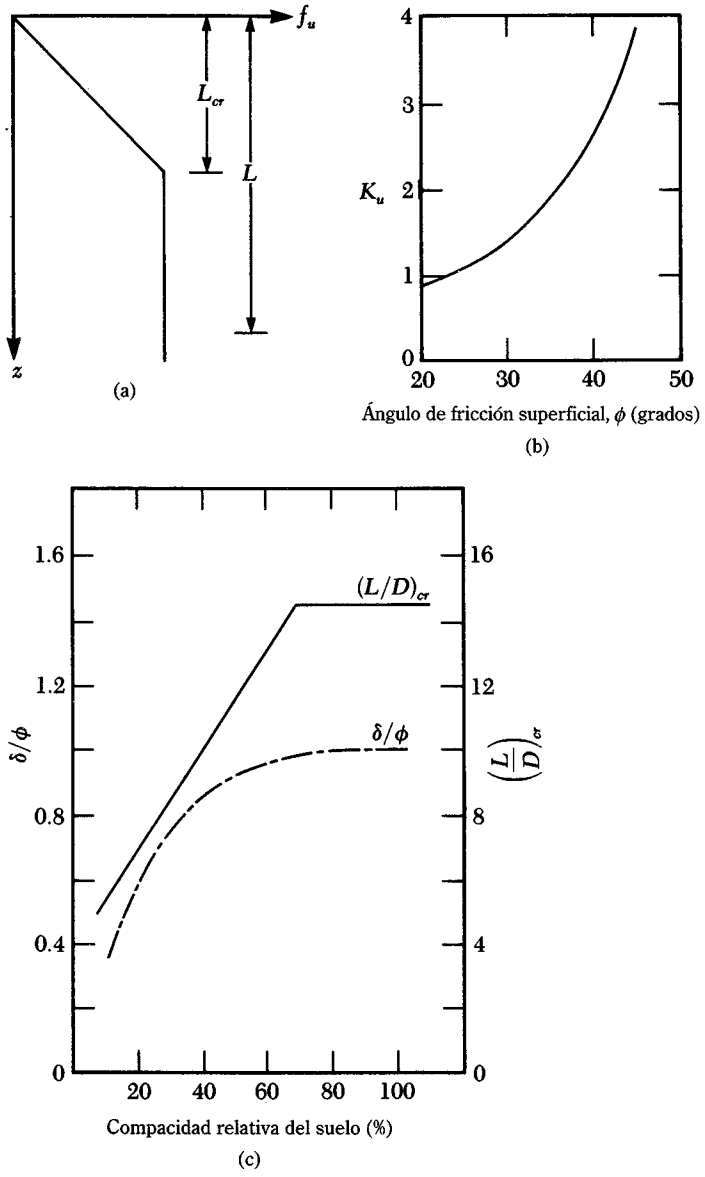
   $$T_{un} = p\int_0^L f_u\, dz = p\int_0^L (\sigma_v' K_u \tan\delta)\, dz \tag{9.77}$$

   En suelos secos, $\sigma_v' = \gamma z$ (donde γ = peso específico del suelo), por lo que

   $$\boxed{\begin{aligned} T_{un} &= p\int_0^L (\sigma_v' K_u \tan\delta)\, dz = p\int_0^L \gamma z K_u \tan\delta\, dz \\ &= \frac{1}{2} p \gamma L^2 K_u \tan\delta \end{aligned}} \tag{9.78}$$

   Obtenga los valores de K_u y δ de la figura 9.36b y 9.36c.
3. Para $L > L_{cr}$,

   $$\begin{aligned} T_{un} &= p\int_0^L f_u\, dz = p\left[\int_0^{L_{cr}} f_u\, dz + \int_{L_{cr}}^L f_u\, dz\right] \\ &= p\left\{\int_0^{L_{cr}} \left[\sigma_v' K_u \tan\delta\right] dz + \int_{L_{cr}}^L \left[\sigma_{v(\text{at } z=Lcr)}' K_u \tan\delta\right] dz\right\} \end{aligned} \tag{9.79}$$



▼ **FIGURA 9.36** (a) Variación de f_u; (b) coeficiente de levantamiento K_u; (c) variación de δ/ϕ y $(L/D)_{cr}$ con la compacidad relativa de la arena

Para suelos secos, la ecuación (9.79) se simplifica a

$$T_{un} = \tfrac{1}{2} p\gamma L_{cr}^2 K_u \tan\delta + p\gamma L_{cr} K_u \tan\delta (L - L_{cr}) \tag{9.80}$$

Determine los valores de K_u y δ de la figura 9.36b y 9.36c.

Para estimar la capacidad admisible neta de levantamiento, se recomienda usar un factor de seguridad de entre 2 y 3. Entonces

$$T_{u(adm)} = \frac{T_{ug}}{FS}$$

donde $T_{u(adm)}$ = capacidad admisible de levantamiento

▼ EJEMPLO 9.7

Un pilote de concreto de 50 pies de longitud está hincado en una arcilla saturada con c_u = 850 lb/pies^2. La sección transversal del pilote es de 12 pulgs × 12 pulgs Use FS = 4 y determine la capacidad admisible de extracción del pilote.

Solución: Se da: c_u = 850 lb/pies^2 ≈ 40.73 kN/m^2. De la Ec. (9.71),

$$\alpha' = 0.9 - 0.00625\, c_u = 0.9 - (0.00625)\,(40.73) = 0.645$$

De la Ec. (9.70),

$$T_{un} = Lp\alpha' c_u = \frac{(50)\,(4 \times 1)\,(0.645)\,(850)}{1000} = 109.7 \text{ klb}$$

$$T_{un(adm)} = \frac{109.7}{FS} = \frac{109.7}{4} = \mathbf{27.4\ klb}$$ ▲

▼ EJEMPLO 9.8

Un pilote de concreto precolado con sección transversal de 350 mm × 350 mm está hincado en arena. La longitud del pilote es de 15 m. Suponga que γ_{arena} = 15.8 kN/m^3, ϕ_{arena} = 35° y compacidad relativa de la arena = 70%. Estime la capacidad admisible por extracción del pilote (FS = 4).

Solución: De la figura 9.36, para ϕ = 35° y compacidad relativa= 70%,

$$\left(\frac{L}{D}\right)_{cr} = 14.5;\ L_{cr} = (14.5)\,(0.35 \text{ m}) = 5.08 \text{ m}$$

$$\frac{\delta}{\phi} = 1;\ \delta = (1)\,(35) = 35°$$

$$K_u = 2$$

De la Ec. (9.80),

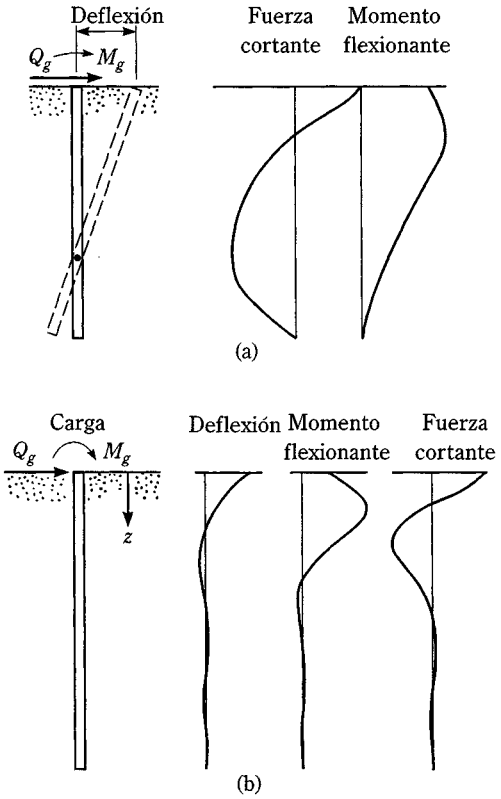
$$T_{un} = \tfrac{1}{2} p\gamma L_{cr}^2 K_u \tan\delta + p\gamma L_{cr} K_u (L - L_{cr}) \tan\delta$$

$$= \tfrac{1}{2}\,(0.35 \times 4)\,(15.8)\,(5.08)^2(2)\tan 35$$
$$+ (0.35 \times 4)\,(15.8)\,(5.08)\,(2)\,(15 - 5.08)\tan 35 = 1961 \text{ kN}$$

$$T_{u(adm)} = \frac{1961}{FS} = \frac{1961}{4} \approx \mathbf{490\ kN} \qquad \blacktriangle$$

9.19 PILOTES CARGADOS LATERALMENTE

Un pilote vertical resiste cargas laterales movilizando la presión pasiva en el suelo que lo rodea (figura 9.1c). El grado de distribución de la reacción del suelo depende de (a) la rigidez del pilote, (b) la rigidez del suelo y (c) la restricción en los extremos del pilote. En general, los pilotes cargados lateralmente se clasifican en dos tipos principales: (1) pilotes cortos o rígidos y (2) pilotes largos o elásticos. Las figuras 9.37a y 9.37b muestran la variación de la deflexión del pilote y la distribución del momento y fuerza



▼ **FIGURA 9.37** Variación de la deflexión, momento y fuerza cortante en pilotes (a) rígidos y (b) elásticos

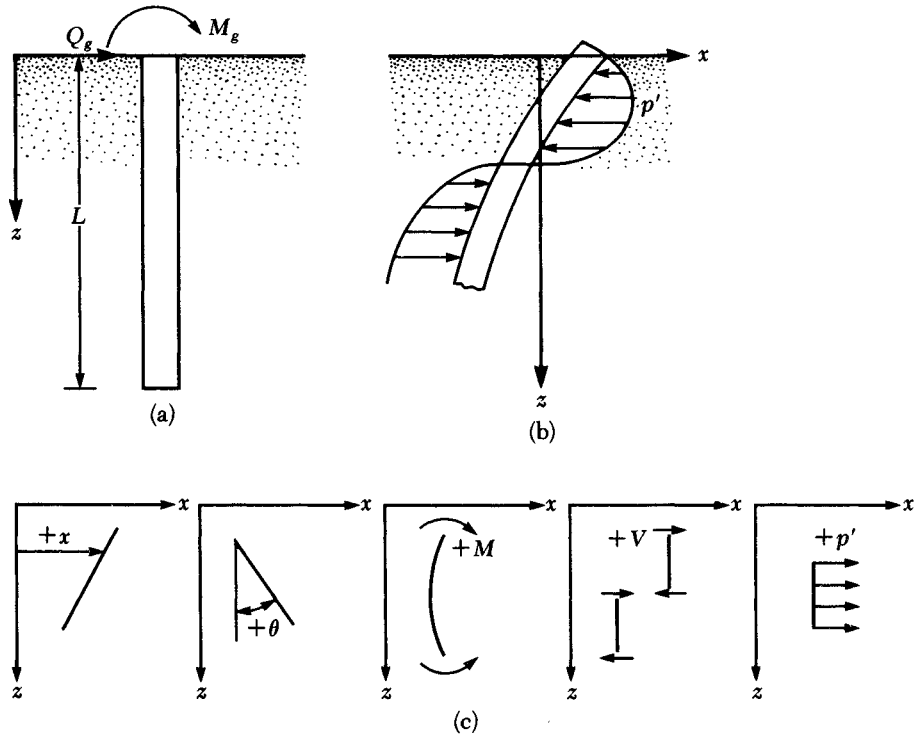
cortante a lo largo de la longitud del pilote sometido a carga lateral. Se da a continuación un resumen de las soluciones disponibles actualmente para pilotes cargados lateralmente.

Solución elástica

Un método general para determinar momentos y deslizamientos en un pilote vertical hincado en *suelo granular* y sometido a carga lateral y momento en la superficie del terreno fue dado por Matlock y Reese (1960). Considere un pilote de longitud L sometido a una fuerza lateral Q_g y a un momento M_g en la superficie del terreno ($z = 0$), como muestra la figura 9.38a. La 9.38b muestra la forma deflexionada general del pilote y la resistencia del suelo causada por la carga y el momento aplicados.

De acuerdo con un modelo más simple de Winkler, un medio elástico (suelo en este caso) es reemplazado por una serie de resortes elásticos independientes infinitamente cercanos entre sí. Con base en esta hipótesis,

$$k = \frac{p' \text{ (kN/m o lb/pies)}}{x \text{(m o pies)}} \tag{9.81}$$



▼ **FIGURA 9.38** (a) Pilote cargado lateralmente; (b) resistencia del suelo sobre un pilote causada por carga lateral; (c) convenciones de signo para desplazamiento, pendiente, momento, fuerza cortante y reacción del suelo

donde k = módulo de la reacción del subsuelo
p' = presión sobre el suelo
x = deflexión

El módulo del subsuelo para *suelos granulares* a una profundidad z se define como

$$k_z = n_h z \tag{9.82}$$

donde n_h = constante del módulo de la reacción horizontal del subsuelo

Con referencia a la figura 9.38b y usando la teoría de vigas sobre cimentación elástica, escribimos

$$E_p I_p \frac{d^4x}{dz^4} = p' \tag{9.83}$$

donde E_p = módulo de elasticidad del material del pilote
I_p = momento de inercia de la sección del pilote

Con base en el modelo de Winkler

$$p' = -kx \tag{9.84}$$

El signo en la ecuación (9.84) es negativo porque la reacción del suelo tiene dirección opuesta a la de la deflexión del pilote.

Combinando las Ecs. (9.83) y (9.84) resulta

$$E_p I_p \frac{d^4x}{dz^4} + kx = 0 \tag{9.85}$$

La solución de la Ec. (9.85) conduce a las siguientes expresiones:

Deflexión del pilote a cualquier profundidad [$x_z(z)$]

$$\boxed{x_z(z) = A_x \frac{Q_g T^3}{E_p I_p} + B_x \frac{M_g T^2}{E_p I_p}} \tag{9.86}$$

Pendiente del pilote a cualquier profundidad [$\theta_z(z)$]

$$\boxed{\theta_z(z) = A_\theta \frac{Q_g T^2}{E_p I_p} + B_\theta \frac{M_g T}{E_p I_p}} \tag{9.87}$$

Momento del pilote a cualquier profundidad [$M_z(z)$]

$$\boxed{M_z(z) = A_m Q_g T + B_m M_g} \tag{9.88}$$

Fuerza cortante sobre el pilote a cualquier profundidad [$V_z(z)$]

$$V_z(z) = A_v Q_g + B_v \frac{M_g}{T} \tag{9.89}$$

Reacción del suelo a cualquier profundidad [$p'_z(z)$]

$$p'_z(z) = A_{p'} \frac{Q_g}{T} + B_{p'} \frac{M_g}{T^2} \tag{9.90}$$

donde $A_x, B_x, A_\theta, B_\theta, A_m, B_m, A_v, B_v, A_p'$ y B_p' son coeficientes
T = longitud característica del sistema suelo-pilote

$$= \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \tag{9.91}$$

n_h fue definida en la Ec. (9.82)

Cuando $L \geq 5T$, el pilote se considera como *pilote largo*. Para $L \leq 2T$, se considera como *pilote rígido*. La tabla 9.9 da los valores de los coeficientes para pilotes largos

▼ **TABLA 9.9** Coeficientes para pilotes largos, $k_z = n_h z$

Z	A_x	A_θ	A_m	A_v	A'_p	B_x	B_θ	B_m	B_v	B'_p
0.0	2.435	-1.623	0.000	1.000	0.000	1.623	-1.750	1.000	0.000	0.000
0.1	2.273	-1.618	0.100	0.989	-0.227	1.453	-1.650	1.000	-0.007	-0.145
0.2	2.112	-1.603	0.198	0.956	-0.422	1.293	-1.550	0.999	-0.028	-0.259
0.3	1.952	-1.578	0.291	0.906	-0.586	1.143	-1.450	0.994	-0.058	-0.343
0.4	1.796	-1.545	0.379	0.840	-0.718	1.003	-1.351	0.987	-0.095	-0.401
0.5	1.644	-1.503	0.459	0.764	-0.822	0.873	-1.253	0.976	-0.137	-0.436
0.6	1.496	-1.454	0.532	0.677	-0.897	0.752	-1.156	0.960	-0.181	-0.451
0.7	1.353	-1.397	0.595	0.585	-0.947	0.642	-1.061	0.939	-0.226	-0.449
0.8	1.216	-1.335	0.649	0.489	-0.973	0.540	-0.968	0.914	-0.270	-0.432
0.9	1.086	-1.268	0.693	0.392	-0.977	0.448	-0.878	0.885	-0.312	-0.403
1.0	0.962	-1.197	0.727	0.295	-0.962	0.364	-0.792	0.852	-0.350	-0.364
1.2	0.738	-1.047	0.767	0.109	-0.885	0.223	-0.629	0.775	-0.414	-0.268
1.4	0.544	-0.893	0.772	-0.056	-0.761	0.112	-0.482	0.688	-0.456	-0.157
1.6	0.381	-0.741	0.746	-0.193	-0.609	0.029	-0.354	0.594	-0.477	-0.047
1.8	0.247	-0.596	0.696	-0.298	-0.445	-0.030	-0.245	0.498	-0.476	0.054
2.0	0.142	-0.464	0.628	-0.371	-0.283	-0.070	-0.155	0.404	-0.456	0.140
3.0	-0.075	-0.040	0.225	-0.349	0.226	-0.089	0.057	0.059	-0.213	0.268
4.0	-0.050	0.052	0.000	-0.106	0.201	-0.028	0.049	-0.042	0.017	0.112
5.0	-0.009	0.025	-0.033	0.015	0.046	0.000	-0.011	-0.026	0.029	-0.002

Tomada de *Drilled Pier Foundations*, por R. J. Woodwood, W.S. Gardner y D.M. Greer. (Copyright 1972 por McGraw-Hill). Usada con autorización de la McGraw-Hill Book Company.

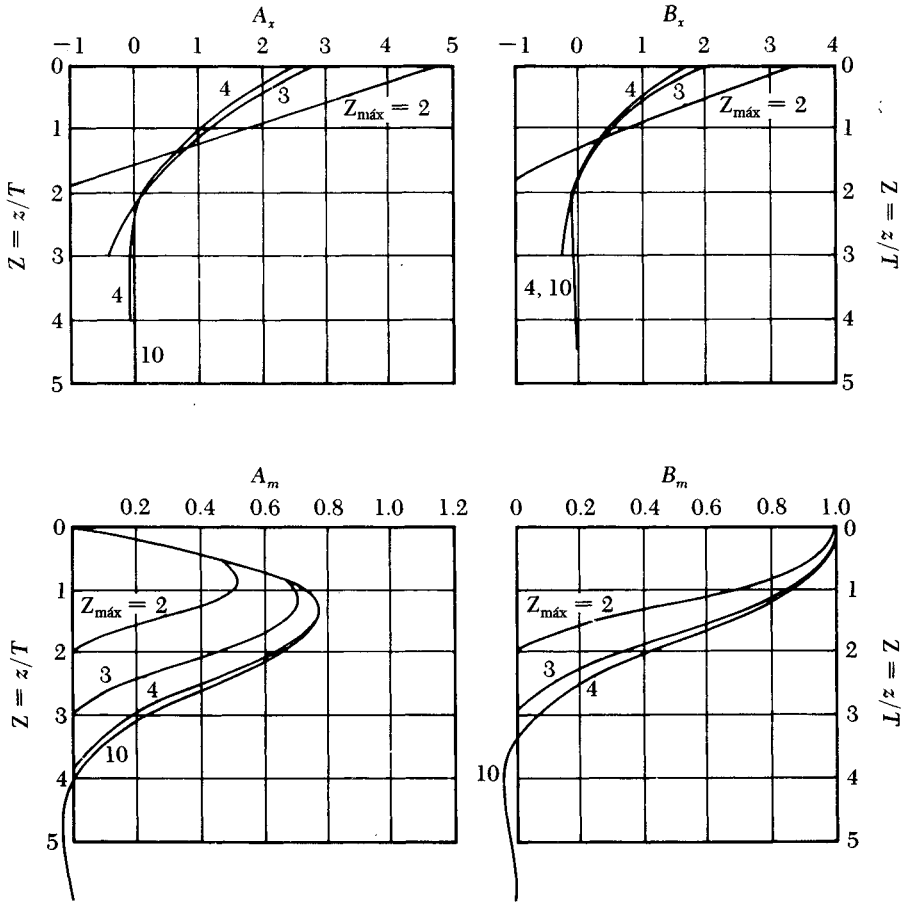
($L/T \geq 5$) en las ecuaciones (9.86) a la (9.90). Note que en la primera columna de la tabla 9.9, Z es la profundidad adimensional, o

$$Z = \frac{z}{T} \tag{9.92}$$

Las convenciones de signo positivo para $x_z(z)$, $\theta_z(z)$, $M_z(z)$, $V_z(z)$ y $p'_z(z)$ supuestas en las derivaciones en la tabla 9.9 se muestran en la figura 9.38c. La 9.39 muestra la variación de A_x, B_x, A_m y B_m para diversos valores de $L/T = Z_{máx}$. Ésta muestra que, cuando L/T es mayor que aproximadamente 5, los coeficientes no cambian, lo que es cierto sólo en pilotes largos.

El cálculo de la longitud característica T para el pilote requiere suponer un valor apropiado para n_h. La tabla 9.10 da algunos valores representativos de n_h.

Soluciones elásticas similares a las dadas en las ecuaciones (9.86)-(9.90) para pilotes hincados en *suelo cohesivo* fueron desarrolladas por Davisson y Gill (1963) y se dan en las ecuaciones (9.93)-(9.97).



▼ **FIGURA 9.39** Variación de A_x, B_x, A_m y B_m con Z (según Matlock y Reese, 1960)

▼ TABLA 9.10 Valores representativos de n_h

Suelo	n_h lb/pulg³	n_h kN/m³
Arena seca o húmeda		
Suelta	6.5–8.0	1800–2200
Media	20–25	5500–7000
Densa	55–65	15,000–18,000
Arena sumergida		
Suelta	3.5–5.0	1000–1400
Media	12–18	3500–4500
Densa	32–45	9000–12,000

$$x_z(z) = A'_x \frac{Q_g R^3}{E_p I_p} + B'_x \frac{M_g R^2}{E_p I_p} \tag{9.93}$$

y

$$M_z(z) = A'_m Q_g R + B'_m M_g \tag{9.94}$$

donde A'_x, B'_x, A'_m y B'_m son coeficientes

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{k}} \tag{9.95}$$

Los valores de los coeficientes A' y B' se dan en la figura 9.40. Note que

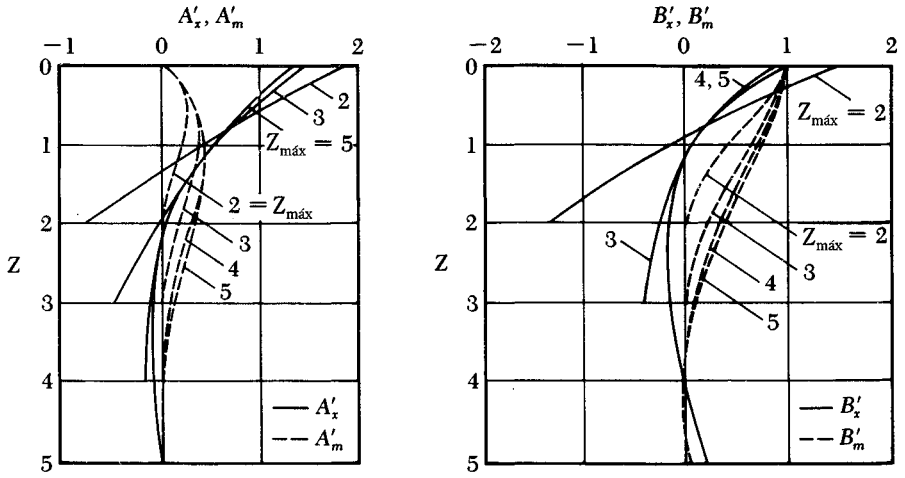
$$Z = \frac{z}{R} \tag{9.96}$$

y

$$Z_{máx} = \frac{L}{R} \tag{9.97}$$

El uso de las ecuaciones (9.93) y (9.94) requiere conocer la magnitud de la longitud característica R, y se calcula con la ecuación (9.95), siempre que se conozca el coeficiente de la reacción del subsuelo. Para arenas, el coeficiente de reacción del subsuelo fue dado por la ecuación (9.82) que mostró una variación lineal con la profundidad. Sin embargo, en suelos cohesivos, la reacción del subsuelo se supone aproximadamente constante con la profundidad. Vesic (1961) propuso la siguiente ecuación para estimar el valor de k:

$$k = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s D^4}{E_p I_p}} \frac{E_s}{1 - \mu_s^2} \tag{9.98}$$



▼ **FIGURA 9.40** Variación de A'_x, B'_x, A'_m y B'_m con Z (según Davisson y Gill, 1963)

donde E_s = módulo de elasticidad del suelo
D = ancho del pilote (o diámetro)
μ_s = relación de Poisson del suelo

Análisis por carga última; Método de Broms

Broms (1965) desarrolló una solución simplificada para pilotes cargados lateralmente suponiendo (a) una falla cortante del suelo, que es el caso para pilotes cortos, y (b) una flexión del pilote gobernada por la resistencia de fluencia de la sección del pilote, que es aplicable a los de tipo largo. La solución de Broms para calcular la resistencia por carga última $Q_{u(g)}$ para *pilotes cortos* se da en la figura 9.41a. Una solución similar para pilotes hincados en suelo cohesivo se muestra en la figura 9.41b. Al usar la figura 9.41a, note que

$$K_p = \text{coeficiente de presión pasiva de Rankine} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \tag{9.99}$$

Similarmente, en la figura 9.41b,

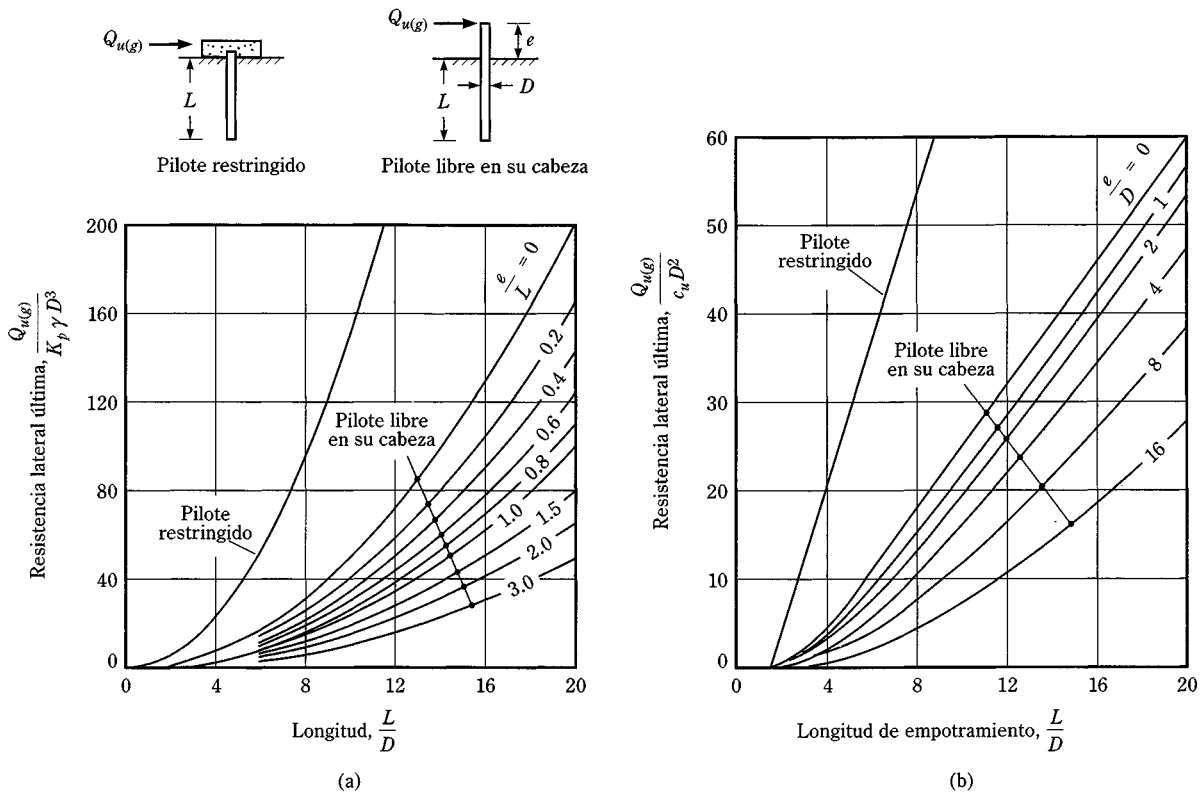
$$c_u = \text{cohesión no drenada} \approx \frac{0.75q_u}{FS} = \frac{0.75q_u}{2} = 0.375q_u \tag{9.100}$$

donde FS = factor de seguridad (= 2)
q_u = resistencia a compresión no confinada

La figura 9.42 muestra el análisis de Broms de pilotes largos. En ésta, M_y es el momento de fluencia para el pilote, o

$$M_y = SF_Y \tag{9.101}$$

donde S = módulo de sección de la sección del pilote



▼ **FIGURA 9.41** Solución de Broms para la resistencia lateral última de pilotes cortos (a) en arena y (b) en arcilla

F_Y = esfuerzo de fluencia del material del pilote

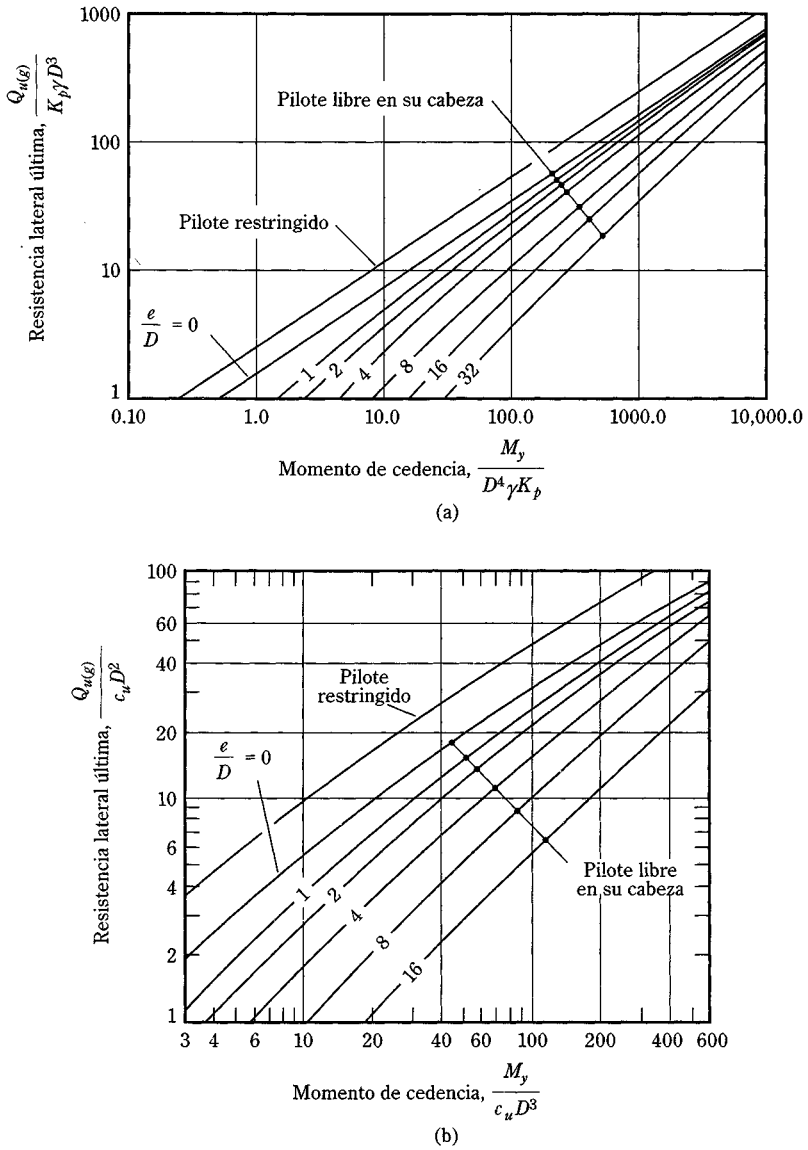
Al resolver un problema dado, ambos casos (es decir, figura 9.41 y figura 9.42) deben revisarse.

La deflexión de la cabeza del pilote, x_0, bajo carga de trabajo se estima con la figura 9.43. En la figura 9.43a, el término η se expresa como

$$\eta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{E_p I_p}} \tag{9.102}$$

El rango de n_h para suelo granular se da en la tabla 9.10. Similarmente, en la figura 9.43b, que es para arcilla, el término K es el módulo horizontal del suelo y se define como

$$K = \frac{\text{presión (lb/ pulg}^2 \text{ o kN/m}^2)}{\text{desplazamiento (pulg o m)}} \tag{9.103}$$

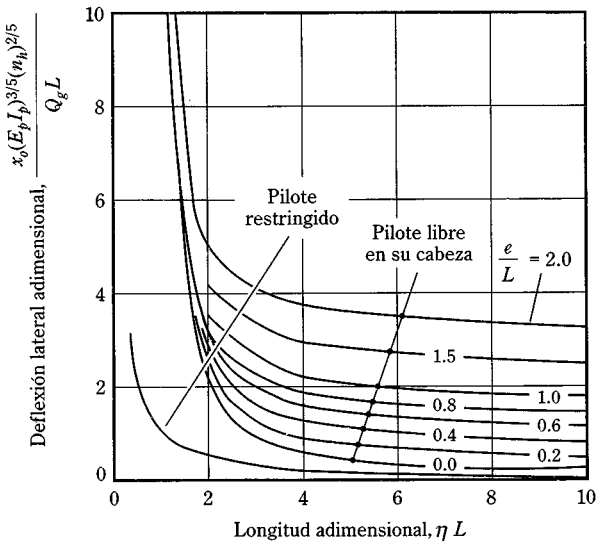


▼ **FIGURA 9.42** Solución de Broms para la resistencia lateral última de pilotes largos (a) en arena y (b) en arcilla

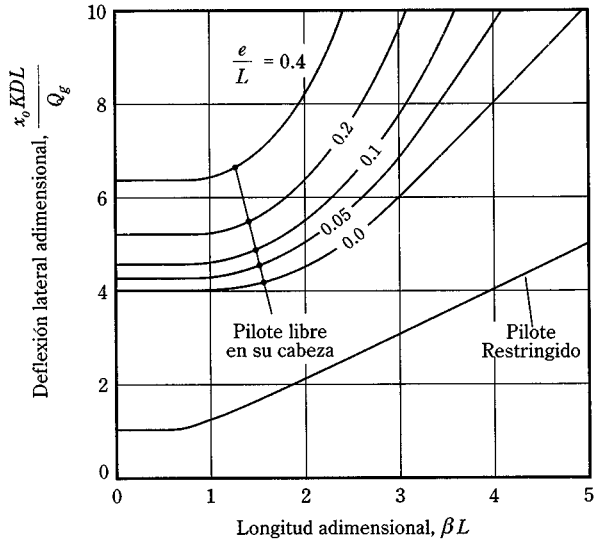
El término β se define como

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4E_p I_p}} \tag{9.104}$$

Note que en la figura 9.43, Q_g es la carga de trabajo.



(a)



(b)

▼ **FIGURA 9.43** Solución de Broms para estimar la deflexión de la cabeza de un pilote (a) en arena y (b) en arcilla

Análisis por carga última; método de Meyerhof

Más recientemente, Meyerhof (1995) proporcionó las soluciones para pilotes rígidos y flexibles cargados lateralmente (figura 9.44), que se resumen abajo. De acuerdo con el método de Meyerhof, un pilote se clasifica como flexible si

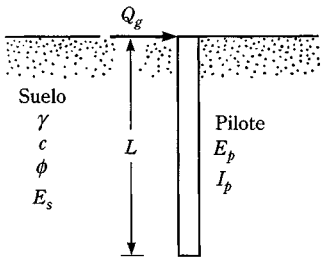
$$K_r = \text{rigidez relativa del pilote} = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} < 0.01 \tag{9.105}$$

donde E_s = módulo de elasticidad horizontal promedio del suelo

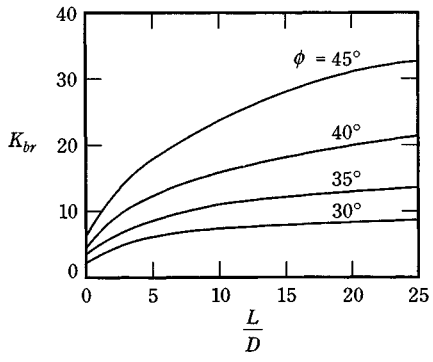
Pilotes en arena Para pilotes cortos (rígidos) en *arena*, la resistencia por carga última se expresa como

$$Q_{u(g)} = 0.12\gamma D L^2 K_{br} \leq 0.4 p_l D L \tag{9.106}$$

donde γ = peso específico del suelo
K_{br} = coeficiente de presión neta resultante del suelo (figura 9.45)
p_l = presión límite obtenida en pruebas de presurímetros (capítulo 2)



▼ **FIGURA 9.44** Pilote con carga lateral al nivel del terreno



▼ **FIGURA 9.45** Variación del coeficiente K_{br} de la presión neta resultante del suelo

La presión límite, p_l, se expresa como

$$p_l = 40N_q \tan \phi \text{ (kPa)} \quad \text{(para el presurímetro de Menard)} \tag{9.107}$$

y

$$p_l = 60\, N_q \tan \phi \text{ (kPa)} \quad \text{(para presurímetros autoperforadores y de desplazamiento total)} \tag{9.108}$$

donde N_q = factor de capacidad de carga (tabla 3.4)

El momento máximo, $M_{máx}$, en el pilote debido a la carga lateral, $Q_{u(g)}$, es

$$M_{máx} = 0.35Q_{u(g)}L \le M_y \quad \text{(Ec. (9.101))} \tag{9.109}$$

Para pilotes largos (flexibles) en arena, la carga lateral última, $Q_{u(g)}$, se estima con la ecuación (9.106) sustituyendo L por una longitud efectiva (L_e) donde

$$\frac{L_e}{L} = 1.65K_r^{0.12} \le 1 \tag{9.110}$$

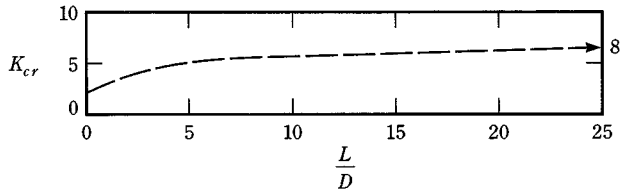
El momento máximo en un pilote flexible debido a una carga lateral Q_g de trabajo aplicada en la superficie del terreno es

$$M_{máx} = 0.3K^{0.2}\, Q_gL \le 0.3Q_gL \tag{9.111}$$

Pilotes en arcilla La carga lateral última, $Q_{u(g)}$, aplicada en la superficie del terreno a pilotes cortos (rígidos) hincados en arcilla se da como

$$Q_{u(g)} = 0.4c_uK_{cr}DL \le 0.4p_lDL \tag{9.112}$$

donde p_l = presión límite de la prueba del presurímetro
K_{cr} = coeficiente de presión neta del suelo (figura 9.46)



▼ **FIGURA 9.46** Variación de K_{cr}

La presión límite en la arcilla es

$$p_l \approx 6c_u \quad \text{(para el presurímetro de Menard)} \tag{9.113}$$

$$p_l \approx 8c_u \quad \text{(para presurímetro autoperforador y de desplazamiento total)} \tag{9.114}$$

El momento flexionante máximo en el pilote debido a $Q_{u(g)}$ es

$$M_{\text{máx}} = 0.22Q_{u(g)}L \leq M_y \quad \text{(Ec. (9.101))} \tag{9.115}$$

Para pilotes largos (flexibles), la ecuación (9.112) se usa para estimar $Q_{u(g)}$ empleando la longitud efectiva (L_e) en vez de L.

$$\frac{L_e}{L} = 1.5K_r^{0.12} \leq 1 \tag{9.116}$$

El momento máximo en un pilote flexible debido a una carga lateral de trabajo Q_g aplicada en la superficie del terreno es

$$M_{\text{máx}} = 0.3K^{0.2}\, Q_g L \leq 0.15Q_g L \tag{9.117}$$

▼ EJEMPLO 9.9

Considere un pilote H de acero (HP 250 × 0.834) de 25 m de longitud hincado totalmente en suelo granular. Suponga que n_h = 12,000 kN/m³. El desplazamiento admisible en la parte superior del pilote es de 8 mm. Determine la carga lateral admisible, Q_g. Suponga que $M_g = 0$. Use la solución elástica.

Solución: De la tabla D.1b (apéndice D), para un pilote HP 250 × 0.834,

$I_p = 123 \times 10^{-6}$ m⁴ (respecto al eje fuerte)

$E_p = 207 \times 10^6$ kN/m²

De la Ec. (9.91),

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_P}{n_h}} = \sqrt[5]{\frac{(207 \times 10^6)\,(123 \times 10^{-6})}{12{,}000}} = 1.16 \text{ m}$$

Aquí, $L/T = 25/1.16 = 21.55 > 5$, por lo que se trata de un pilote largo. Como $M_g = 0$, la Ec. (9.86) toma la forma

$$x_z(z) = A_x \frac{Q_g T^3}{E_p I_p}$$

y

$$Q_g = \frac{x_z(z)E_pI_p}{A_xT^3}$$

En $z = 0, x_z = 8$ mm $= 0.008$ m y $A_x = 2.435$ (tabla 9.9), por lo que

$$Q_g = \frac{(0.008)\,(207 \times 10^6)\,(123 \times 10^{-6})}{(2.435)\,(1.16^3)} = 53.59\,\text{kN}$$

Esta magnitud de Q_g se basa *sólo en la condición de desplazamiento límite*. Sin embargo, la magnitud de Q_g fundamentada en la capacidad por momento del pilote también debe ser determinada. Para $M_g = 0$, la Ec. (9.88) toma la forma

$$M_z(z) = A_m Q_g T$$

De acuerdo con la tabla 9.9, el valor máximo de A_m a cualquier profundidad es 0.772. El momento máximo admisible que el pilote toma es

$$M_{z(\text{máx})} = F_Y \frac{I_p}{\frac{d_1}{2}}$$

Sea $F_Y = 248{,}000$ kN/m^2. De la tabla D.1b, $I_p = 123$ x 10^{-6} m^4 y $d_1 = 0.254$ m, por lo que

$$\frac{I_p}{\left(\frac{d_1}{2}\right)} = \frac{123 \times 10^{-6}}{\left(\frac{0.254}{2}\right)} = 968.5 \times 10^{-6}\ \text{m}^3$$

Ahora,

$$Q_g = \frac{M_{z(\text{máx})}}{A_m T} = \frac{(968.5 \times 10^{-6})\,(248{,}000)}{(0.772)\,(1.16)} = 268.2\,\text{kN}$$

Como $Q_g = 268.2$ kN > 53.59 kN, son aplicables los criterios de deflexión. Por consiguiente, $Q_g =$ **53.59 kN.** ▲

▼ EJEMPLO 9.10

Resuelva el ejemplo 9.9 con el método de Broms. Suponga que el pilote es flexible y libre en su cabeza. Se dan: esfuerzo de fluencia del material del pilote $F_y = 248$ MN/m^2; peso específico del suelo $\gamma = 18$ kN/m^3 y ángulo de fricción del suelo $\phi = 35°$.

Solución: Revise la falla por flexión. De la Ec. (9.101),

$$M_y = SF_y$$

De la tabla D1.b (apéndice D),

$$S = \frac{I_p}{\frac{d_1}{2}} = \frac{123 \times 10^{-6}}{\frac{0.254}{2}}$$

$$M_y = \left[\frac{123 \times 10^{-6}}{\frac{0.254}{2}}\right](248 \times 10^3) = 240.2 \text{ kN-m}$$

$$\frac{M_y}{D^4\gamma K_p} = \frac{M_y}{D^4\gamma \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{240.2}{(0.250)^4(18)\tan^2\left(45 + \frac{35}{2}\right)} = 925.8$$

De la figura 9.42a, para $M_y/D^4\gamma K_p = 925.8$, la magnitud de $Q_{u(g)}/K_p D^3\gamma$ (para pilote de cabeza libre con $e/D = 0$) es aproximadamente 140, por lo que

$$Q_{u(g)} = 140 K_p D^3\gamma = 140 \tan^2\left(45 + \frac{35}{2}\right)(0.25)^2(18) = 581.2\text{kN}$$

Revise la deflexión de la cabeza del pilote. De la Ec. (9.102),

$$\eta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{E_p I_p}} = \sqrt[5]{\frac{12{,}000}{(207 \times 10^6)(123 \times 10^{-6})}} = 0.86 \text{ m}^{-1}$$

$$\eta L = (0.86)(25) = 21.5$$

De la figura 9.43a, para $\eta L = 21.5$, $e/L = 0$ (pilote libre en su cabeza)

$$\frac{x_o(E_p I_p)^{3/5}(n_h)^{2/5}}{Q_g L} \approx 0.15 \quad \text{(por interpolación)}$$

$$Q_g = \frac{x_o(E_p I_p)^{3/5}(n_h)^{2/5}}{0.15L}$$

$$= \frac{(0.008)[(207 \times 10^6)(123 \times 10^{-6})]^{3/5}(12{,}000)^{2/5}}{(0.15)(25)} = 40.2 \text{ kN}$$

Por consiguiente, $Q_g = \mathbf{40.2\ kN\ (< 581.2\ kN)}$. ▲

9.20 FÓRMULAS PARA EL HINCADO DE PILOTES

Para desarrollar la capacidad de carga deseada, un pilote de punta debe penetrar suficientemente el estrato denso de suelo o tener contacto suficiente con un estrato de roca. Este requisito no es siempre satisfecho hincando un pilote a una profundidad predeterminada debido a la variación de los perfiles del suelo, por lo que se han desarrollado varias ecuaciones para calcular la capacidad última de un pilote durante la operación. Las ecuaciones dinámicas son ampliamente usadas en el campo para determinar si el pilote ha alcanzado un valor satisfactorio de carga a la profundidad predeterminada. Una de las primeras de esas ecuaciones dinámicas, comúnmente llamada la *fórmula del Engineering News Record (ENR)*, se deriva de la teoría del trabajo y la energía. Es decir,

Energía impartida por el martillo por golpe =
(resistencia del pilote) (penetración por golpe de martillo)

De acuerdo con la fórmula ENR, la resistencia del pilote es la carga última Q_u, expresada como

$$Q_u = \frac{W_R h}{S + C} \tag{9.118}$$

donde W_R = peso del martinete (por ejemplo, véase la tabla D.4, apéndice D)
h = altura de caída del martinete
S = penetración del pilote por golpe de martillo
C = constante

La penetración, S, del pilote se basa usualmente en el valor promedio obtenido de los últimos golpes del martillo. En la forma original de la ecuación se recomendaron los siguientes valores de C.

Para martillos de caída libre: $C = 1$ pulg (si las unidades de S y h están en pulgadas)
Para martillos de vapor: $C = 0.1$ pulg (si las unidades de S y h están en pulgadas)

Se recomendó también un factor de seguridad, FS, = 6, para estimar la capacidad admisible del pilote. Note que para martillos de acción simple y doble, el término $W_R h$ es reemplazado por EH_E (donde E = eficiencia del martillo y H_E = energía nominal del martillo). Entonces

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + C} \tag{9.119}$$

La fórmula ENR ha sido revisada a lo largo de los años y también se han sugerido otras fórmulas de hincado de pilotes. Algunas están tabuladas en la tabla 9.11.

El esfuerzo máximo desarrollado en un pilote durante la operación de hincado se estima con las fórmulas presentadas en la tabla 9.11. Como ilustración, usamos la fórmula ENR modificada:

$$Q_u = \frac{EW_R h}{S + C} \quad \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p}$$

En esta ecuación, S es igual a la penetración promedio por golpe de martillo, que también se expresa como

$$S = \frac{1}{N} \tag{9.120}$$

donde S está en pulgadas
N = número de golpes de martillo por pulgada de penetración

▼ **TABLA 9.11** Fórmulas para el hincado de pilotes

Nombre	Fórmula
Fórmula ENR modificada	$Q_u = \frac{EW_R h}{S + C} \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p}$ donde E = eficiencia del martillo C = 0.1 pulg, si las unidades de S y h están en pulgadas W_p = peso del pilote n = coeficiente de restitución entre el martinete y el capuchón del pilote Valores típicos para E Martillos de acción simple y doble 0.7–0.85 Martillos diesel 0.8–0.9 Martillos de caída libre 0.7–0.9 Valores típicos para n Martillo de hierro colado y pilotes de concreto (sin capuchón) 0.4–0.5 Cojinete de madera sobre pilotes de acero 0.3–0.4 Pilotes de madera 0.25–0.3
Fórmula de la Michigan State Highway Commission (1965)	$Q_u = \frac{1.25EH_E}{S + C} \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p}$ donde H_E = energía nominal máxima según el fabricante del martillo (lb-pulg) E = eficiencia del martillo C = 0.1 pulg Se recomienda un factor de seguridad de 6.
Fórmula danesa (Olson y Flaate, 1967)	$Q_u = \frac{EH_E}{S + \sqrt{\frac{EH_E L}{2A_p E_p}}}$ 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
Fórmula del Pacific Coast Uniform Building Code (International Conference of Building Officials, 1982)	$Q_u = \frac{(EH_E)\left(\frac{W_R + nW_p}{W_R + W_p}\right)}{S + \frac{Q_u L}{AE_p}}$ El valor de n debe ser de 0.25 para pilotes de acero y de 0.1 para los otros. Se recomienda en general un factor de seguridad de 4.

(*continúa*)

▼ **TABLA 9.11** Continuación

Nombre	Fórmula
Fórmula de Janbu (Janbu, 1953)	$Q_u = \frac{EH_E}{K'_u S}$ donde $K'_u = C_d \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda'}{C_d}}\right)$ $C_d = 0.75 + 0.14 \left(\frac{W_p}{W_R}\right)$ $\lambda' = \left(\frac{EH_E L}{A_p E_p S^2}\right)$
Fórmula de Gates (Gates, 1957)	$Q_u = a\sqrt{EH_E}\ (b - \log S)$ Si Q_u está en klbs, entonces S está en pulg, $a = 27$, $b = 1$ y H_E está en klb-pies. Si Q_u está en kN, entonces S está en mm, $a = 104.5$, $b = 2.4$ y H_E está en kN-m. $E = 0.75$ para martillo de caída libre; $E = 0.85$ para los otros martillos Use un factor de seguridad de 3
Fórmula Navy-McKay	$Q_u = \frac{EH_E}{S\left(1 + 0.3\frac{W_P}{W_R}\right)}$ Use un factor de seguridad de 6.

Entonces

$$Q_u = \frac{EW_R h}{(1/N) + 0.1} \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p} \tag{9.121}$$

Diferentes valores de N se suponen para un martillo y pilote dados y luego pueden calcularse Q_u. El esfuerzo de hincado entonces se calcula para cada valor de N y Q_u/A_p. Este procedimiento se muestra con un conjunto de valores numéricos. Suponga que un pilote de concreto presforzado de 80 pies de longitud tiene que ser hincado por un martillo 11B3 (MKT). Los lados del pilote miden 10 pulgadas. De la tabla D.3a (apéndice D) para este pilote

$$A_p = 100 \text{ in}^2$$

El peso del pilote es

$$A_p L \gamma_c = \left(\frac{100 \text{ pulg}^2}{144}\right) (80\text{pies})(150 \text{ lb/pies}^3) = 8.33 \text{ klb}$$

Si el peso del cepo es de 0.67 klb,

$$W_p = 8.33 + 0.67 = 9 \text{ klb}$$

De nuevo, de la tabla D.4 (apéndice D) para un martillo 11B3,

Energía nominal = 19.2 klb-pies = $H_E = W_R h$
Peso del martinete = 5 klb

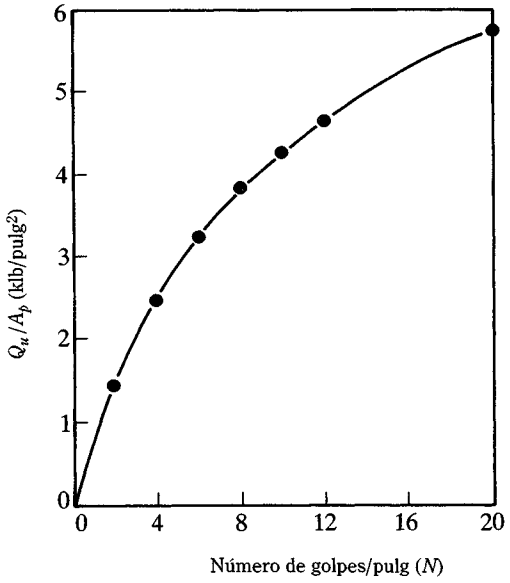
Suponga que la eficiencia del martillo es 0.85 y que $n = 0.35$. Sustituyendo estos valores en la Ec. (9.121) se obtiene

$$Q_u = \left[\frac{(0.85)(19.2 \times 12)}{\frac{1}{N} + 0.1}\right]\left[\frac{5 + (0.35)^2(9)}{5 + 9}\right] = \frac{85.37}{\frac{1}{N} + 0.1} \text{ klb}$$

Ahora puede prepararse la siguiente tabla:

N	Q_u (Klb)	A_p (pulg^2)	Q_u/A_p (klb /pulg^2)
0	0	100	0
2	142.3	100	1.42
4	243.9	100	2.44
6	320.1	100	3.20
8	379.4	100	3.79
10	426.9	100	4.27
12	465.7	100	4.66
20	569.1	100	5.69

Tanto el número de golpes de martillo por pulgada como el esfuerzo ahora se grafican como muestra la figura 9.47. Si una tal curva se prepara, se determinará fácilmente el



▼ FIGURA 9.47

número de golpes por pulgada de penetración del pilote correspondiente al esfuerzo admisible de hincado del mismo.

Los esfuerzos reales de hincado en pilotes de madera están limitados aproximadamente a $0.7f_u$. Similarmente, para los de concreto y de acero, los esfuerzos de hincado están limitados a aproximadamente $0.6f'_c$ y $0.85f_y$, respectivamente.

En la mayoría de los casos, los pilotes de madera se hincan con una energía del martillo de menos de 45 klb-pies (≈ 60 kN.m). Las resistencias de hincado están limitadas principalmente a 4 - 5 golpes por pulgada de penetración del pilote. Para los de concreto y de acero, los valores usuales de N son 6 –8 y 12–14, respectivamente.

▼ EJEMPLO 9.11

Un pilote de concreto prefabricado de sección transversal de 12 pulgs × 12 pulgs es hincado a golpe de martillo. Se dan:

Energía nominal máxima del martillo = 30 klb-pies
Eficiencia del martillo = 0.8
Peso del martinete = 7.5 klb
Longitud del pilote = 80 pies
Coeficiente de restitución = 0.4
Peso del capuchón del pilote = 550 lb
$E_p = 3 \times 10^6$ klb/pulg^2
Número de golpes para la última pulgada de penetración = 8

Estime la capacidad admisible del pilote con

a. Fórmula ENR modificada (use $FS = 6$)
b. Fórmula danesa (use $FS = 4$)
c. Fórmula de Gates (use $FS = 3$)

Solución:

Parte a

$$Q_u = \frac{EW_R h}{S + C} \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p}$$

$$\text{Peso del pilote + capuchón} = (\tfrac{12}{12} \times \tfrac{12}{12} \times 80)(150 \text{ lb/pie}^3) + 550$$
$$= 12{,}550 \text{ lb} = 12.55 \text{ klb}$$

Se da: $W_R h = 30$ klb-pies

$$Q_u = \frac{(0.8)(30 \times 12 \text{ klb-pulgs})}{\frac{1}{8} + 0.1} \times \frac{7.5 + (0.4)^2(12.55)}{7.5 + 12.55} = 607 \text{ klb}$$

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{607}{6} \approx \mathbf{101 \text{ klb}}$$

Parte b

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + \sqrt{\dfrac{EH_EL}{2A_pE_p}}}$$

Use $E_p = 3 \times 10^6$ lb/pulg^2.

$$\sqrt{\frac{EH_EL}{2A_pE_p}} = \sqrt{\frac{(0.8)(30 \times 12)(80 \times 12)}{2(12 \times 12)\left(\dfrac{3 \times 10^6}{1000}\ \text{klb/pulg}^2\right)}} = 0.566 \text{ pulgs}$$

$$Q_u = \frac{(0.8)(30 \times 12)}{\frac{1}{8} + 0.566} \approx 417 \text{ klb}$$

$$Q_{all} = \frac{417}{4} \approx \mathbf{104\ klb}$$

Parte c

$$Q_u = a\sqrt{EH_E}\,(b - \log S) = 27\sqrt{(0.8)(30)}\,[1 - \log(\tfrac{1}{8})] \approx 252 \text{ klb}$$

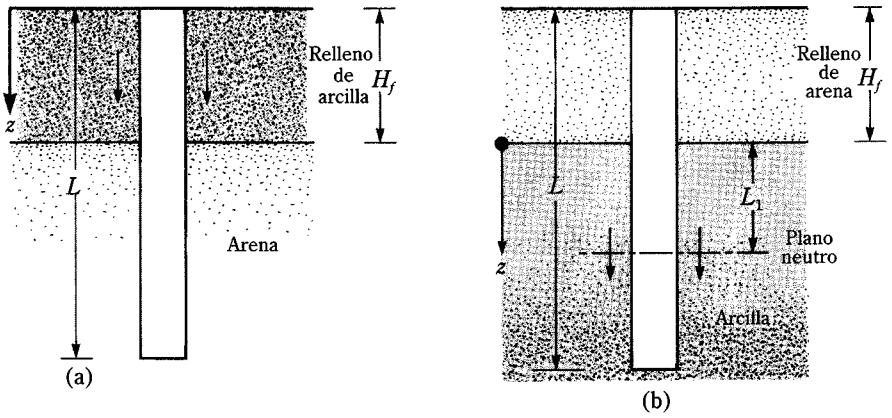
$$Q_{adm} = \frac{252}{3} = \mathbf{84\ klb}$$ ▲

9.21 FRICCIÓN SUPERFICIAL NEGATIVA

La fricción superficial negativa es una fuerza de arrastre hacia abajo ejercida sobre el pilote por el suelo que lo rodea, lo cual ocurre bajo las siguientes condiciones:

1. Si un relleno de suelo arcilloso se coloca sobre un estrato de suelo granular en el que se hinca un pilote, el relleno se consolidará gradualmente; esto ejercerá una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote (figura 9.48a) durante el periodo de consolidación.
2. Si un relleno de suelo granular se coloca sobre un estrato de arcilla blanda, como muestra la figura 9.48b, inducirá el proceso de consolidación en el estrato de arcilla y ejercerá entonces una fuerza de arraste hacia abajo sobre el pilote.
3. El descenso del nivel freático incrementará el esfuerzo vertical efectivo sobre el suelo a cualquier profundidad, lo que inducirá asentamientos por consolidación en la arcilla. Si un pilote se localiza en el estrato de arcilla, quedará sometido a una fuerza de arrastre hacia abajo.

En algunos casos, la fuerza de arrastre hacia abajo es excesiva y ocasionará falla de la cimentación. Esta sección subraya dos métodos tentativos para el cálculo de la fricción superficial negativa.



▼ **FIGURA 9.48** Fricción superficial negativa

Relleno de arcilla sobre suelo granular (figura 9.48a)

Igual que en el método β presentado en la sección 9.12, el esfuerzo superficial negativo (hacia abajo) sobre el pilote es

$$f_n = K' \sigma'_v \tan\delta \tag{9.122}$$

donde K' = coeficiente de presión de tierra = $K_0 = 1 - \text{sen}\ \phi$
σ'_v = esfuerzo vertical efectivo a cualquier profundidad $z = \gamma'_f z$
γ'_f = peso específico efectivo del relleno
δ = ángulo de fricción suelo-pilote $\approx 0.5 - 0.7\phi$

Por consiguiente, la fuerza de arrastre total hacia abajo, Q_n, sobre un pilote es

$$Q_n = \int_0^{H_f} (pK' \gamma'_f \tan\delta) z\, dz = \frac{pK' \gamma'_f H_f^2 \tan\delta}{2} \tag{9.123}$$

donde H_f = altura del relleno

Si el relleno está arriba del nivel freático, el peso específico efectivo, γ'_f, debe ser reemplazado por el peso específico húmedo.

Relleno de suelo granular sobre arcilla (figura 9.48b)

En este caso, la evidencia indica que el esfuerzo de fricción negativa sobre el pilote existe de $z = 0$ a $z = L_1$, y se denomina *profundidad neutra* (véase Vesic, 1977, págs. 25-26). La profundidad neutra se explica como (Bowles, 1982):

$$L_1 = \frac{(L - H_f)}{L_1}\left[\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma_f' H_f}{\gamma'}\right] - \frac{2\gamma_f' H_f}{\gamma'} \tag{9.124}$$

donde γ_f' y γ' = pesos específicos efectivos del relleno y del estrato de arcilla subyacente, respectivamente

Para pilotes de punta, la profundidad neutra se supone localizada en la punta del pilote (es decir, $L_1 = L - H_f$).

Una vez determinado el valor de L_1, la fuerza de arrastre hacia abajo se obtiene de la siguiente manera. La fricción superficial unitaria negativa a cualquier profundidad desde $z = 0$ a $z = L_1$ es

$$f_n = K'\sigma_v' \tan\delta \tag{9.125}$$

donde $K' = K_o = 1 - \text{sen}\ \phi$

$\sigma_v' = \gamma_f' H_f + \gamma' z$

$\delta = 0.5\text{–}0.7\phi$

$$Q_n = \int_0^{L_1} pf_n dz = \int_0^{L_1} pK'(\gamma_f' H_f \gamma' z)\tan\delta\, dz$$

$$= (pK'\gamma_f' H_f \tan\delta)L_1 + \frac{L_1^2 pK'\gamma'\tan\delta}{2} \tag{9.126}$$

Si el suelo y el relleno están arriba del nivel freático, los pesos específicos efectivos deben remplazarse por pesos específicos húmedos. En algunos casos, los pilotes se recubren con material bituminoso en la zona de arrastre hacia abajo para evitar este problema. Baligh y otros (1978) resumieron los resultados de varias pruebas de campo conducidas para evaluar la efectividad del recubrimiento bituminoso en la reducción de la fricción superficial negativa. Sus resultados se presentan en la tabla 9.12.

Un número limitado de estudios sobre fricción superficial negativa se encuentra disponible en la literatura técnica. Bjerrum y otros (1969) reportaron el monitoreo de la fuerza de arrastre hacia abajo sobre un pilote de prueba en Sorenga en el puerto de Oslo, Noruega (indicado como pilote G en el documento original). También fue analizado por Wong y Teh (1995) en términos del hincado del pilote hasta que se alcanzó la capa de roca a 40 m de profundidad. La figura 9.49a muestra el perfil del suelo y el pilote. Wong y Teh (1995) estimaron lo siguiente:

Relleno: Peso específico húmedo, $\gamma_f = 16\ \text{kN/m}^3$
Peso específico saturado, $\gamma_{sat(f)} = 18.5\ \text{kN/m}^3$

Entonces

$\gamma_f' = 18.5 - 9.81 = 8.69\ \text{kN/m}^3$

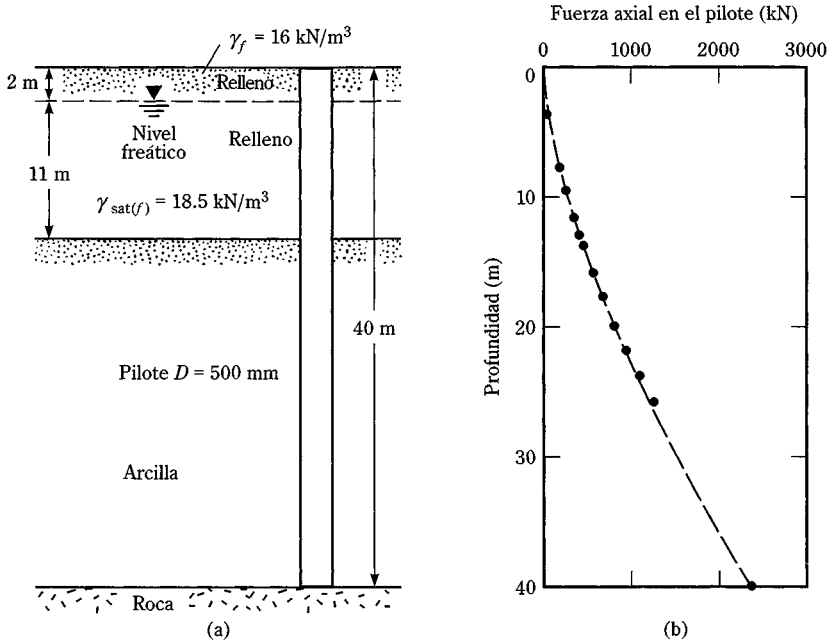
$H_f = 13\ \text{m}$

Arcilla: $K' \tan\delta \approx 0.22$
Peso específico saturado efectivo, $\gamma' = 19 - 9.81 = 9.19\ \text{kN/m}^3$

▼ **TABLA 9.12** Resumen de casos estudio de pilotes con recubrimiento de material bituminoso[a]

	Fuerza de arrastre hacia abajo				Cargas de prueba		
Número de caso	1	2	3	4	5	6	7
Tipo de suelo	Relleno, arena y arcilla	Relleno y arcilla limosa	Relleno y arcilla	Arena y arcilla limosa	Arcilla limosa	Arcilla limosa	Relleno de arena, arcilla y turba
Tipo de pilote	Concreto colado *in situ*	Tubo de acero	Tubo de acero	Tubo de acero	Pilotes 6 RC	Pilotes 6 RC	Concreto prefabricado
Sección transversal del pilote (en mm)	$D = 530$	$D = 300$	$D = 500$	$D = 760$	300 × 300	300 × 300	380 × 450
Longitud en contacto con el suelo en asentamiento (m)	25	26	40	25	7–17	9–16	24
Método de instalación	Ademe prehincado	Punta agrandada y lechada	Punta agrandada y ademe	Hincado	Hincado	Hincado	Hincado
Recubrimiento bituminoso							
Tipo (pen 25°C)	20/30	80/100	80/100	60/70	60/70	Recorte 80-100	RC-0 Grado especial 43
Espesor del recubrimiento (mm)	10	1.2	1.2	1.5	1.2	1.2	10
Resistencia medida del fuste							
Pilote no recubierto (ton)	70–80	120	300	180	31–40	31–40	160
Pilote recubierto (ton)	5–7	10	15	3	10–33	20–42	
Efectividad del recubrimiento (%)	92	92	95	98	30–80	30–80	
Fuerza de arrastre hacia abajo predicha							
Pilote recubierto (ton)	0.1	2–11	5	0–23			
Efectividad del recubrimiento (%)	100	91–98	98	87–100			

*Según Baligh y otros (1978)



▼ **FIGURA 9.49** Fricción superficial negativa sobre un pilote en el puerto de Oslo, Noruega [basada en Bjerrum y otros (1969); y Wong y Teh (1995)

Pilote: $L = 40$ m
Diámetro, $D = 500$ mm

La fuerza máxima de arrastre hacia abajo sobre el pilote se calcula con la ecuación (9.126). Como se trata de un pilote de punta, la magnitud de $L_1 = 27$ m, por lo que

$$Q_n = (p)(K'\tan\delta)[\gamma_f \times 2 + (13 - 2)\gamma_f'](L_1) + \frac{L_1^2 p\gamma'\ (K'\tan\delta)}{2}$$

o

$$Q_n = (\pi \times 0.5)(0.22)[(16 \times 2) + (8.69 \times 11)](27) + \frac{(27)^2(\pi \times 0.5)(9.19)(0.22)}{2}$$

$$= 2348 \text{ kN}$$

El valor medido de Q_n máximo fue de 2500 kN (figura 9.49b), que concuerda bien con el valor calculado.

▼ EJEMPLO 9.12

Refiérase a la figura 9.48a; $H_f = 3$ m. El pilote es circular en sección transversal con diámetro de 0.5 m. Para el relleno que está arriba del nivel del agua, $\gamma_f = 17.2$ kN/m³ y $\phi = 36°$. Determine la fuerza total de arrastre. Use $\delta = 0.7\phi$.

Solución: De la Ec. (9.123),

$$Q_n = \frac{pK'\gamma_f H_f^2 \tan\delta}{2}$$

$$p = \pi(0.5) = 1.57 \text{ m}$$

$$K' = 1 - \text{sen } \phi = 1 - \text{sen } 36° = 0.41$$

$$\delta = (0.7)(36) = 25.2°$$

$$Q_n = \frac{(1.57)(0.41)(17.2)(3)^2 \tan 25.2}{2} = \mathbf{23.4\ kN}$$ ▲

▼ **EJEMPLO 9.13**

Refiérase a la figura 9.48b. Aquí, $H_f = 2$ m, diámetro del pilote = 0.305 m, $\gamma_f = 16.5$ kN/m^3, $\phi_{\text{arcilla}} = 34°$, $\gamma_{\text{sat(arcilla)}} = 17.2$ kN/m^3 y $L = 20$ m. El nivel freático coincide con la parte superior del estrato de arcilla. Determine la fuerza de arrastre hacia abajo. Suponga $\delta = 0.6\phi_{\text{arcilla}}$.

Solución: La profundidad del plano neutro se da por la ecuación (9.124) como

$$L_1 = \frac{L - H_f}{L_1}\left(\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma_f H_f}{\gamma'}\right) - \frac{2\gamma_f H_f}{\gamma'}$$

Note que γ_f' en la ecuación (9.124) ha sido reemplazado por γ_f porque el relleno está arriba del nivel freático, por lo que

$$L_1 = \frac{(20-2)}{L_1}\left[\frac{(20-2)}{2} + \frac{(16.5)(2)}{(17.2 - 9.81)}\right] - \frac{(2)(16.5)(2)}{(17.2 - 9.81)}$$

$$L_1 = \frac{242.4}{L_1} - 8.93;\ L_1 = 11.75 \text{ m}$$

Ahora, con referencia a la figura (9.126), tenemos

$$Q_n = (pK'\gamma_f H_f \tan\delta)L_1 + \frac{L_1^2 pK'\gamma' \tan\delta}{2}$$

$$p = \pi(0.305) = 0.958 \text{ m}$$

$$K' = 1 - \text{sen } 34° = 0.44$$

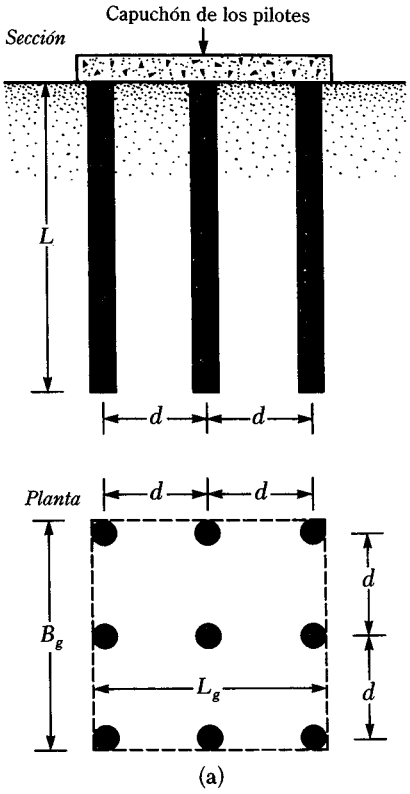
$$Q_n = (0.958)(0.44)(16.5)(2)[\tan(0.6 \times 34)]\ (11.75) + \frac{(11.75)^2(0.958)(0.44)(17.2 - 9.81)\ [\tan\ (0.6 \times 34)]}{2}$$

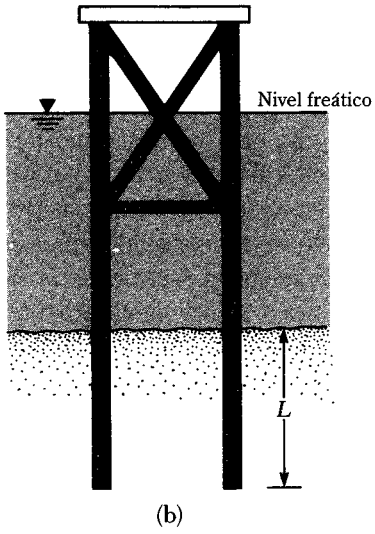
$$= 60.78 + 79.97 = \mathbf{140.75\ kN}$$ ▲

GRUPO DE PILOTES

9.22 EFICIENCIA DEL GRUPO

En la mayoría de los casos los pilotes se usan en grupos, como muestra la figura 9.50, para transmitir la carga estructural al suelo. Un *capuchón* se construye sobre un *grupo*



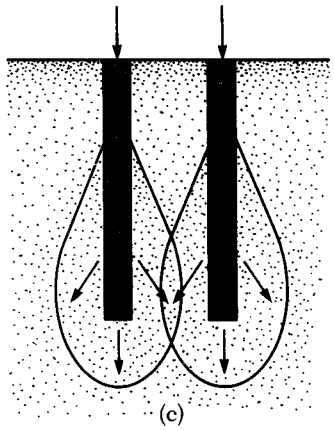


Número de los pilotes en el grupo = $n_1 \times n_2$

Nota : $L_g \geq B_g$

$L_g = (n_1 - 1)d + 2(D/2)$

$B_g = (n_2 - 1)d + 2(D/2)$



▼ **FIGURA 9.50** Grupo de pilotes

de pilotes. El capuchón debe estar en contacto con el terreno, como en la mayoría de los casos (figura 9.50a), o bien arriba del mismo, como en el caso de las plataformas fuera de la costa (figura 9.50b).

La determinación de la capacidad de carga de grupos de pilotes es extremadamente complicada y no se ha resuelto aún plenamente. Cuando los pilotes se colocan cerca uno de otro, una suposición razonable es que los esfuerzos transmitidos por los pilotes al suelo se traslaparán (figura 9.50c), reduciendo la capacidad de carga de los pilotes. Idealmente, deberían espaciarse de manera que la capacidad de carga del grupo no fuese menor que la suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales. En la práctica, el espaciamiento, d, mínimo centro a centro es de $2.5D$ y en situaciones ordinarias, es aproximadamente de 3 a $3.5D$.

La eficiencia de la capacidad de carga de un grupo de pilotes se define como

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\Sigma Q_u} \tag{9.127}$$

donde η = eficiencia del grupo
$Q_{g(u)}$ = capacidad última de carga del grupo de pilotes
Q_u = capacidad última de carga de cada pilote sin el efecto del grupo

Muchos ingenieros estructuristas usan un análisis simplificado para obtener la eficiencia del grupo de *pilotes de fricción*, particularmente en arena. Este análisis se explica con ayuda de la figura 9.50a. Dependiendo de sus espaciamientos dentro del grupo, los pilotes actúan de dos maneras: (1) como un *bloque* con dimensiones $L_g \times B_g \times L$ o (2) como *pilotes individuales*. Si los pilotes actúan como un bloque, la capacidad por fricción es $f_{\text{prom}}\, p_g L \approx Q_{g(u)}$. [*Nota*: p_g = perímetro de la sección transversal del bloque = $2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D$ y f_{prom} = resistencia por fricción unitaria promedio.] Similarmente, para cada pilote actuando individualmente, $Q_u \approx pLf_{\text{prom}}$. (*Nota*: p = perímetro de la sección transversal de cada pilote.) Se tiene entonces

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\Sigma Q_u} = \frac{f_{\text{prom}}\,[2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D]L}{n_1 n_2 p L f_{\text{prom}}} = \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{p n_1 n_2} \tag{9.128}$$

Por consiguiente

$$Q_{g(u)} = \left[\frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{p n_1 n_2}\right] \Sigma Q_u \tag{9.129}$$

De la ecuación (9.129), si el espaciamiento, d, centro a centro es suficientemente grande, $\eta > 1$. En ese caso, los pilotes se comportarán como pilotes individuales. Entonces, en la práctica, si $\eta < 1$,

$$Q_{g(u)} = n\Sigma Q_u$$

▼ **TABLA 9.13** Ecuaciones para la eficiencia de grupos de pilotes de fricción

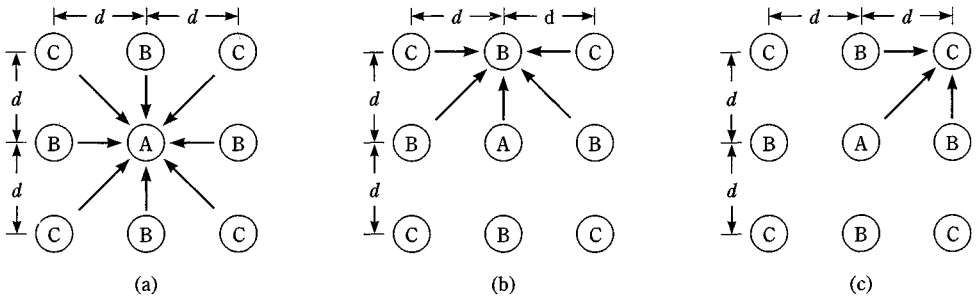
Nombre	Ecuación
Ecuación Converse-Labarre	$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)\, n_2 + (n_2 - 1)\, n_1}{90 n_1 n_2}\right]\theta$ donde θ (grados) = $\tan^{-1}(D/d)$
Ecuación Los Ángeles Group Action	$\eta = 1 - \frac{D}{\pi d n_1 n_2}[n_1(n_2 - 1)] + n_2(n_1 - 1) + \sqrt{2}(n_1 - 1)(n_2 - 1)$
Ecuación Seiler-Keeney (Seiler y Keeney, 1944)	$\eta = \left\{1 - \left[\frac{11d}{7(d^2 - 1)}\right]\left[\frac{n_1 + n_2 - 2}{n_1 + n_2 - 1}\right]\right\} + \frac{0.3}{n_1 + n_2}$ donde d está en pies

y, si $\eta \geq 1$,

$$Q_{g(u)} = \Sigma Q_u$$

Existen varias otras ecuaciones como la (9.129) para la eficiencia de grupo de pilotes de fricción. Algunas de esas se dan en la tabla 9.13.

Feld (1943) sugirió un método para determinar la capacidad de carga de pilotes individuales (de fricción) en un grupo hincados en arena. De acuerdo con esto, la capacidad última de un pilote se reduce en 1/16 por cada diagonal adyacente o fila de pilotes. El procedimiento se explica con referencia a la figura 9.51 que muestra la planta de un grupo de pilotes. Para el pilote A, hay ocho pilotes adyacentes; para el tipo de pilotes B, hay cinco adyacentes y para el tipo C, hay tres adyacentes. Ahora se prepara la siguiente tabla:



▼ **FIGURA 9.51** Método de Feld para estimar la capacidad de un grupo de pilotes de fricción

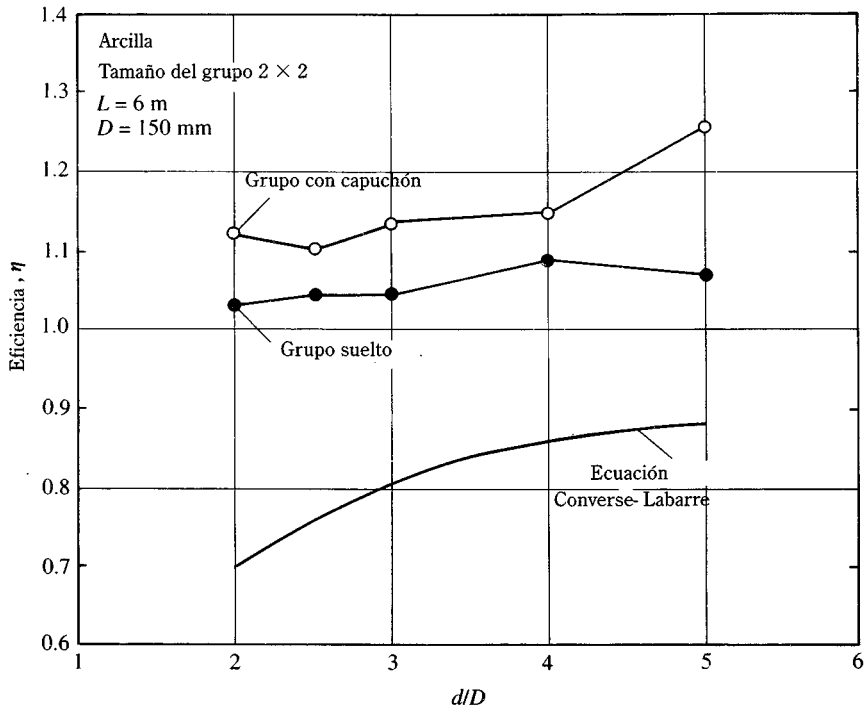
Tipo de pilote	No. de pilotes	No. de pilotes adyacentes	Factor de reducción para cada pilote	Capacidad última[a]
A	1	8	$1 - \frac{8}{16}$	$0.5Q_u$
B	4	5	$1 - \frac{5}{16}$	$2.75Q_u$
C	4	3	$1 - \frac{3}{16}$	$3.25Q_u$
				$\Sigma 6.5Q_u = Q_{g(u)}$

[a] (No. de pilotes)(Q_u)(factor de reducción)
Q_u = capacidad última de un pilote aislado

Por consiguiente

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\Sigma Q_u} = \frac{6.5Q_u}{9Q_u} = 72\%$$

La figura 9.52 muestra una comparación de los resultados de pruebas de campo en arcilla con la eficiencia teórica del grupo calculada con la ecuación de Converse-Labarre (tabla 9.13). Reportados por Brand y otros (1972), esas pruebas fueron conducidas en suelo para el cual los detalles se dan en la figura 3.7. Otros pormenores de las pruebas son



▼ **FIGURA 9.52** Variación de la eficiencia del grupo con d/D (según Brand y otros, 1972)

Longitud de los pilotes = 6 m
Diámetro de los pilotes = 150 mm
Grupos de pilotes probados = 2 × 2
Localización de la cabeza del pilote = 1.5 m debajo de la superficie del terreno

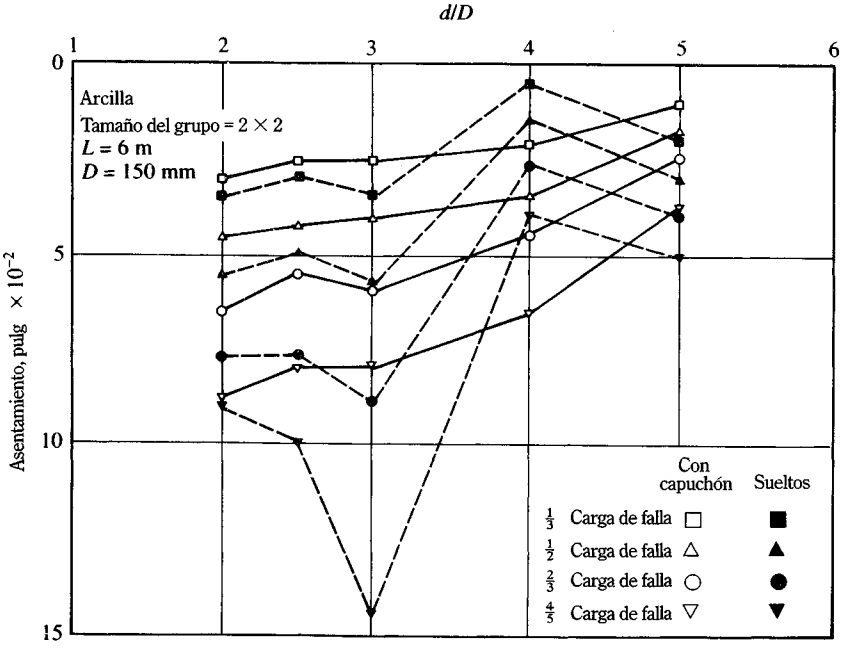
Las pruebas de los pilotes fueron conducidas con y sin (pilotes sueltos) un capuchón. Note que para $d/D \geq 2$, la magnitud de η fue mayor que 1.0. Para valores similares de d/D, la eficiencia del grupo fue mayor con el capuchón que sin él. La figura 9.53 muestra el asentamiento del grupo de pilotes durante varias etapas de la prueba de carga.

La figura 9.54 muestra la variación de la eficiencia del grupo (η) para un grupo de 3 × 3 en arena (Kishida y Meyerhof, 1965). Es notorio que, para arenas sueltas y medias, la magnitud de la eficiencia del grupo es mayor que 1, debido principalmente a la densificación de la arena que rodea al pilote.

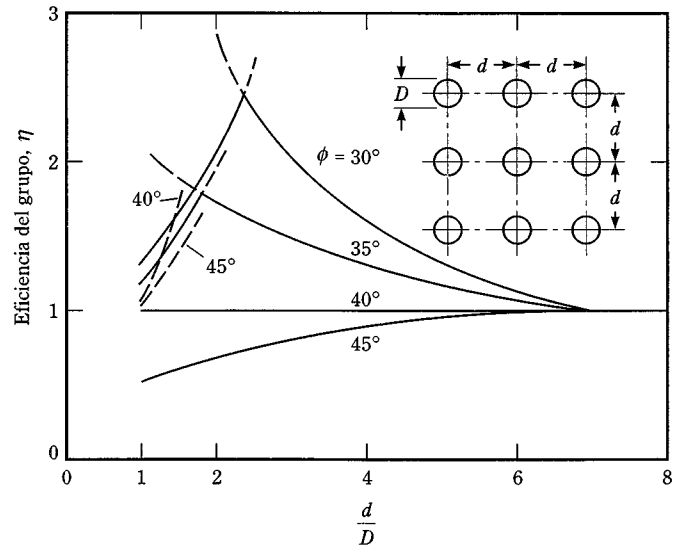
Liu y otros (1985) reportaron los resultados de pruebas de campo en 58 grupos de pilotes y en 23 pilotes individuales hincados en suelo granular. Los datos de las pruebas incluyeron

Longitud del pilote, $L = 8D - 23D$
Diámetro del pilote, $D = 125$ mm – 330 mm
Tipo de instalación del pilote = perforado
Espaciamiento de los pilotes en el grupo, $d = 2D - 6D$

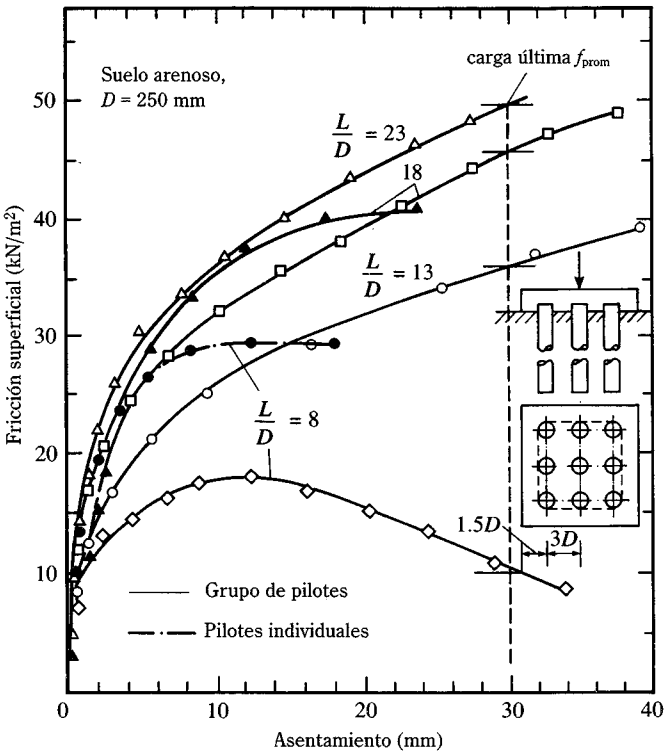
La figura 9.55 muestra el comportamiento de grupos de pilotes de 3 × 3 con capuchones a baja y alta altura en términos de la fricción f_{prom} superficial promedio. La figura 9.56 muestra la variación de la fricción superficial promedio basada en la posición de un pilote en el grupo.



▼ **FIGURA 9.53** Variación del asentamiento de un grupo de pilotes en varias etapas de carga (según Brand y otros, 1972)

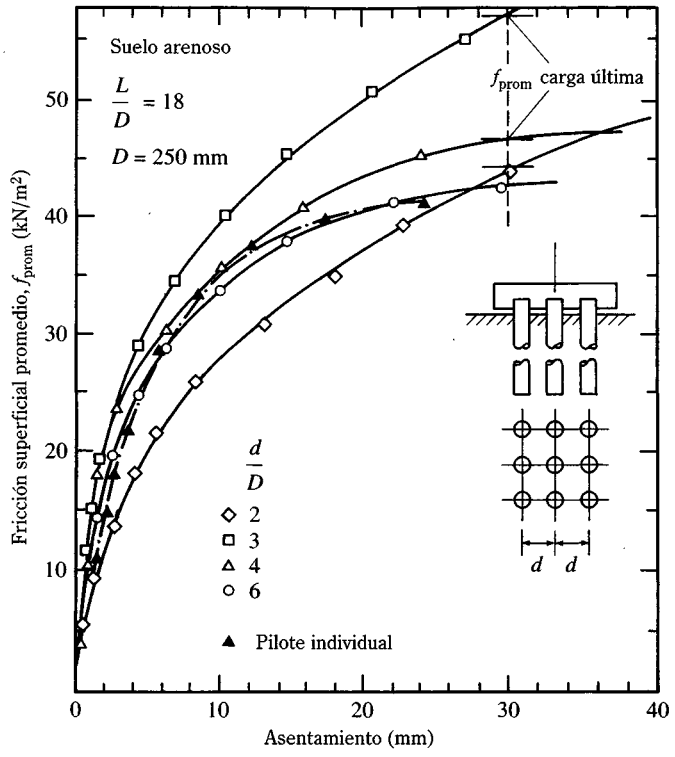


▼ **FIGURA 9.54** Variación de la eficiencia de grupos de pilotes en arena (basada en Kishida y Meyerhof, 1965)



(a) Capuchón de pilotes a baja altura

▼ **FIGURA 9.55** Comportamiento de grupos de pilotes con capuchón a baja y alta altura en términos de la fricción superficial promedio (basado en Liu y otros, 1985)



(b) Capuchón sin contacto con el terreno

▼ **FIGURA 9.55** (Continuación)

Con base en observaciones experimentales del comportamiento de grupos de pilotes en arena hasta la fecha, se llega a las siguientes conclusiones.

1. Para grupos de pilotes *hincados* en *arena* con $d \geq 3D$, $Q_{g(u)}$ se toma como ΣQ_u, que incluye las capacidades de carga superficiales y de punta de los pilotes individuales.
2. Para grupos de pilotes *perforados* en *arena* con espaciamientos convencionales ($d \approx 3D$), $Q_{g(u)}$ se toma igual a $\frac{2}{3}$ a $\frac{3}{4}$ veces ΣQ_u (capacidades de carga superficiales y de punta de los pilotes individuales).

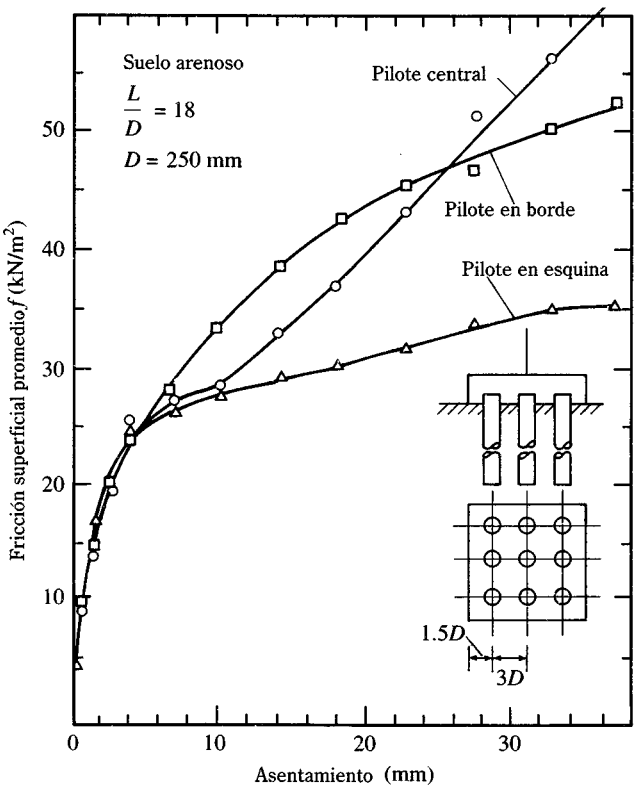
9.23 CAPACIDAD ÚLTIMA DE UN GRUPO DE PILOTES EN ARCILLA SATURADA

La figura 9.57 muestra un grupo de pilotes en arcilla saturada. Con referencia a esto, la capacidad última de carga de un grupo de pilotes se estima de la siguiente manera:

1. Determine $\Sigma Q_u = n_1 n_2 (Q_p + Q_s)$. De la Ec. (9.19),

   $Q_p = A_p[9c_{u(p)}]$

   donde $c_{u(p)}$ = cohesión no drenada de la arcilla en la punta del pilote



▼ **FIGURA 9.56** Fricción superficial promedio según localización del pilote (según Liu y otros, 1985)

De la Ec. (9.48),

$$Q_s = \Sigma \alpha p c_u \Delta L$$

Por lo tanto,

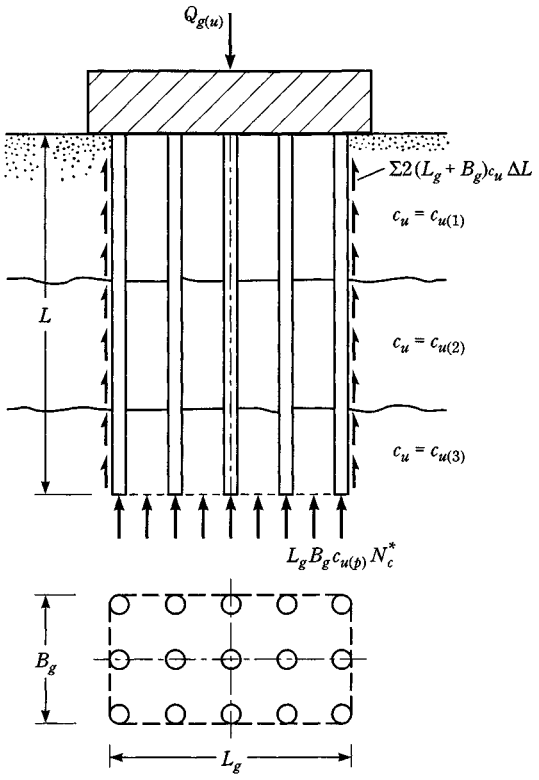
$$\Sigma Q_u = n_1 n_2 [9 A_p c_{u(p)} + \Sigma \alpha p c_u \Delta L] \tag{9.130}$$

2. Determine la capacidad última suponiendo que los pilotes del grupo actúan como un bloque con dimensiones de $L_g \times B_g \times L$. La resistencia superficial del bloque es

$$\Sigma p_g c_u \Delta L = \Sigma\, 2(L_g + B_g) c_u \Delta L$$

Calcule la capacidad de carga de punta:

$$A_p q_p = A_p c_{u(p)} N_c^* = (L_g B_g) c_{u(p)} N_c^*$$



▼ **FIGURA 9.57** Capacidad última de grupos de pilotes en arcilla

Obtenga el valor del factor, N_c^*, de capacidad de carga de la figura 9.58. La carga última es entonces

$$\Sigma Q_u = L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \Sigma 2(L_g + B_g) c_u \Delta L \tag{9.131}$$

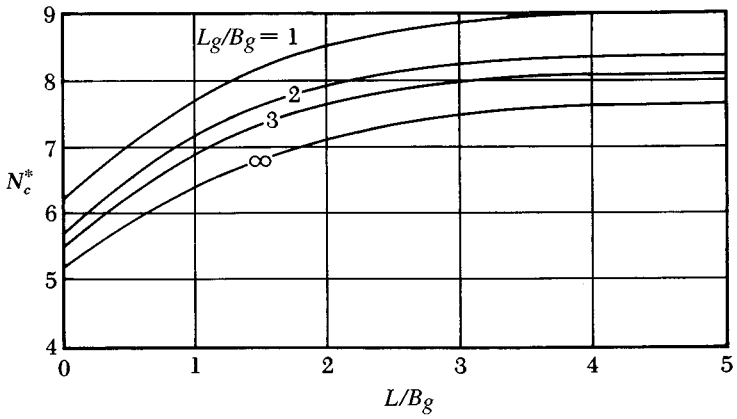
3. Compare los valores obtenidos con las ecuaciones.(9.130) y (9.131). El *menor* de los dos valores es $Q_{g(u)}$.

9.24 PILOTES EN ROCA

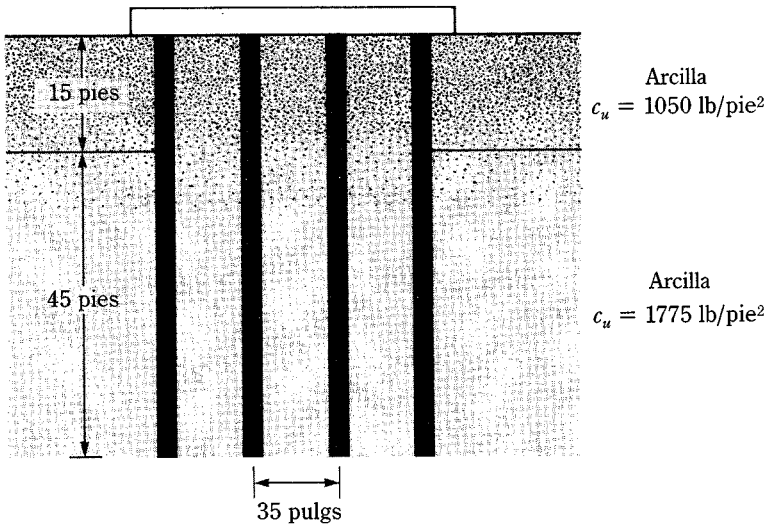
Para pilotes de carga de punta apoyados sobre roca, la mayoría de los reglamentos de construcción especifican que $Q_{g(u)} = \Sigma Q_u$, siempre que el espaciamiento mínimo centro a centro de pilotes sea D + 300 mm. Para pilotes H o con sección transversal cuadrada, la magnitud de D es igual a la dimensión diagonal de la sección transversal del pilote.

▼ EJEMPLO 9.14

En la figura 9.59 se muestra la sección de un grupo de 3 × 4 pilotes en una arcilla saturada estratificada. Los pilotes tienen sección transversal cuadrada (14 pulgs × 14 pulgs). El



▼ **FIGURA 9.58** Variación de N_c^* con L_g/B_g y L/B_g



▼ **FIGURA 9.59**

espaciamiento d centro a centro entre pilotes es de 35 pulgs. Determine la capacidad admisible de carga del grupo de pilotes. Use $FS = 4$.

Solución: De la Ec. (9.130),

$$\Sigma Q_u = n_1 n_2 [9 A_p c_{u(p)} + \alpha_1 p c_{u(1)} L_1 + \alpha_2 p c_{u(2)} L_2]$$

De la figura 9.22, $c_{u(1)} = 1050$ lb/pie^2; $\alpha_1 = 0.86$ y $c_{u(2)} = 1775$ lb/pie^2; $\alpha_2 = 0.6$

$$\Sigma Q_u = \frac{(3)(4)}{1000}\left[\begin{array}{c}(9)\left(\frac{14}{12}\right)^2(1775) + (0.86)\left(4 \times \frac{14}{12}\right)(1050)(15) \\ + (0.6)\left(4 \times \frac{14}{12}\right)(1775)(45)\end{array}\right] = 3703 \text{ klb}$$

Para pilotes actuando en grupo

$$L_g = (3)(35) + 14 = 119 \text{ pulg} = 9.92 \text{ pies}$$

$$B_g = (2)(35) + 14 = 84 \text{ pulg} = 7 \text{ pies}$$

$$\frac{L_g}{B_g} = \frac{9.92}{7} = 1.42$$

$$\frac{L}{B_g} = \frac{60}{7} = 8.57$$

De la figura 9.58, $N_c^* = 8.75$. De la Ec. (9.131)

$$\Sigma Q_u = L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \Sigma 2(L_g + B_g) c_u \Delta L$$

$$= (9.92)(7)(1775)(8.75) + (2)(9.92 + 7)[(1050)(15) + (1775)(45)]$$

$$= 4313 \text{ klb}$$

Por consiguiente, $\Sigma Q_u = 3703$ klb.

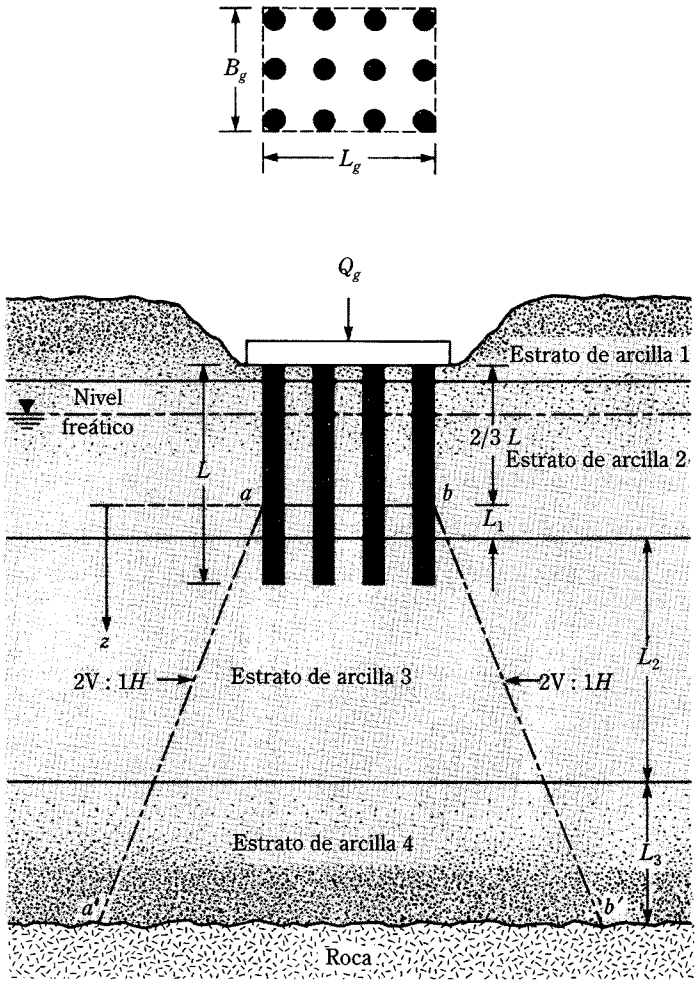
$$\Sigma Q_{\text{adm}} = \frac{3703}{FS} = \frac{3703}{4} \approx \mathbf{926 \text{ klb}}$$

▲

9.25 ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN DE UN GRUPO DE PILOTES

El asentamiento por consolidación de un grupo de pilotes en arcilla se estima aproximadamente usando el método 2 : 1 de la distribución de esfuerzos. El procedimiento de cálculo implica los siguientes pasos (refiérase a la figura 9.60):

1. Sea L la profundidad de empotramiento de los pilotes. El grupo está sometido a una carga total Q_g. Si el capuchón del pilote está debajo de la superficie origi-



▼ **FIGURA 9.60** Asentamiento por consolidación de grupo de pilotes

nal del terreno, Q_g es igual a la carga total de la superestructura sobre los pilotes menos el peso efectivo del suelo arriba del grupo de pilotes removido por la excavación.

2. Suponga que la carga Q_g es transmitida al suelo comenzando a una profundidad de $2L/3$ desde la parte superior del pilote, como muestra la figura 9.60. La carga Q_g se reparte según líneas con pendiente de 2 vertical : 1 horizontal a partir de esta profundidad. Las líneas aa' y bb' son las dos líneas 2 : 1.
3. Calcule el incremento del esfuerzo causado a la mitad de cada estrato de suelo por la carga Q_g:

$$\Delta p_i = \frac{Q_g}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)} \tag{9.132}$$

donde Δp_i = incremento del esfuerzo a la mitad de la capa i
L_g, B_g = longitud y ancho de la planta del grupo de pilotes, respectivamente
z_i = distancia de $z = 0$ a la mitad de la capa i de arcilla

Por ejemplo, en la figura 9.60, para el estrato 2, $z_i = L_1/2$; para el estrato 3, $z_i = L_1 + L_2/2$ y para el estrato 4, $z_i = L_1 + L_2 + L_3/2$. Sin embargo, note que no habrá incremento del esfuerzo en el estrato 1 de arcilla porque está arriba del plano horizontal ($z = 0$) desde el cual comienza la distribución del esfuerzo al suelo.

4. Calcule el asentamiento de cada estrato causado por el esfuerzo incrementado:

$$\Delta s_i = \left[\frac{\Delta e_{(i)}}{1 + e_{o(i)}}\right] H_i \tag{9.133}$$

donde Δs_i = asentamiento por consolidación del estrato i
$\Delta e_{(i)}$ = cambio de la relación de vacíos causado por el incremento de esfuerzo en el estrato i
e_0 = relación de vacíos inicial de la capa i (antes de la construcción)
H_i = espesor del estrato i (*Nota*: En la figura 9.60, para el estrato 2, $H_i = L_1$; para el estrato 3, $H_i = L_2$; y el estrato 4, $H_i = L_3$.)

Relaciones para $\Delta e_{(i)}$ se dan en el capítulo 1.

5. El asentamiento total por consolidación del grupo de pilotes es entonces

$$\Delta s_g = \Sigma \Delta s_i \tag{9.134}$$

Note que el asentamiento por consolidación de los pilotes se inicia por rellenos cercanos, cargas de pisos adyacentes y descenso de los niveles freáticos.

▼ EJEMPLO 9.15

Un grupo de pilotes en arcilla se muestra en la figura 9.61. Determine el asentamiento por consolidación del grupo de pilotes. Todas las arcillas están normalmente consolidadas.

Solución: El patrón de distribución de esfuerzos se muestra en la figura 9.61. Por consiguiente,

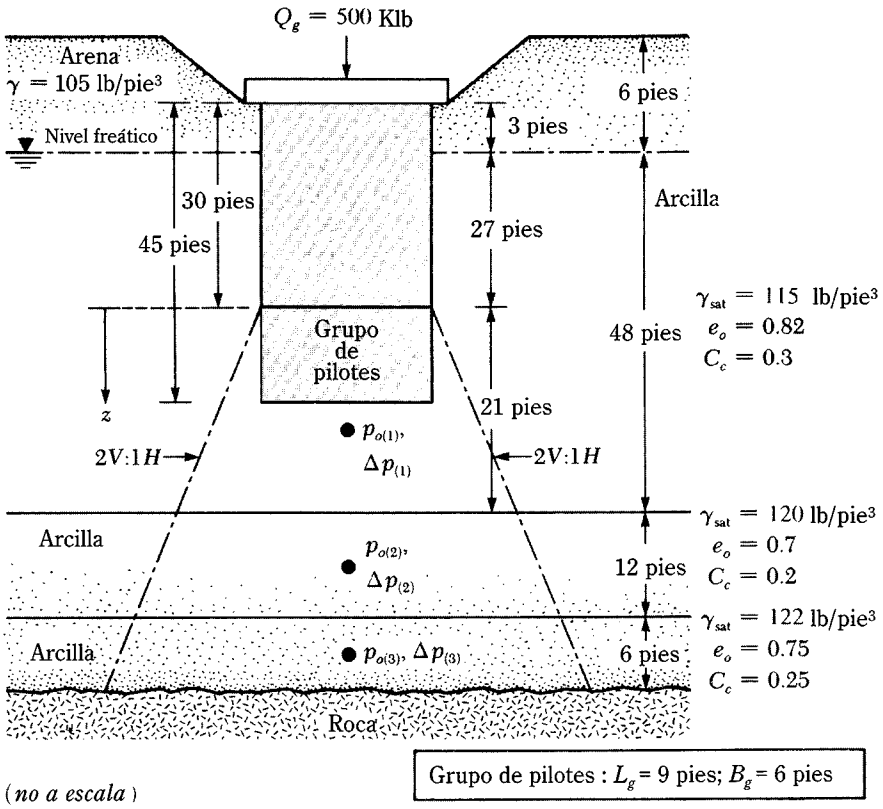
$$\Delta p_{(1)} = \frac{Q_g}{(L_g + z_1)(B_g + z_1)} = \frac{(500)(1000)}{\left(9 + \frac{21}{2}\right)\left(6 + \frac{21}{2}\right)} = 1554 \text{ lb/pie}^2$$

$$\Delta p_{(2)} = \frac{(500)(1000)}{(9 + 27)(6 + 27)} = 421 \text{ lb/pie}^2$$

$$\Delta p_{(3)} = \frac{(500)(1000)}{(9 + 36)(6 + 36)} = 265 \text{ lb/pie}^2$$

$$\Delta s_1 = \frac{C_{c(1)} H_1}{1 + e_{o(1)}} \log\left[\frac{p_{o(1)} + \Delta p_{(1)}}{p_{o(1)}}\right]$$

$$p_{o(1)} = (6)(105) + \left(27 + \frac{21}{2}\right)(115 - 62.4) = 2603 \text{ lb/pie}^2$$



▼ FIGURA 9.61

$$\Delta s_1 = \frac{(0.3)(21)}{1 + 0.82} \log \left(\frac{2603 + 1554}{2603}\right) = 0.703 \text{ pies} = 8.45 \text{ pulg.}$$

$$\Delta s_2 = \frac{C_{c(2)} H_2}{1 + e_{o(2)}} \log \left[\frac{p_{o(2)} + \Delta p_{(2)}}{p_{o(2)}}\right]$$

$$p_{o(2)} = (6)(105) + (27 + 21)(115 - 62.4) + (6)(120 - 62.4) = 3500 \text{ lb/pie}^2$$

$$\Delta s_2 = \frac{(0.2)(12)}{1 + 0.7} \log \left(\frac{3500 + 421}{3500}\right) = 0.07 \text{ pies} = 0.84 \text{ pulg.}$$

$$p_{o(3)} = (6)(105) + (48)(115 - 62.4) + (12)(120 - 62.4) + (3)(122 - 62.4) = 4025 \text{ lb/pie}^2$$

$$\Delta s_2 = \frac{(0.25)(6)}{1 + 0.75} \log \left(\frac{4025 + 265}{4025}\right) = 0.024 \text{ pies} \approx 0.29 \text{ pulg.}$$

Asentamiento total $\Delta s_g = 8.45 + 0.84 + 0.29 =$ **9.58 pulgs.** ▲

9.26 ASENTAMIENTO ELÁSTICO DE UN GRUPO DE PILOTES

En general, el asentamiento de un grupo de pilotes bajo carga de trabajo similar por pilote crece con el ancho del grupo (B_g) y el espaciamiento centro a centro (d) de los pilotes. Así lo muestra la figura 9.62, obtenida de los resultados experimentales de Meyerhof (1961) para grupos de pilotes en arena. En esta figura, $s_{g(e)}$ es el asentamiento del grupo de pilotes y s es el asentamiento de pilotes aislados bajo carga de trabajo similar.

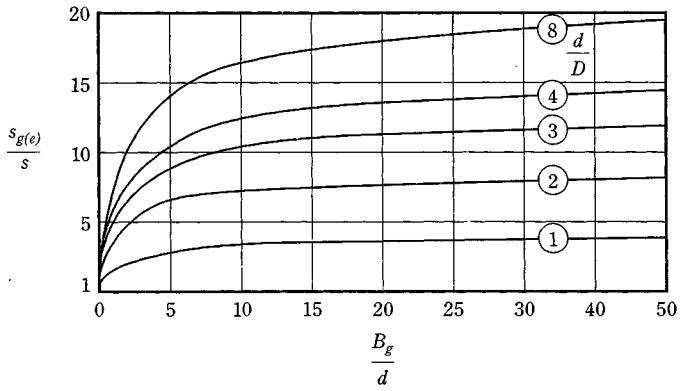
Varias investigaciones relativas al asentamiento de grupos de pilotes con resultados muy variables han sido reportados en la literatura técnica. La relación más simple al respecto fue dada por Vesic (1969) como

$$s_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}}\, s \tag{9.135}$$

donde $s_{g(e)}$ = asentamiento elástico de grupo de pilotes
B_g = ancho de la sección del grupo de pilotes
D = ancho o diámetro de cada pilote en el grupo
s = asentamiento elástico de cada pilote bajo carga de trabajo comparable (véase la sección 9.17)

Para grupos de pilotes en arena y grava, Meyerhof (1976) sugirió la siguiente relación empírica para el asentamiento elástico:

$$s_{g(e)}(\text{pulg}) = \frac{2q\sqrt{B_g}\, I}{N_{\text{cor}}} \tag{9.136}$$



▼ **FIGURA 9.62** Asentamiento de grupo de pilotes en arena (según Meyerhof, 1961)

donde $q = Q_g/(L_g B_g)$ (en U.S. ton/pie^2) (9.137)

L_g y B_g = longitud y ancho de la sección del grupo de pilotes, respectivamente (pies)

N_{cor} = número de penetración estándar corregido promedio dentro del sitio del asentamiento ($\approx B_g$ debajo de la punta de los pilotes)

I = factor de influencia = $1 - L/8B_g \geq 0.5$ (9.138)

L = longitud de empotramiento de los pilotes

Similarmente, el asentamiento del grupo de pilotes está relacionado con la resistencia a la penetración por la expresión

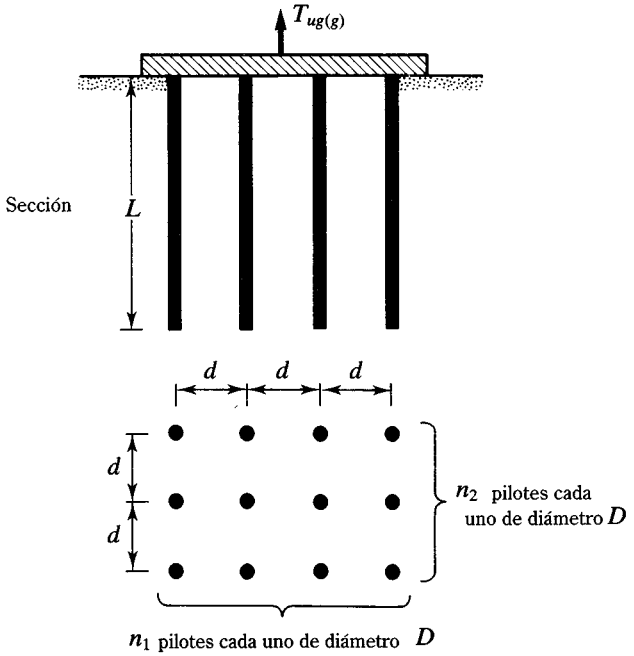
$$s_{g(e)} = \frac{qB_g I}{2q_c} \tag{9.139}$$

donde q_c = resistencia promedio por penetración de cono dentro del sitio del asentamiento

En la ecuación (9.139), todos los símbolos están en unidades consistentes.

9.27 CAPACIDAD POR LEVANTAMIENTO DE UN GRUPO DE PILOTES

La eficiencia de los grupos de pilotes bajo carga compresiva fue estudiada en la sección 9.21. Sin embargo, bajo ciertas circunstancias, los grupos de pilotes se usan para la construcción de cimentaciones sometidas a carga de levantamiento (figura 9.63). Igual



▼ **FIGURA 9.63** Grupo de pilotes sometidos a carga de levantamiento

que en la ecuación (9.127), la eficiencia del grupo de pilotes sometidos a levantamiento se expresa como

$$\eta_T = \frac{T_{un(g)}}{T_{un}} \tag{9.140}$$

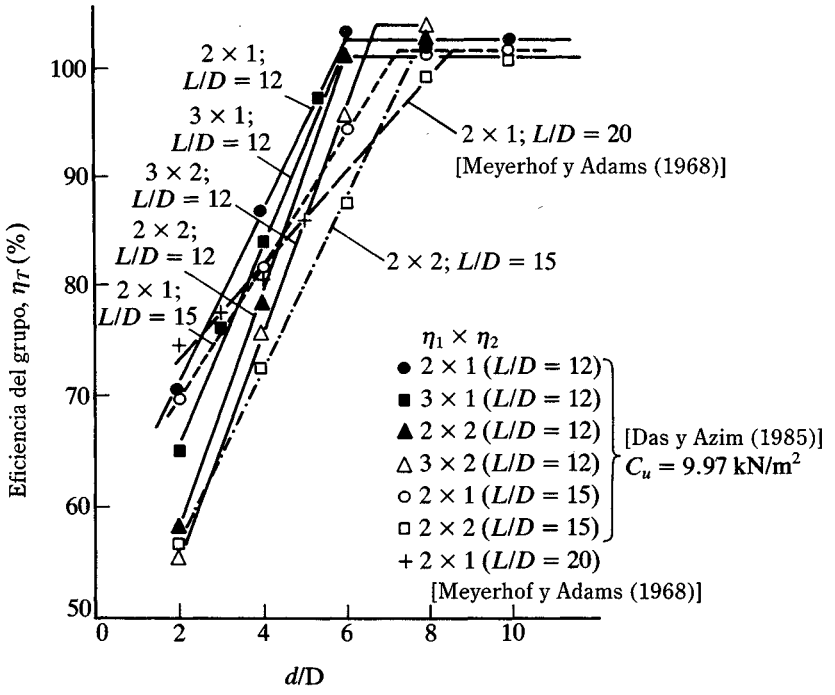
donde η_T = eficiencia del grupo bajo levantamiento
$T_{un(g)}$ = capacidad neta última por levantamiento del grupo de pilotes
T_{un} = capacidad neta última por levantamiento de un solo pilote (sección 9.18)

Note que

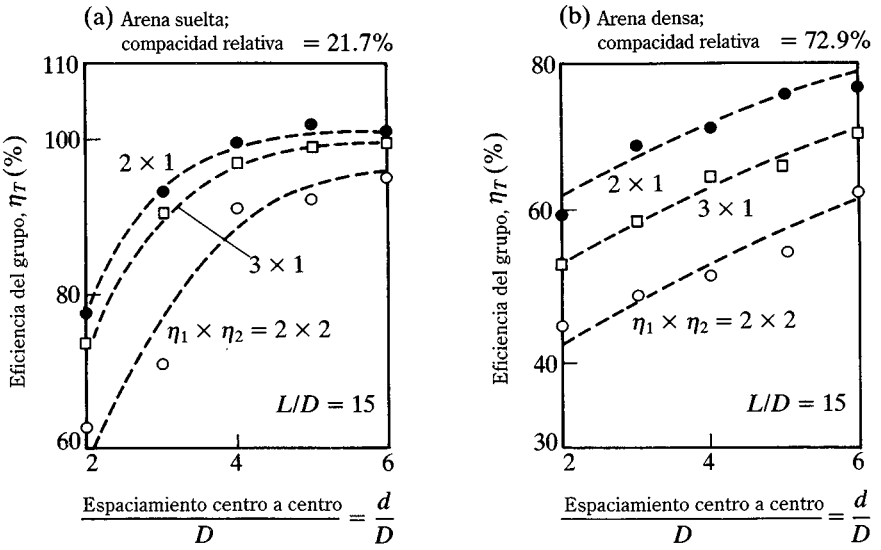
$$T_{un(g)} = T_{ug(g)} - (n_1 \times n_2)W - W_{\text{capuchón}} \tag{9.141}$$

donde $T_{ug(g)}$ = capacidad total última por levantamiento del grupo de pilotes
W = peso propio efectivo de cada pilote
$n_1 \times n_2$ = número de pilotes en el grupo
$W_{\text{capuchón}}$ = peso efectivo del capuchón de los pilotes

Actualmente se tienen pocos resultados experimentales de campo y laboratorio relativos a la evaluación de η_T. Das y Azim (1985) llevaron a cabo un número limitado de pruebas en modelos para determinar la eficiencia de grupo, η_T, de grupos de pilotes hincados en arcilla saturada. Los resultados se muestran en la figura 9.64, de donde se extraen las siguientes conclusiones:



▼ **FIGURA 9.64** Eficiencia de grupo de pilotes empotrados en arcilla saturada y sometidos a fuerza de levantamiento



▼ **FIGURA 9.65** Eficiencia de grupo de pilotes incrustados en arena y sometidos a fuerza de levantamiento (basada en resultados de pruebas en modelos de laboratorio de Das, 1984)

1. Para un grupo de pilotes, η_T crece linealmente con la relación d/D hasta que alcanza 100%. La relación d/D para la cual η_T alcanza un valor de 100% es aproximadamente $\frac{1}{2}$ (L/D).
2. Para relaciones d/D y L/D dadas, la magnitud de η_T decrece con el aumento del número de pilotes en un grupo.
3. Para una relación d/D dada y un número dado de pilotes en un grupo, la magnitud de η_T decrece al aumentar L/D.

Sin embargo, la eficiencia del grupo está en función de la consistencia de la arcilla.

La figura 9.65 muestra los resultados de pruebas de modelos de laboratorio para eficiencias de grupos de pilotes rugosos hincados en arena suelta y densa (Das, 1984). Los pilotes del grupo en este caso tenían una relación L/D de 15. Note que la magnitud de η_T es una función de L/D, de d/D, del número de pilotes en el grupo y de la compacidad relativa de la arena.

Más estudios se requieren para definir cuantitativamente los parámetros que controlan la eficiencia de grupo η_T.

PROBLEMAS

9.1 Un pilote de concreto presforzado tiene 20 m de longitud. La sección transversal del pilote es de 460 mm × 460 mm y está totalmente empotrado en arena. Se dan, para la arena: $\gamma = 18.6$ kN/m^3 y $\phi = 30°$. Estime la carga de punta última, Q_p, usando

a. El método de Meyerhof
b. El método de Vesic (use $I_r = I_{rr} = 75$)
c. El método de Janbu (use $\eta' = 90°$)

9.2 Refiérase al problema 9.1. Calcule la resistencia total por fricción para el pilote. Use las ecuaciones (9.12), (9.35a) y (9.35b). Se dan: $K = 1.5$ y $\delta = 0.6\phi$.

9.3 Refiérase al problema 9.1. Calcule la capacidad admisible de carga (es decir, Q_p y Q_s) usando el método de Coyle y Castello. Use $FS = 4$.

9.4 Resuelva el problema 9.1 con los siguientes datos: longitud del pilote = 80 pies, sección transversal del pilote = 12 pulgs × 12 pulgs, $\gamma = 115$ lb/pie^3 y $\phi = 35°$.

9.5 Refiérase al problema 9.4. Calcule la resistencia por fricción del pilote usando las ecuaciones (9.12), (9.35a) y (9.35b). Se dan: $K = 1.35$ y $\delta = 0.75\phi$.

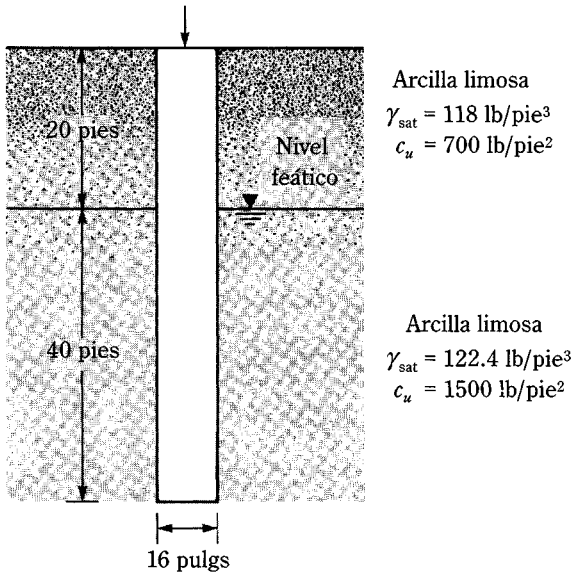
9.6 Refiérase al problema 9.4. Calcule la capacidad admisible de carga de la punta del pilote (es decir, Q_p) usando el método de Coyle y Castello. Use $FS = 4$.

9.7 Un pilote de concreto de 20 m de longitud con sección transversal de 381 mm × 381 mm está totalmente empotrado en un estrato de arcilla saturada. Para la arcilla, $\gamma_{sat} = 18.5$ kN/m^3, $\phi = 0$ y $c_u = 70$ kN/m^2. Suponga que el nivel freático se encuentra debajo de la punta del pilote. Determine la carga admisible que debe tomar el pilote ($FS = 3$). Use el método α para estimar la fricción superficial.

9.8 Resuelva el problema 9.7 usando el método λ para estimar la fricción superficial.

9.9 Un pilote de concreto de 60 pies de longitud con sección transversal de 15 pulgs × 15 pulgs está totalmente empotrado en un estrato de arcilla saturada. Para la arcilla, $\gamma_{sat} = 122$ lb/pie^3, $\phi = 0$ y $c_u = 1450$ lb/pie^2. Suponga que el nivel freático se encuentra debajo de la punta del pilote. Determine la carga admisible que debe tomar el pilote ($FS = 3$). Use el método α para estimar la resistencia por fricción superficial.

9.10 Un pilote de concreto con sección transversal de 16 pulgs × 16 pulgs se muestra en la figura P9.10. Calcule la resistencia superficial última usando el



▼ **FIGURA P9.10**

a. método α
b. método λ
c. método β

Use $\phi_R = 20°$ para todas las arcillas, que están normalmente consolidadas.

9.11 Un pilote de acero (sección H: HP 14 × 102; véase la tabla D1.a, apéndice D) es hincado en un estrato de arenisca. La longitud del pilote es de 62 pies. Propiedades de la arenisca: resistencia a compresión no confinada = $q_{u(lab)} = 11{,}400$ lb/pulg^2; ángulo de fricción = 36°. Usando un factor de seguridad de 3, estime la carga admisible de punta que debe tomar el pilote.

9.12 Un pilote de concreto tiene 50 pies de longitud y una sección transversal de 16 pulgs × 16 pulgs. El pilote está empotrado en un estrato de arena con $\gamma = 117$ lb/pie^3 y $\phi = 37°$. La carga admisible de trabajo es de 180 klbs. Si 110 klbs son aportados por la resistencia por fricción y 70 klbs por la punta, determine el asentamiento elástico del pilote. Se dan: $E_p = 3 \times 10^6$ lb/pulg^2, $E_s = 5 \times 10^3$ lb/pulg^2, $\mu_s = 0.38$ y $\xi = 0.57$.

9.13 Resuelva el problema 9.12 con los siguientes datos: longitud del pilote = 12 m, sección transversal del pilote = 0.305 m × 0.305 m, carga admisible de trabajo = 338 kN, contribución de la resistencia por fricción a la carga de trabajo = 240 kN, $E_p = 21 \times 10^6$ kN/m^2, $E_s = 30{,}000$ kN/m^2, $\mu_s = 0.3$, $\xi = 0.6$.

9.14 Un pilote de concreto prefabricado con sección transversal de 406 mm × 406 mm está empotrado en arena. La longitud del pilote es de 10.4 m. Suponga que $\gamma_{arena} = 15.8$ kN/m^3, $\phi_{arena} = 30°$ y compacidad relativa de la arena = 30%. Estime la capacidad admisible por extracción del pilote ($FS = 4$).

9.15 Resuelva el problema 9.14 con los siguientes cambios: $\gamma_{arena} = 118$ lb/pie^3, $\phi_{arena} = 37°$ y compacidad relativa de la arena = 80%. Dé su respuesta en klbs.

9.16 Un pilote de concreto de 60 m de longitud está empotrado en arcilla saturada con $c_u = 30$ kN/m^2 y tiene una sección transversal de 305 mm × 305 mm. Usando $FS = 3$, determine la capacidad admisible de extracción del pilote.

9.17 Resuelva el problema 9.16 con los siguientes cambios: Los 5 m superiores de la arcilla tienen una $c_u = 25$ kN/m^2 y debajo una $c_u = 55$ kN/m^2.

9.18 Un pilote de concreto de 30 m de longitud tiene sección transversal de 305 mm × 305 mm y está totalmente empotrado en un depósito de arena. Se dan: $n_h = 9200$ kN/m^2; momento al nivel del terreno $M_g = 0$; desplazamiento admisible de la cabeza del pilote = 12 mm; $E_p = 21 \times 10^6$ kN/m^2 y $F_{Y(pilote)} = 21{,}000$ kN/m^2. Calcule la carga lateral admisible, Q_g, al nivel del terreno. Use el método de solución elástico.

9.19 Resuelva el problema 9.18 por el método de Broms. Suponga que el pilote es flexible y libre en su cabeza. Se dan: peso unitario del suelo $\gamma = 16$ kN/m^3; ángulo de fricción del suelo $\phi = 30°$; esfuerzo de fluencia del material del pilote $F_Y = 21$ MN/m^2.

9.20 Un pilote H de acero (sección: HP 14 × 117; véase la tabla D.1a apéndice D) es hincado por un martillo MKT S-20 (véase la tabla D.4, apéndice D). La longitud del pilote es de 80 pies, el coeficiente de restitución es 0.35, el peso del capuchón del pilote es de 4.8 klb, la eficiencia del martillo es de 0.84 y el número de golpes para la última pulgada de penetración es de 10. Estime la capacidad última del pilote usando la ecuación (9.119). Para el pilote, $E_p = 30 \times 10^6$ lb/pulg^2.

9.21 Resuelva el problema 9.20 usando la fórmula ENR modificada (tabla 9.11).

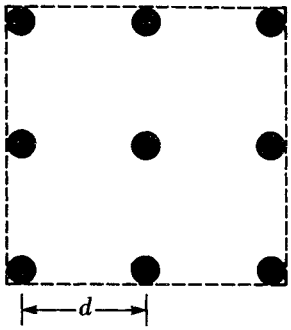
9.22 Resuelva el problema 9.20 usando la fórmula danesa (tabla 9.11).

9.23 La figura 9.48a muestra un pilote. Sea $L = 20$ m, D (diámetro del pilote) = 450 mm, $H_f = 4$ m, $\gamma_{relleno} = 17.5$ kN/m^3 y $\phi_{relleno} = 25°$. Determine la fuerza total de arrastre hacia abajo sobre el pilote. Suponga que el relleno está localizado arriba del nivel freático y que $\delta = 0.5\phi_{relleno}$.

9.24 Resuelva el problema 9.23 suponiendo que el nivel freático coincide con la parte superior del relleno y que $\gamma_{(relleno\ sat)} = 19.8$ kN/m^3. Si las otras cantidades permanecen iguales, ¿cuál será la fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote? Suponga que $\delta = 0.5\phi_{relleno}$.

9.25 Refiérase a la figura 9.48b. Sea $L = 60$ pies, $\gamma_{relleno} = 105$ lb/pie^3, $\gamma_{arcilla\ sat} = 121$ lb/pie^3, $\phi_{arcilla} = 28°$, $H_f = 12$ pies y D (diámetro del pilote) = 18 pulgs. El nivel freático coincide con la parte superior del estrato de arcilla. Determine la fuerza total de arrastre hacia abajo sobre el pilote. Suponga que $\delta = 0.5\phi_{arcilla}$.

9.26 La planta de un grupo de pilotes (de fricción) en arena se muestra en la figura P9.26. Los pilotes tienen sección transversal circular y diámetro exterior de 460 mm. Los espaciamientos centro a centro de los pilotes (d) son de 920 mm. Determine la eficiencia del grupo de pilotes usando



▼ FIGURA P9.26

a. la ecuación (9.128)
b. la ecuación de la acción de grupo de Los Ángeles (tabla 9.18)

9.27 Refiérase al problema 9.26. Si los espaciamientos centro a centro se incrementan a 1200 mm, ¿cuáles serán las eficiencias de grupo? (Resuelva las partes a y b).

9.28 En la figura P9.26 se muestra la planta de un grupo de pilotes. Suponga que los pilotes están empotrados en arcilla saturada homogénea con c_u = 95.8 kN/m^2. Se dan:

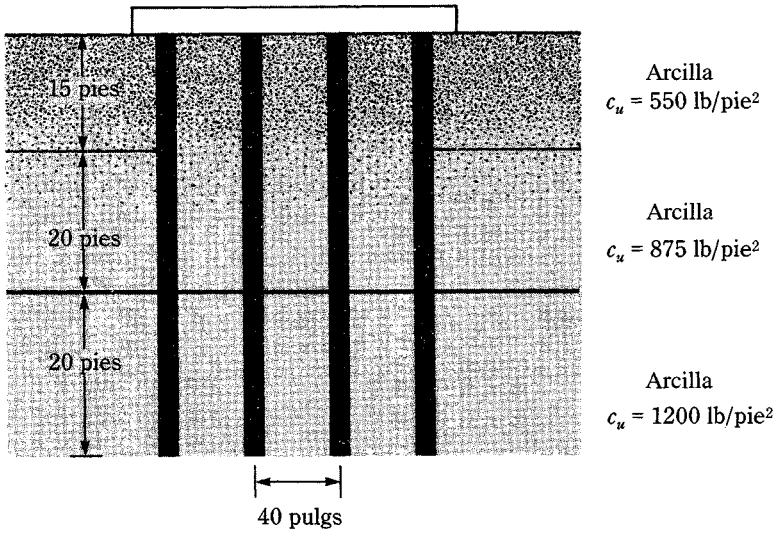
Diámetro de los pilotes (D) = 406 mm
Espaciamiento centro a centro de los pilotes = 70 mm
Longitud de los pilotes = 18.5 m

Encuentre la capacidad admisible de carga del grupo de pilotes. Use FS = 3.

9.29 Resuelva el problema 9.28 con los siguientes datos:

Espaciamiento centro a centro de pilotes = 30 pulgs
Longitud de los pilotes = 45 pies
D = 12 pulgs
c_u = 860 lb/pie^2
FS = 3

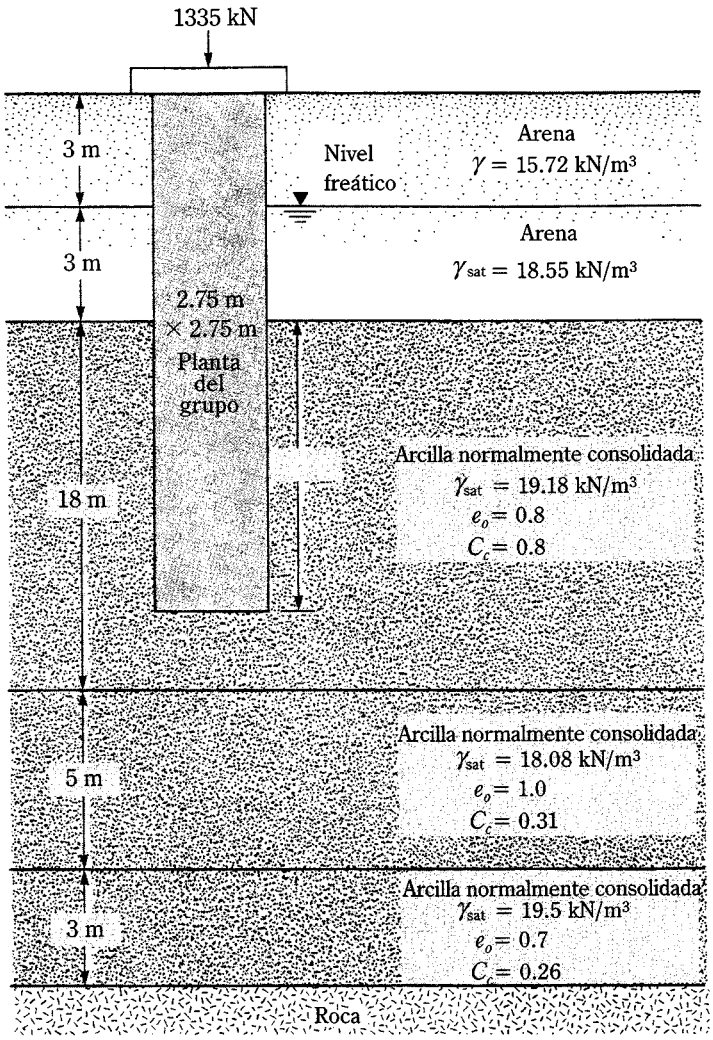
9.30 La sección de un grupo de pilotes de 3 × 4 en un estrato de arcilla saturada se muestra en la figura P9.30.



▼ FIGURA P9.30

Los pilotes son cuadrados en su sección transversal (14 pulgs × 14 pulgs). El espaciamiento (d) centro a centro de los pilotes es de 40 pulgs. Determine la capacidad admisible de carga del grupo de pilotes. Use $FS = 4$.

9.31 La figura P9.31 muestra un grupo de pilotes en arcilla. Determine el asentamiento por consolidación del grupo. Use el método 2:1 para estimar el esfuerzo efectivo promedio en los estratos de arcilla



▼ **FIGURA P9.31**

REFERENCIAS

American Society of Civil Engineers (1959). "Timber Piles and Construction Timbers", *Manual of Practice,* no. 17, American Society of Civil Engineers, New York.

American Society of Civil Engineers (1993). *Design of Pile Foundations* (Technical Engineering and Design Guides as Adapted from the U.S. Army Corps of Engineers, no. 1), American Society of Civil Engineers, New York.

American Petroleum Institute (1984). *Recommended Practice of Planning, Designing, and Construction of Fixed Offshore Platforms*, Report No. API-RF-2A, Dallas, 115 pp.

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, pp. 1355-1370.

Bhusan, K. (1982). "Discussion: New Design Correlations for Piles in Sands", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 108, no. GT11, pp. 1508-1510.

Bjerrum, L., Johannessen, I. J., and Eide, 0. (1969). "Reduction of Skin Friction on Steel Piles to Rock", *Proceedings*, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, vol. 2, pp. 27-34.

Bowles, J. E. (1982). *Foundation Design and Analysis*, McGraw-Hill, New York.

Brand, E. W., Muktabhant, C., and Taechathummarak, A. (1972). "Load Test on Small Foundations in Soft Clay", *Proceedings*, Performance of Earth and Earth-Supported Structures, American Society of Civil Engineers, vol. 1, part 2, pp. 903-928.

Briaud, J. L., Moore, B. H., and Mitchell, G. B. (1989). "Analysis of Pile Load Test at Lock and Dam 26", *Proceedings*, Foundation Engineering: Current Principles and Practices, American Society of Civil Engineers, vol. 2, pp. 925-942.

Briaud, J. L, and Tucker, L. M. (1984). "Coefficient of Variation of *In-Situ* Tests in Sand", *Proceedings*, Symposium on Probabilistic Characterization of Soil Properties, Atlanta, pp. 119-139.

Broms, B. B. (1965). "Design of Laterally Loaded Piles", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 91, no. SM3, pp. 79-99.

Coyle, H. M., and Castello, P. R. (1981). "New Design Correlations for Piles in Sand", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 107, no. GT7, pp. 965-986.

Das, B. M. (1984). "Model Uplift Tests on Pile Groups in Sand", *Transportation Research Record no. 998*, National Academy of Sciences, Washington, D.C., pp. 25-28.

Das, B. M., and Azim, M. F. (1985). "Uplift Capacity of Rigid Pile Groups in Clay", *Soils and Foundations*, vol. 25, no. 4, pp. 56-60.

Das, B. M., and Seeley, G. R. (1975). "Uplift Capacity of Buried Model Piles in Sand", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 101, no. GT10, pp. 1091-1094.

Das B. M., and Seeley, G. P, (1982). "Uplift Capacity of Pipe Piles in Saturated Clay", *Soils and Foundations*, The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 22, no. 1, pp. 91-94.

Davisson, M. T., and Gill, H. L. (1963). "Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 89, no. SM3, pp. 63-94.

Feld, J. (1943). "Friction Pile Foundations", *Discussion, Transactions*, American Society of Civil Engineers, vol. 108.

Gates, M. (1957). "Empirical Formula for Predicting Pile Bearing Capacity", *Civil Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 27, no. 3, pp. 65-66.

Goodman, R. E. (1980). *Introduction to Rock Mechanics*, Wiley, New York.

International Conference of Building Officials (1982). "Uniform Building Code", Whittier, Calif.

Janbu, N. (1953). *An Energy Analysis of Pile Driving with the Use of Dimensionless Parameters*, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Publication no. 3.

Janbu, N. (1976). "Static Bearing Capacity of Friction Piles", *Proceedings*, Sixth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1.2, pp. 479-482.

Kishida, H., and Meyerhof, G. G. (1965). "Bearing Capacity of Pile Groups Under Eccentric Loads in Sand", *Proceedings*, Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, vol. 2, pp. 270-274.

Liu, J. L. Yuan, Z. L., and Zhang, K. P. (1985). "Cap-Pile-Soil Interaction of Bored Pile Groups", *Proceedings*, Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, vol. 3, pp. 1433-1436.

Matlock, H., and Reese, L. C. (1960). "Generalized Solution for Laterally Loaded Piles", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 86, no. SM5, Part I, pp. 63-91.

McClelland, 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, pp. 709-747.

Meyerhof, G. G. (1961). "Compaction of Sands and Bearing Capacity of Piles", *Transactions*, American Society of Civil Engineers, vol. 126. part 1, pp. 1292-1323.

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, pp. 197-228.

Meyerhof, G. G. (1995). "Behavior of Pile Foundations Under Special Loading Conditions: 1994 R. M. Hardy Keynote Address", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 32, no. 2, pp.204-222.

Meyerhof, G. G., and Adams, J. I. (1968). "The Ultimate Uplift Capacity of Foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 5, no. 4, pp. 225-244.

Michigan State Highway Commission (1965). *A Performance Investigation of Pile Driving Hammers and Piles*, Lansing, 338 pp.

Olson, R. E., and Flaate, K. S. (1967). "Pile Driving Formulas for Friction Piles in Sand", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 93, no. SM6, pp. 279-296.

Seiler, J. F., and Keeney, W. D. (1944). "The Efficiency of Piles in Groups", *Wood Preserving News*, vol. 22, no. 11 (November).

Sharma, H. D., and Joshi, R. C. (1988). "Drilled Pile Behavior in Granular Deposit", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 25, no. 2, pp. 222-232.

Terzaghi, K, and Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., Wiley, New York.

Vesic, A. S. (1961). "Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solids", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 87, no. EM2, pp. 35-53.

Vesic, A. S. (1969). "Experiments with Instrumented Pile Groups in Sand", American Society for Testing and Materials; Special Technical Publication, no. 444, pp. 177-222.

Vesic, A. S. (1970). 'Tests on Instrumented Piles - Ogeechee River Site", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 96, no. SM2, pp. 561-584.

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.

Wong, K S., and Teh, C. I. (1995). "Negative Skin Friction on Piles in Layered Soil Deposit", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 121, no. 6, pp. 457-465.

Woo, S. M., and Juang, C. H. (1995). "Analysis of Pile Test Results", in *Developments in Deep Foundations and Ground Improvement Schemes*, Eds. A. S. Balasubramaniam et al., A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 69-88.

Woodward, R. J., Gardner, W. S., and Greer, D. M. (1972). *Drilled Pier Foundations*, McGraw-Hill, New York.

CAPÍTULO DIEZ

CIMENTACIONES CON PILAS PERFORADAS Y CIMENTACIONES CON CAJONES

10.1 INTRODUCCIÓN

Los términos *cajón, pila, pilote perforado* y *pila perforada* se usan a menudo en forma general en la ingeniería de cimentaciones; todos se refieren a *pilotes colados in situ con diámetro de aproximadamente* 2.5 *pies* (≈ 750 mm) o mayor, con o sin refuerzo de acero y con o sin fondo ampliado. A veces el diámetro es tan pequeño como 1 pie (≈ 305 mm).

Para evitar confusiones, usamos el término *pila perforada* para un agujero barrenado o excavado hasta el fondo de la cimentación de una estructura que luego se rellena con concreto. Dependiendo de las condiciones del suelo se usan revestimientos o *entabladuras* (tablones o ademes) para prevenir que el suelo alrededor del agujero se desplome durante la construcción. El diámetro de la pila debe ser suficientemente grande para que una persona pueda entrar a inspeccionar.

El uso de cimentaciones con pilas perforadas tiene varias ventajas:

1. Se usa una sola pila perforada en vez de un grupo de pilotes con capuchón.
2. La construcción de pilas perforadas en depósitos de arena densa y grava es más fácil que hincar pilotes.
3. Las pilas perforadas se construyen antes de terminar las operaciones de nivelación.
4. Cuando los pilotes son hincados a golpe de martillo, la vibración del terreno ocasiona daños a estructuras cercanas, problema que se evita con el uso de pilas perforadas.
5. Los pilotes hincados en suelos arcillosos producen levantamiento del terreno y ocasionan que pilotes ya antes hincados se muevan lateralmente, lo que no ocurre durante la construcción de pilas perforadas.
6. No se tiene ruido de martilleo durante la construcción de pilas perforadas, tal como pasa con el hincado de pilotes.
7. Como la base de una pila perforada se amplia, ésta proporciona una gran resistencia a cargas de levantamiento.
8. La superficie sobre la cual la base de la pila perforada se construye debe inspeccionarse visualmente.

9. La construcción de pilas perforadas utiliza generalmente equipo móvil, que, bajo condiciones apropiadas del suelo, resulta más económico que los métodos usados para la construcción de cimentaciones de pilotes.
10. Las pilas perforadas tienen alta resistencia a cargas laterales.

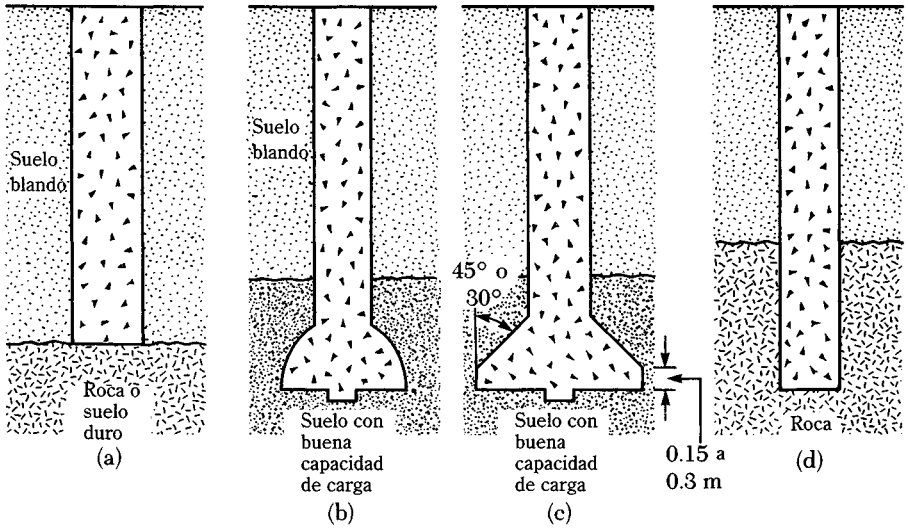
Existen también varias desventajas en el uso de pilas perforadas. La operación de colado puede demorarse por mal tiempo y siempre requiere de una cuidadosa supervisión. Además, como en el caso de cortes apuntalados, las excavaciones profundas para pilas perforadas inducen pérdidas considerables de terreno y ocasionan daños a las estructuras cercanas.

El término *cajón* se refiere a un elemento de la subestructura usado en sitios húmedos de construcción, tales como ríos, lagos y muelles. Para la construcción de cajones, una pila hueca o cajón se hinca en posición hasta que descansa en suelo firme. A la parte inferior de la pila o cajón se le adapta un borde cortante para ayudarlo a penetrar los estratos de suelo blando debajo del nivel freático y llegue a descansar sobre un estrato resistente a cargas. El material dentro del cajón se extrae por las aberturas de la parte superior y luego se vierte el concreto en su interior. Los estribos de puentes, los muros de muelles y las estructuras para protección de costas deben construirse sobre cajones.

PILAS PERFORADAS

10.2 TIPOS DE PILAS PERFORADAS

Las pilas perforadas se clasifican de acuerdo con la manera en que se diseñan para transferir la carga estructural al subsuelo. La figura 10.1a muestra una pila perforada



▼ **FIGURA 10.1** Tipos de pilas perforadas: (a) pila recta; (b) y (c) pila acampanada; (d) pila recta empotrada en roca

recta, extendida a través de la capa superior de suelo pobre y su punta descansa sobre un estrato de suelo o roca con capacidad de carga. El barreno debe revestirse con acero cuando se requiera (como en el caso de los pilotes de concreto colados *in situ* revestidos; figura 9.4). Para tales pilas, la resistencia a la carga aplicada se desarrolla en la punta y también como resultado de la fricción lateral en el perímetro de la pila y la interfaz con el suelo.

Una *pila acampanada* (figura 10.1b y c) consiste en una pila recta con una campana en el fondo que descansa sobre un suelo resistente. La campana se construye con forma de domo (figura 10.1c) o de escarpio. Para campanas de escarpio, las herramientas o cortadores comercialmente disponibles forman ángulos de 30° a 45° con la vertical. Para la mayoría de las pilas perforadas construidas en Estados Unidos, la capacidad total de carga se asigna solamente a la carga en la punta, sin embargo, bajo ciertas circunstancias también se considera la resistencia por fricción. En Europa siempre se consideran ambas contribuciones.

Los pilotes rectos también se extienden hasta un estrato de roca (figura 10.1d). En el cálculo de la capacidad de carga de tales pilas, el esfuerzo cortante y el de carga desarrollados a lo largo del perímetro de la pila y en la interfaz con la roca deben tomarse en consideración

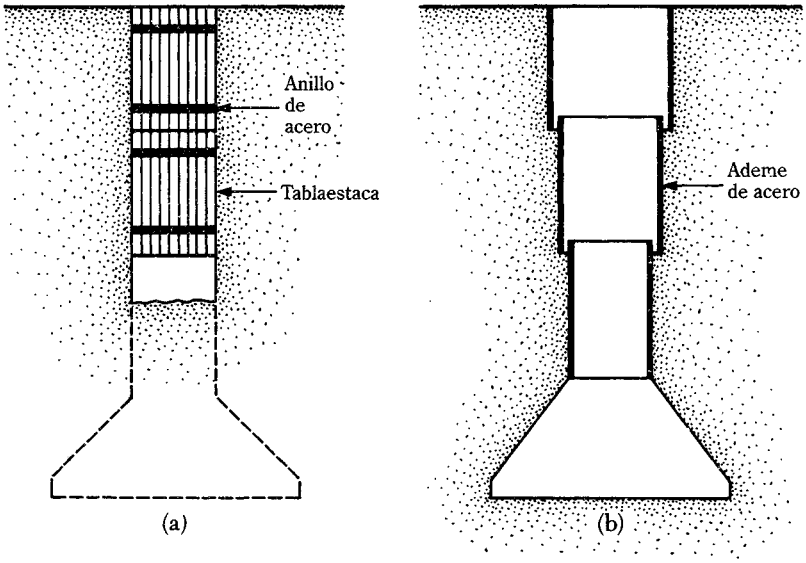
10.3 PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN

Uno de los métodos más viejos de construcción de pilas perforadas es el método *Chicago* (figura 10.2a). Para éste, se excavan manualmente agujeros circulares con diámetros de 3.5 pies (1.1 m) o mayores a profundidades de 2-6 pies (0.6-1.8 m). Los lados del agujero excavado se forran entonces con tablones verticales, mantenidos firmemente en su posición por dos anillos circulares de acero. Después de colocar los anillos, la excavación se continúa por otros 2-6 pies (0.6-1.8 m). Cuando se alcanza la profundidad deseada, se procede a excavar la campana. Cuando se termina la excavación, el agujero se rellena con concreto.

En el método *Gow* de construcción (figura 10.2b), el agujero se excava a mano. Forros metálicos telescópicos se usan para mantener el barreno. Los forros son retirados uno a la vez conforme avanza el colado. El diámetro mínimo de una pila perforada Gow es de aproximadamente 4 pies (1.22 m). Cualquier sección del forro es aproximadamente 2 pulgs (50 mm) menor en diámetro que la sección inmediatamente arriba de ella. Pilas de hasta 100 pies (30 m) se logran con este método.

La mayor parte de las excavaciones se hace ahora mecánicamente y no a mano. Las barrenas helicoidales son herramientas comunes de excavación, que tienen bordes o dientes cortantes. Aquellas con bordes cortantes se usan principalmente para perforar suelos blandos y homogéneos; aquellas con dientes cortantes se usan en suelos o lechos duros. La barrena se conecta a una flecha cuadrada llamada *Kelly* que se hinca en el suelo y se hace girar. Cuando la hélice está llena con suelo, la barrena se levanta por arriba de la superficie del terreno y el suelo se descarga haciendo girar la barrena a alta velocidad. Esas barrenas se consiguen en varios diámetros; a veces son tan grandes como 10 pies (3 m) o mayores.

Cuando la excavación se extiende hasta el nivel del estrato de carga, la barrena se reemplaza, en caso necesario, por herramientas ensanchadoras para formar la campana.

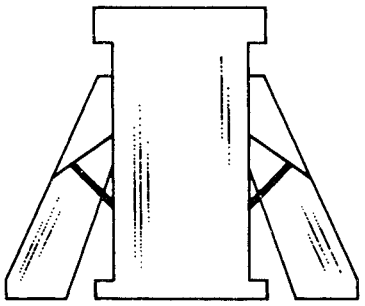


▼ **FIGURA 10.2** (a) Método Chicago para la construcción de pilas perforadas; (b) método de Gow para la construcción de pilas perforadas

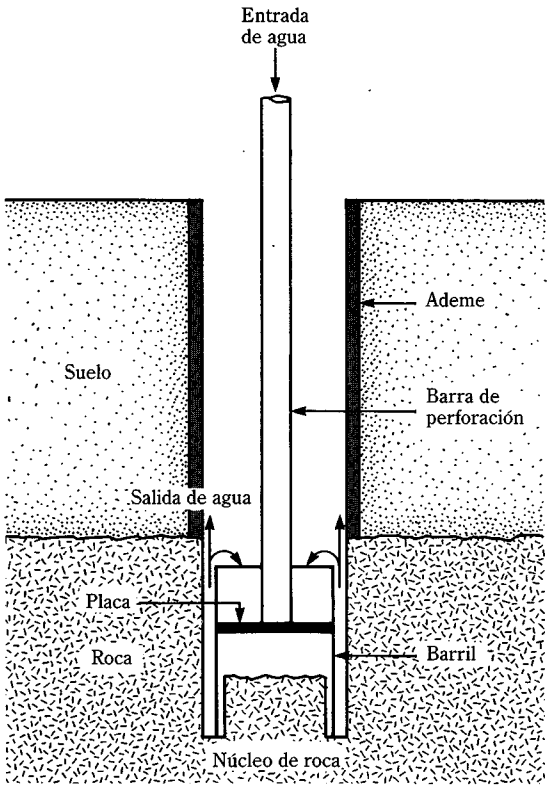
Un trépano ensanchador consiste esencialmente en un cilindro con dos hojas cortadoras articuladas a la parte superior del cilindro (figura 10.3). Cuando el trépano se baja en el agujero, las hojas cortadoras permanecen plegadas dentro del cilindro. Cuando se alcanza el fondo del agujero, las hojas se despliegan hacia afuera y se hace girar el trépano. El suelo suelto cae dentro del cilindro que es elevado y vaciado periódicamente hasta que se termina de formar la campana. La mayoría de los trépanos llegan a cortar campanas con diámetros tan grandes como tres veces el diámetro de la flecha.

Otro dispositivo cortador muy común es el *taladro tipo cucharón*. Se trata esencialmente de un cucharón con una abertura y bordes cortantes en el fondo. El cucharón se une al Kelly y se hace girar. El suelo suelto se recoge en el cucharón que es elevado y vaciado periódicamente. Agujeros de hasta 16 o 18 pies (5-5.5 m) de diámetro se perforan con este tipo de equipo.

Cuando se encuentra roca durante la perforación, se usan barriles de extracción con *dientes de carburo de tungsteno*. Los *barriles de granalla* también se usan para per-



▼ **FIGURA 10.3** Trépano ensanchador



▼ **FIGURA 10.4** Diagrama esquemático de un barril de granalla

forar en roca muy dura. El principio de extracción de roca por medio de un barril de granalla se muestra en la figura 10.4. El vástago de perforación se conecta a la placa del barril de granalla, el cual tiene algunas ranuras a través de las cuales se suministran granallas de acero al fondo del agujero perforado. Las granallas cortan la roca cuando el barril es girado. A través del vástago se suministra agua al agujero perforado. Las partículas finas de roca y acero (producidas por el molido de las granallas) son lavadas hacia arriba y se asientan en la parte superior del barril.

La *máquina Benoto* es otro tipo de equipo perforador generalmente usado cuando las condiciones de perforado son difíciles y se encuentran muchos boleos en el suelo. Consiste esencialmente en un tubo de acero que oscila y se empuja en el suelo. Una herramienta llamada *cuchara perforadora*, provista con hojas y quijadas cortadoras, se usa para romper el suelo y la roca dentro del tubo y luego retirarlos.

Uso de ademes y lodos de perforación

Cuando se excava en arcillas blandas, el suelo tiende a desbordarse y tapar el agujero. En tales casos se usan ademes para mantener abierto el agujero; esos ademes deben ser hincados antes de comenzar la excavación. Los agujeros hechos en suelos gravo-

sos y arenosos también tienden a desplomarse. La excavación de agujeros para pilotes perforados en esos suelos debe continuarse usando ademes conforme avanza la perforación o bien usando *lodo de perforación*, que como se indicó en el capítulo 2, también se usa durante la exploración de campo.

Inspección del fondo del agujero

En algunas ocasiones, el fondo del agujero debe inspeccionarse para tener la seguridad de que el estrato de apoyo es como se anticipó y que la campana está apropiadamente construida. Por esas razones, un inspector debe descender al fondo del agujero. Varias medidas de seguridad deben observarse durante este procedimiento:

1. Si no se tiene aún un ademe en el agujero, el inspector debe ser bajado por grúa para impedir que el agujero y la campana se desplomen.
2. Debe revisarse que el agujero no contenga gases explosivos o venenosos, lo que se hace usando una lámpara de seguridad de minero.
3. El inspector debe vestir un arnés de seguridad.
4. El inspector debe portar también una lámpara de seguridad y un tanque de aire.

10.4 OTRAS CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Para el diseño de pilas perforadas ordinarias sin ademado, es deseable siempre una cantidad mínima de refuerzo vertical de acero. El refuerzo mínimo es 1% del área total de la sección transversal de la pila. En California, se usa una jaula de refuerzo con longitud de aproximadamente 12 pies (3.65 m) en la parte superior del pilote y no se proporciona ningún refuerzo en el fondo. Este procedimiento ayuda en el proceso de construcción porque la jaula se coloca después de que se completó la mayor parte del colado del concreto.

Para pilas perforadas con refuerzo nominal, la mayoría de los reglamentos de construcción sugieren usar una resistencia de diseño para el concreto f_c del orden de $f'_c/4$. Para el diámetro mínimo de la pila se tiene entonces

$$f_c = 0.25 f'_c = \frac{Q_w}{A_{gs}} = \frac{Q_w}{\frac{\pi}{4} D_s^2}$$

o

$$D_s = \sqrt{\frac{Q_w}{\left(\frac{\pi}{4}\right)(0.25) f'_c}} = 2.257 \sqrt{\frac{Q_w}{f'_c}} \tag{10.1}$$

donde D_s = diámetro de la pila
f'_c = resistencia a los 28 días del concreto
Q_w = carga de trabajo de la pila perforada
A_{gs} = área total de la sección transversal de la pila

Dependiendo de las condiciones de carga, el porcentaje de refuerzo es a veces muy alto. En ese caso, se considera el uso de *una sola sección laminada de acero* en el centro de la pila (figura 10.5b). En ese caso,

$$Q_w = (A_{gs} - A_s)f_c + A_s f_s \tag{10.2}$$

donde A_s = área de la sección de acero
f_s = resistencia permisible del acero $\approx 0.5\sigma_{\text{cedencia}}$

Cuando se usa un ademado permanente de acero para la construcción en vez de una sección laminada central de acero (figura 10.5a), se usa la ecuación (10.2). Sin embargo, f_s para el acero debe ser del orden de $0.4f_s$.

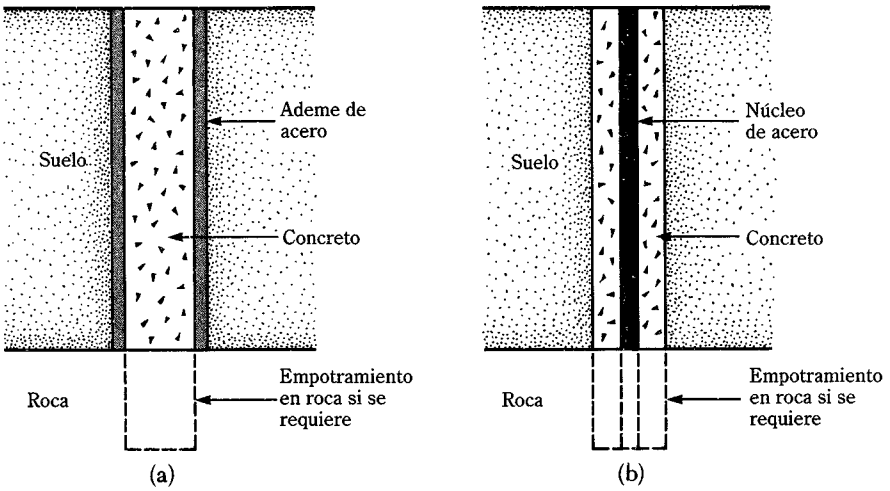
Si las pilas perforadas van a ser sometidas a cargas de tensión, el refuerzo debe estar presente sobre toda la longitud de la pila.

Diseño de la mezcla de concreto

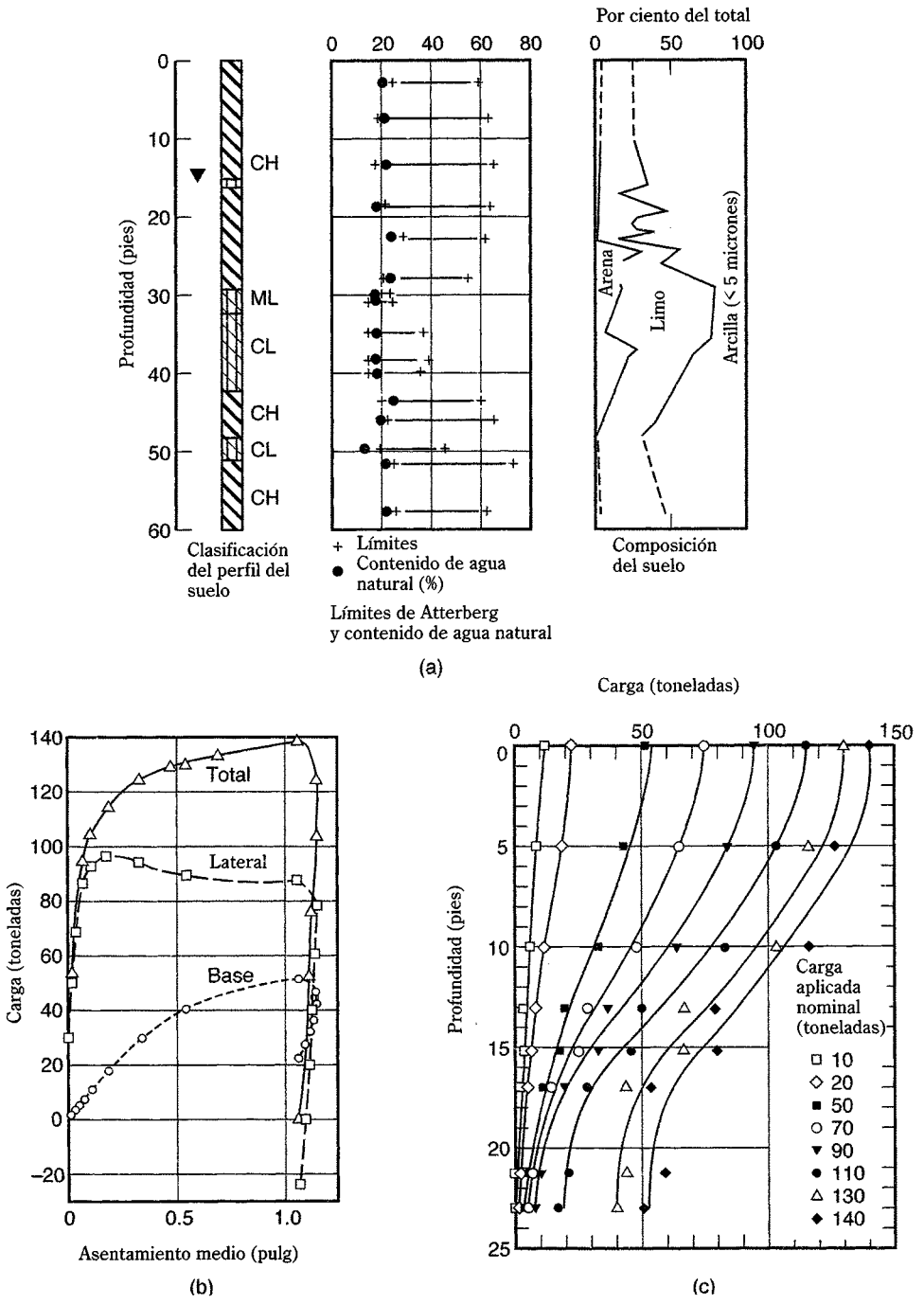
El diseño de mezclas de concreto para pilas perforadas no es muy diferente al usado para otras estructuras de concreto. Cuando se usa una parrilla de refuerzo, debe tomarse en cuenta que el concreto fluya a través del refuerzo. En la mayoría de los casos, un revenimiento del concreto de aproximadamente 6 pulgs (150 mm) se considera satisfactorio. El tamaño máximo de los agregados debe limitarse a aproximadamente 0.75 pulg (20 mm).

10.5 MECANISMO DE TRANSFERENCIA DE CARGA

El mecanismo de transferencia de carga de las pilas perforadas al suelo es similar al que ocurre en los pilotes hincados, como se describió en la sección 9.5. La figura 10.6 muestra los resultados de pruebas de carga en una pila perforada en arcilla en Houston, Texas (Reese, Touma y O'Neill, 1976). Esta pila perforada tenía un diámetro de 2.5



▼ **FIGURA 10.5** Pilas perforadas con (a) ademe de acero y (b) núcleo central de acero



▼ **FIGURA 10.6** Resultados de pruebas de carga en una pila perforada en Houston, Texas: (a) perfil del suelo, (b) curvas carga-desplazamiento, (c) curvas de distribución de la carga en varias etapas de la carga (según Reese, Touma y O'Neill, 1976)

pies (0.76 m) y una profundidad de penetración de 23.1 pies (7.04 m). El perfil del suelo en el sitio se muestra en la figura 10.6a. La figura 10.6b muestra las curvas carga-asentamiento. Debe verse que la carga total tomada por el pilote perforado fue de 140 toneladas (1246 kN). La carga tomada por resistencia lateral fue de aproximadamente 90 toneladas (801 kN) y el resto fue tomado por la resistencia en la punta. Es interesante notar también que, con un movimiento hacia abajo de aproximadamente 0.25 pulg (6.35 mm), movilizó la resistencia lateral total. Sin embargo, se requirió aproximadamente 1 pulg (25.4 mm) de movimiento hacia abajo para movilizar la resistencia total de la punta. Esto es similar a lo observado en el caso de los pilotes hincados. La figura 10.6c muestra las curvas de distribución de carga en diferentes etapas del proceso de carga, y son similares a las mostradas en la figura 9.10.

10.6 ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA. GENERALIDADES

La capacidad última de carga de una pila perforada (figura 10.7) es

$$Q_u = Q_p + Q_s \tag{10.3}$$

donde Q_u = carga última
Q_p = capacidad última de carga en la base
Q_s = resistencia por fricción (superficial)

La ecuación para la carga última en la base es similar a la de cimentaciones superficiales:

$$Q_p = A_p\,(cN_c^* + q'N_q^* + 0.3\gamma D_b N_\gamma^*) \tag{10.4}$$

donde N_c^*, N_q^*, N_γ^* = factores de capacidad de carga
q' = esfuerzo vertical efectivo al nivel del fondo de la pila
D_b = diámetro de la base (véase figura 10.7a y b)
A_p = área de la base = $\pi/4D_b^2$

En la mayoría de los casos, el último término (que contiene a N_γ^*) es despreciado excepto para pilas perforadas relativamente cortas, por lo que

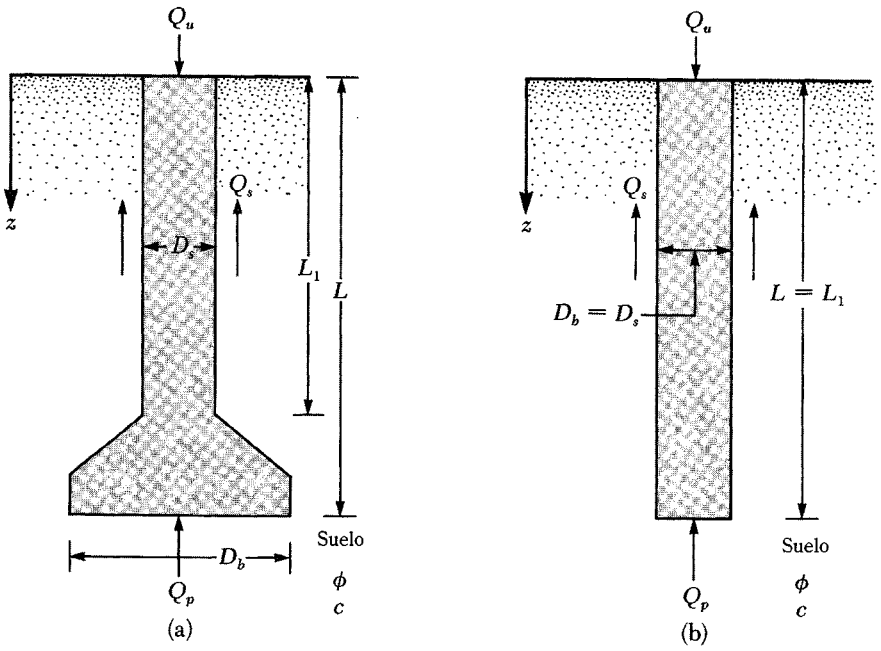
$$Q_p = A_p\,(cN_c^* + q'N_q^*) \tag{10.5}$$

La capacidad neta de carga en la base (es decir, la carga total menos el peso de la pila) es aproximada a

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p\,(cN_c^* + q'N_q^* - q') = A_p\,[cN_c^* + q'(N_q^* - 1)] \tag{10.6}$$

La expresión para la resistencia por fricción o superficial Q_s, es similar a la de los pilotes hincados:

$$Q_s = \int_0^{L_1} pf\,dz \tag{10.7}$$



▼ **FIGURA 10.7** Capacidad última de carga de pilas perforadas: (a) con campana; (b) pila recta

donde p = perímetro del fuste = πD_s
f = resistencia unitaria por fricción (o superficial)

Las siguientes dos secciones describen los procedimientos para obtener las capacidades última y admisible de pilas perforadas en arena y arcilla.

10.7 PILAS PERFORADAS EN ARENA. CAPACIDAD DE CARGA

Para pilas perforadas en arena, $c = 0$ y por consiguiente la Ec. (10.6) se simplifica a

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p q'(N_q^* - 1) \tag{10.8}$$

La determinación de N_q^* es siempre un problema en cimentaciones profundas, como en el caso de los pilotes. Es conveniente diferenciar entre pilas *perforadas* y pilotes *hincados*. Para condiciones iniciales similares del suelo, el valor real de N_q^* debe ser considerablemente menor para pilas perforadas y colocadas *in situ* que para pilotes hincados. Vesic (1967) comparó los resultados teóricos obtenidos por varios investigadores relativos a la variación de N_q^* con el ángulo de fricción del suelo. Entre esos investigadores se cuentan DeBeer, Meyerhof, Hansen, Vesic y Terzaghi. Los valores de N_q^* dados por Vesic (1963) son aproximadamente el límite inferior y por tanto son los

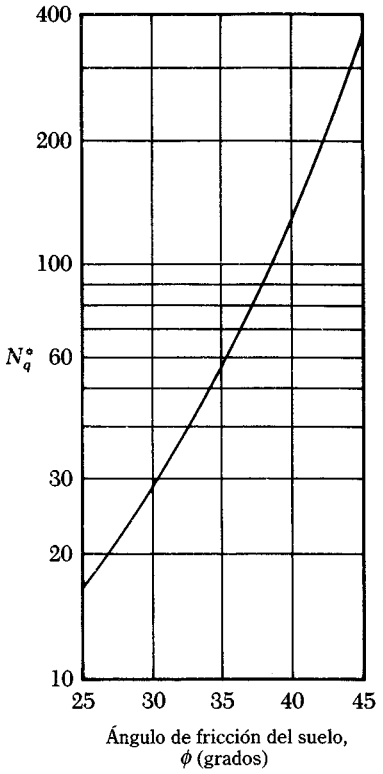
usados en este texto (ver la figura 10.8). También usamos la ecuación (9.20) para calcular la carga última de punta Q_p. Entonces,

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p(\sigma_o' N_\sigma^* - q')$$

donde $\sigma_o' = [(1 + 2\,K_o)/3]q'$

o

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p\left[\frac{(1 + 2\,K_o)}{3} N_\sigma^* - 1\right]q' \tag{10.9}$$



▼ **FIGURA 10.8** Factor N_q^* de capacidad de carga de Vesic, para cimentaciones profundas

La tabla D.6 (apéndice D) da los valores de N_σ^* para varias magnitudes de I_{rr} y ángulos de fricción del suelo. Para facilidad de cálculo, esos valores N_σ^* están graficados en la figura 10.9.

La resistencia por fricción bajo carga última, Q_s, desarrollada en una pila perforada se calcula con la relación dada en la ecuación (10.7), en la que

p = perímetro de la pila = πD_s

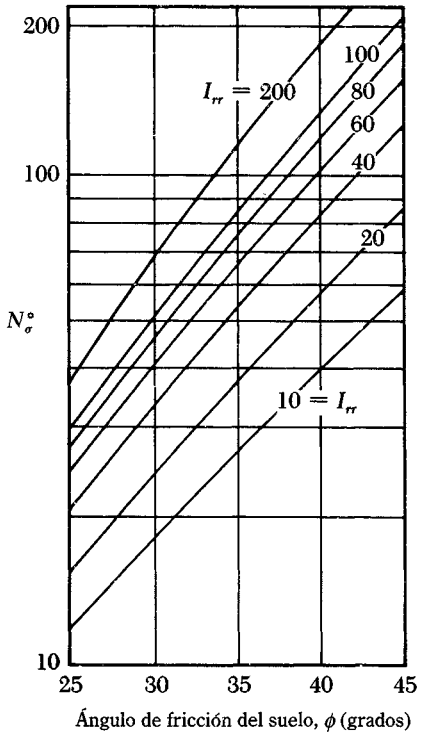
f = resistencia unitaria por fricción (o superficial) = $K\sigma_v' \tan \delta$ (10.10)

donde K = coeficiente de presión de tierra $\approx K_0 = 1 - \text{sen}\,\phi$

σ_v' = esfuerzo vertical efectivo a cualquier profundidad z

Entonces

$$Q_s = \int_0^{L_1} pf\,dz = \pi D_s(1 - \text{sen}\phi)\int_0^{L_1} \sigma_v' \tan \delta\,dz \tag{10.11}$$



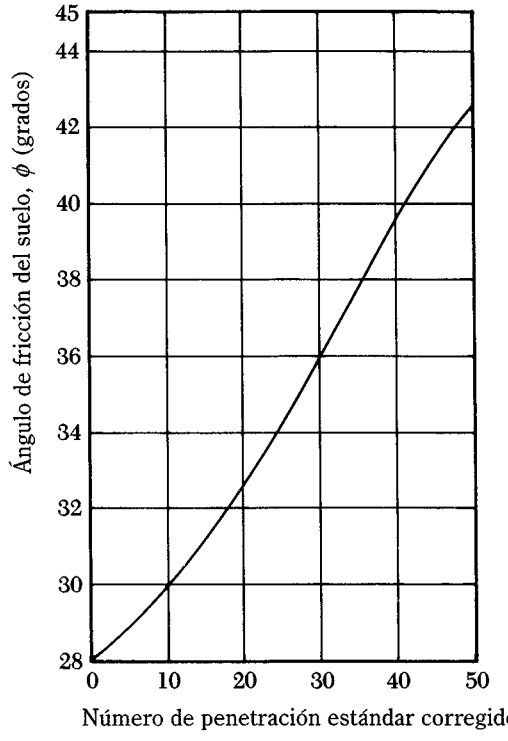
▼ **FIGURA 10.9** Gráfica del factor N_σ^* de capacidad de carga de Vesic (ver la tabla D.6; apéndice D)

El valor de σ'_v crecerá hasta una profundidad de aproximadamente $15D_s$ y permanecerá luego constante, como muestra la figura 9.18.

Un factor apropiado de seguridad debe aplicarse a la carga última para obtener la carga admisible neta, o

$$Q_{\text{adm(neta)}} = \frac{Q_{p\text{(neta)}} + Q_s}{FS} \tag{10.12}$$

Una estimación confiable del ángulo, ϕ, de fricción del suelo se hace para obtener la resistencia neta, $Q_{p\text{(neta)}}$ de la base. La figura 10.10 muestra una correlación conservadora entre el ángulo de fricción del suelo y los números de resistencia a la penetración estándar corregidos correspondientes en suelos granulares. Sin embargo, esos ángulos de fricción son válidos sólo para presiones de bajo confinamiento. Con altas presiones de confinamiento, que ocurren en el caso de cimentaciones profundas, ϕ decrece considerablemente para arenas medias a densas. Este decremento afecta el valor de N_q^* o N_σ^* (y I_{rr}) por usarse en la estimación de $Q_{p\text{(neta)}}$. Por ejemplo, Vesic (1977) mostró que, para arena del río Chattahoochee con una densidad relativa de aproximadamente 80%, el ángulo triaxial de fricción es aproximadamente de 45° para una presión de confinamiento de 10 lb/pulg^2 (70 kN/m^2). Sin embargo, para una presión de confinamiento de 1500 lb/pulg^2 (10.35 MN/m^2), el ángulo de fricción es de aproximadamente 32.5°, que resultará ultimadamente en un decremento de diez veces para el valor de N_q^* o N_σ^*.



▼ **FIGURA 10.10** Correlación del número de penetración estándar corregido con el ángulo de fricción del suelo

Entonces, para condiciones generales de trabajo en pilas perforadas, el ángulo de fricción estimado con la figura 10.10 debe reducirse aproximadamente entre 10% y 15%. En general, los valores experimentales que se tienen muestran el siguiente rango de N_q^* para pilas perforadas estándar (o pilotes colados *in situ*).

Tipo de arena	Compacidad relativa de la arena	Rango de N_q^*
Suelta	40 o menos	10–20
Media	40–60	25–40
Densa	60–80	30–50
Muy densa	>80	75–90

Capacidad de carga basada en el asentamiento

Con base en el desempeño de pilotes hincados en arena con diámetro promedio de 2.5 pies (750 mm), Touma y Reese (1974) sugirieron el siguiente procedimiento para calcular la capacidad admisible de carga, también aplicable a pilotes perforados en arena.

Para $L > 10D_b$ y un *movimiento en la base* de 1 pulg (25.4 mm), la carga neta admisible de punta es,

$$Q_{p\text{-adm(neta)}} = \frac{0.508A_p}{D_b} q_p \tag{10.13}$$

donde $Q_{p\text{-adm(neta)}}$ está en kN, A_p está en m^2, D_b está en m y q_p es la resistencia unitaria de punta en kN/m^2.

En unidades inglesas,

$$Q_{p\text{-adm(neta)}} = \frac{A_p}{0.6D_b} q_p \tag{10.14}$$

donde $Q_{p\text{-adm(neta)}}$ está en lb, A_p está en pie^2, D_b está en pie y q_p en lb/pie^2.

Los valores de q_p recomendados por Touma y Reese son

Tipo de arena	q_p (kN/m^2)	q_p (lb/pie^2)
Suelta	0	0
Media	1530	32,000
Muy densa	3830	80,000

Para arenas de compacidades intermedias se usa interpolación lineal. La resistencia por fricción en el fuste se calcula con la expresión

$$Q_s = \int_0^{L_1} (0.7)p\sigma_v' \tan\phi \, dz = 0.7(\pi D_s)\int_0^{L_1} \sigma_v' \tan\phi \, dz$$
$$= 2.2D_s \int_0^{L_1} \sigma_v' \tan\phi \, dz \qquad (10.15)$$

donde ϕ = ángulo de fricción del suelo
σ_v' = esfuerzo vertical efectivo a una profundidad z

Para la definición de L_1, ver la figura 10.7. Entonces

$$Q_{\text{adm(neta)}} = Q_{p\text{-adm(neta)}} + \frac{Q_s}{FS} \text{ (para un movimiento de la base de 1 pulg)} \qquad (10.16)$$

donde FS = factor de seguridad (≈ 2)

Con base en los resultados de 41 pruebas de carga, Reese y O'Neill (1989) también propusieron un método para calcular la capacidad de carga de pilas perforadas basado en el asentamiento. El método es aplicable a los siguientes rangos:

1. Diámetro de la pila: D_s = 1.7 pies a 3.93 pies (0.52 m a 1.2 m)
2. Profundidad de la campana: L = 15.4 pies a 100 pies (4.7 m a 30.5 m)
3. Resistencia por penetración estándar de campo: N_F = 5 a 60
4. Revenimiento del concreto = 4 pulgs a 9 pulgs (100 mm a 225 mm)

El procedimiento de Reese y O'Neill, con referencia a la figura 10.11, da

$$Q_{u(\text{neta})} = \sum_{i=1}^{N} f_i p \, \Delta L_i + q_p A_p \qquad (10.17)$$

donde f_i = resistencia cortante unitaria última en el estrato i
p = perímetro del pilote = πD_s
q_p = resistencia unitaria de punta
A_p = área de la base = $(\pi/4)D_b^2$

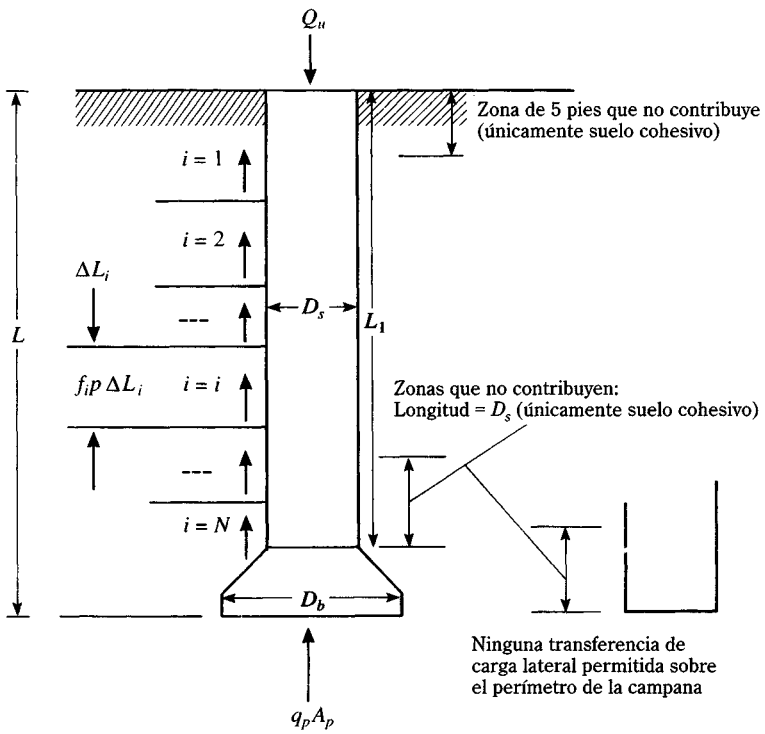
A continuación se dan las relaciones para determinar $Q_{u(\text{neta})}$ en suelos granulares. Con base en la Ec. (10.17)

$$f_i = \beta\sigma_{vzi}' \leq 4 \text{ klb/pie}^2 \qquad (10.18)$$

donde σ_{vzi}' = esfuerzo vertical efectivo a la mitad del estrato i

$$\beta = 1.5 - 0.135z_i^{0.5} \qquad (0.25 \leq \beta \leq 1.2) \qquad (10.19)$$

z_i = profundidad a la mitad del estrato i (pies)



▼ **FIGURA 10.11** Obtención de la ecuación (10.17)

La capacidad por carga de punta es

$$q_p \text{ (klb/pie}^2) = 1.2N_F \leq 90 \text{ klb/pie}^2 \quad (\text{para } D_b < 50 \text{ pulgs}) \tag{10.20}$$

donde N_F = número de penetración estándar medio *no corregido* dentro de una distancia de $2D_b$ abajo de la base de la pila perforada

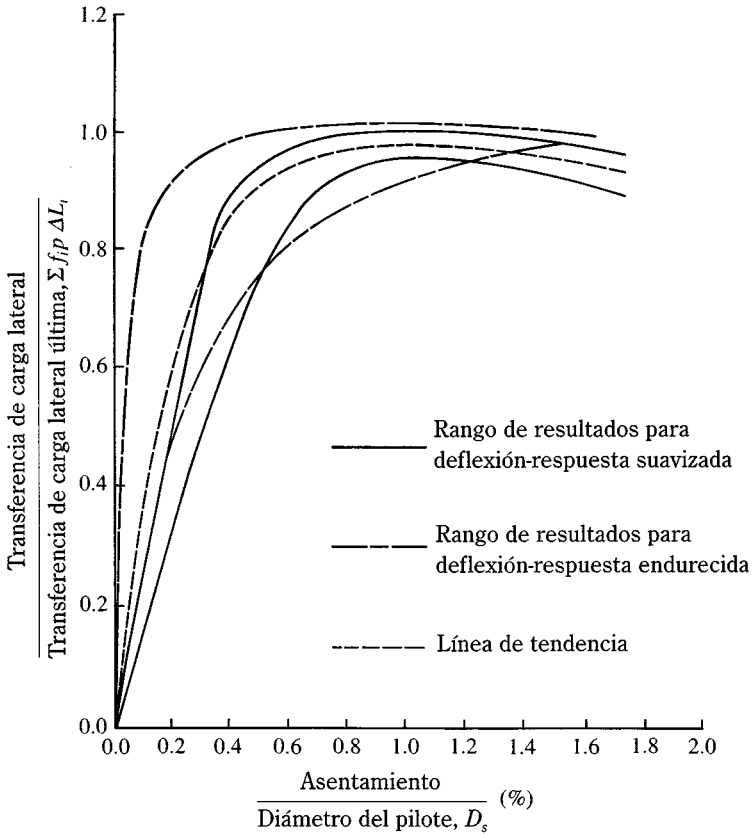
Si D_b es igual o mayor que 50 pulgs puede ocurrir un asentamiento excesivo. En ese caso, q_p debe ser reemplazado por q_{pr}, o

$$q_{pr} = \frac{50}{D_b(\text{pulg})}\, q_p \qquad (\text{para } D_b \geq 50 \text{ pulgs}) \tag{10.21}$$

Las figuras 10.12 y 10.13 ahora se usan para calcular la carga admisible $Q_{\text{adm(neta)}}$ con base en el nivel deseado de asentamiento. El ejemplo 10.2 muestra el método para calcular la carga neta admisible.

▼ EJEMPLO 10.1

En la figura 10.14 se muestra el perfil de un suelo. Una pila de punta perforada con campana va a colocarse en un estrato de arena densa y grava. La carga de trabajo, Q_w, es de 2000 kN.



▼ **FIGURA 10.12** Transferencia de carga lateral normalizada *versus* asentamiento para suelo sin cohesión (según Reese y O'Neill, 1989)

a. Determine el diámetro de la pila para $f'_c = 21{,}000$ kN/m²
b. Use la ecuación (10.8) y un factor de seguridad de 4 para determinar el diámetro D_b de la campana. Desprecie la resistencia por fricción de la pila.
c. Use la ecuación (10.13) y obtenga D_b para un asentamiento de 25.4 mm. Desprecie la resistencia por fricción de la pila. Use $q_p = 3000$ kN/m².

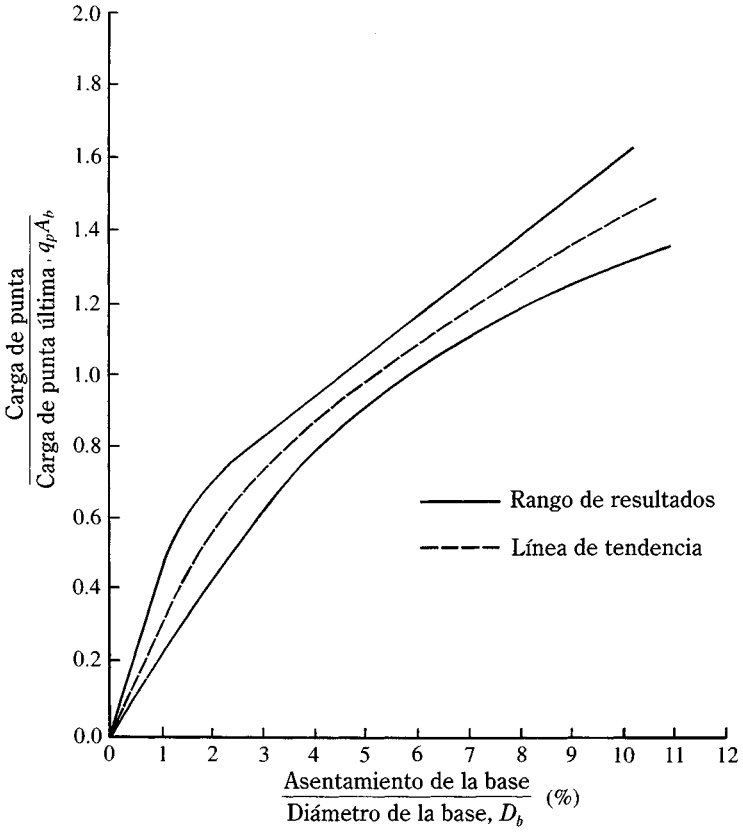
Solución:

Parte a: Determinación del diámetro D_s del fuste

De la Ec. (10.1),

$$D_s = 2.257\sqrt{\frac{Q_w}{f'_c}}$$

Para $Q_w = 2000$ kN y $f'_c = 21{,}000$ kN/m²,



▼ **FIGURA 10.13** Transferencia de carga normalizada en la base *versus* asentamiento para suelo sin cohesión (según Reese y O'Neill, 1989)

$$D_s = 2.257\sqrt{\frac{2000}{21{,}000}} = 0.697 \text{ m}$$

Use $D_s = \mathbf{1\ m}$

Parte b: Determinación del diámetro de la campana usando la Ec. (10.8)

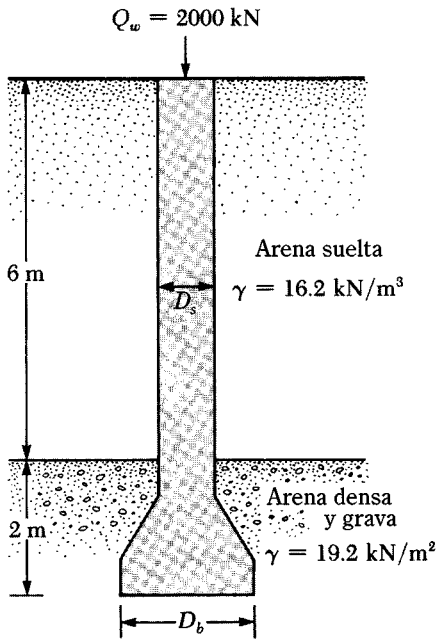
$$Q_{p(\text{neta})} = A_p q'(N_q^* - 1)$$

Para $N_{cor} = 40$, la figura 10.10 indica que $\phi \approx 39.5°$. Conservadoramente, use una reducción de aproximadamente 10% o $\phi = 35.6$. De la figura 10.8, $N_q^* \approx 60$, por lo que

$$q' = 6(16.2) + 2(19.2) = 135.6 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{p(\text{neta})} = (Q_w)(FS) = (2000)(4) = 8000 \text{ kN}$$

$$8000 = (A_p)(135.6)(60 - 1)$$



Número de penetración estándar corregido promedio = 40 = N_{cor}

▼ **FIGURA 10.14**

$$A_p = 1.0 \text{ m}^2$$

$$D_b = \sqrt{\frac{1.0}{\frac{\pi}{4}}} = \mathbf{1.13\ m}$$

Parte c: Determinación del diámetro de la campana usando la ecuación (10.13)

$$Q_{p\text{-adm(neta)}} = \frac{0.508A_p}{D_b} q_p$$

Como el límite del asentamiento es 25.4 mm,

$$Q_w = Q_{p\text{-adm(neta)}}$$

Entonces

$$Q_{p\text{-adm(neta)}} = Q_w = 2000 = \frac{0.508A_p}{D_b} q_p = \frac{(0.508)(\pi/4)(D_b^2)q_p}{D_b}$$

$$= 0.399 D_b q_p$$

o

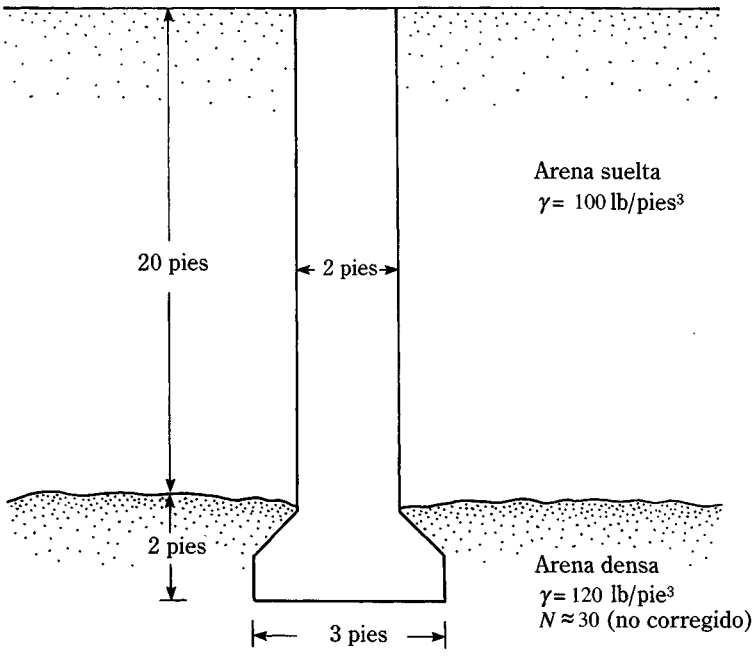
$$D_b = \frac{2000}{(0.399)(3000)} = \mathbf{1.67\ m}$$

Nota: El valor de D_b determinado en la parte b corresponde a una capacidad admisible de carga basada en la capacidad última de carga. El asentamiento no fue tomado en consideración en absoluto y la capacidad última de carga de pilas perforadas ocurre bajo un asentamiento que exceda del 10 al 15% del diámetro de la campana. El diámetro de la campana en la parte c corresponde a un asentamiento de 25.4 mm. ▲

▼ EJEMPLO 10.2

En la figura 10.15 se muestra una pila perforada. El número de penetración estándar promedio no corregido, dentro de una distancia de $2D_b$ debajo de la base de la pila es aproximadamente de 30. Determine:

a. La capacidad última de carga
b. La capacidad de carga para un asentamiento de 0.5 pulg. Use el método de Reese y O'Neill.



▼ FIGURA 10.15

Solución:

Parte a

De las Ecs. (10.18) y (10.19),

$$f_i = \beta \sigma'_{vzi}$$

$$\beta = 1.5 - 0.135 z_i^{0.5}$$

Para este problema, $z_i = 20/2 = 10$ pies, por lo que

$$\beta = 1.5 - (0.135)\,(10)^{0.5} = 1.07$$

$$\sigma'_{vzi} = \gamma z_i = (100)(10) = 1000 \text{ lb/pie}^2$$

Entonces

$$f_i = (1000)(1.07) = 1070 \text{ lb/pie}^2$$

$$\Sigma f_i p \Delta L_i = (1070)(\pi \times 2)(20) = 134{,}460 \text{ lb} = 134.46 \text{ klb}$$

De la Ec. (10.20),

$$q_p = 1.2 N_F = (1.2)(30) = 36 \text{ klb/pie}^2$$

$$q_p A_p = (36)\left[\frac{\pi}{4}(3)^2\right] = 254.47 \text{ klb}$$

Por consiguiente,

$$Q_{u(\text{neta})} = q_p A_p + \Sigma f_i p \Delta L_i = 254.47 + 134.46 = \mathbf{388.9\ klb}$$

Parte b

$$\frac{\text{Asentamiento admisible}}{D_s} = \frac{0.5}{(2)(12)} = 0.021 = 2.1\%$$

La línea de tendencia mostrada en la figura 10.12 indica que, para un asentamiento normalizado de 2.1%, la carga lateral normalizada es aproximadamente de 0.9. La transferencia de carga lateral es entonces (0.9)(134.46) ≈ 121 klb. Similarmente,

$$\frac{\text{Asentamiento admisible}}{D_b} = \frac{0.5}{(3)(12)} = 0.014 = 1.4\%$$

La línea de tendencia mostrada en la figura 10.13 indica que, para un asentamiento normalizado de 1.4%, la carga normalizada en la base es de 0.312. La carga en la base es entonces (0.312)(254.47) = 79.4 klb. Por tanto, la carga total es

$$Q = 121 + 79.4 \approx \mathbf{200\ klb}$$ ▲

10.8 PILAS PERFORADAS EN ARCILLA. CAPACIDAD DE CARGA

De la ecuación (10.6), para arcillas saturadas con $\phi = 0, N_q^* = 1$; por lo tanto, la resistencia neta en la base es

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p c_u N_c^* \tag{10.22}$$

donde c_u = cohesión no drenada

El factor N_c^* de capacidad de carga se toma usualmente igual a 9. La figura 9.58 indica que, cuando la relación L/D_b es de 4 o mayor, $N_c^* = 9$, que es la condición para la mayoría de las pilas perforadas. Experimentos por Whitaker y Cooke (1966) mostraron que, para pilas con campana, el valor total de $N_c^* = 9$ se logra con un movimiento de la base de aproximadamente del 10 al 15% de D_b. Similarmente, para pilas rectas ($D_b = D_s$), el valor total de $N_c^* = 9$ se obtiene con un movimiento de la base de aproximadamente del 20% de D_b.

La expresión para la resistencia superficial de pilas perforadas en arcilla es similar a la dada por la Ec. (9.48), o

$$Q_s = \sum_{L=0}^{L=L_1} \alpha^* c_u p \, \Delta L \tag{10.23}$$

donde p = perímetro de la sección transversal del fuste.

El valor de α^* que puede usarse en la ecuación (10.23) no ha sido aún claramente establecido. Sin embargo, los resultados de pruebas de campo disponibles actualmente indican que α^* varía entre 1.0 y 0.3. La figura 10.16 muestra la variación de α^* con la profundidad (α_z^*) en varias etapas de la carga para el caso de las pilas perforadas mostradas en la figura 10.6. Los valores de α_z^* fueron derivados de la figura 10.6c. Bajo carga última, el valor pico de α_z^* es aproximadamente de 0.7 con un promedio de $\alpha^* \approx 0.5$.

Kulhawy y Jackson (1989) reportaron los resultados de pruebas de campo en 106 pilas perforadas rectas, 65 con levantamiento y 41 en compresión. Las magnitudes de α^* obtenidas de esas pruebas se muestran en la figura 10.17. La mejor correlación obtenida de esos resultados es

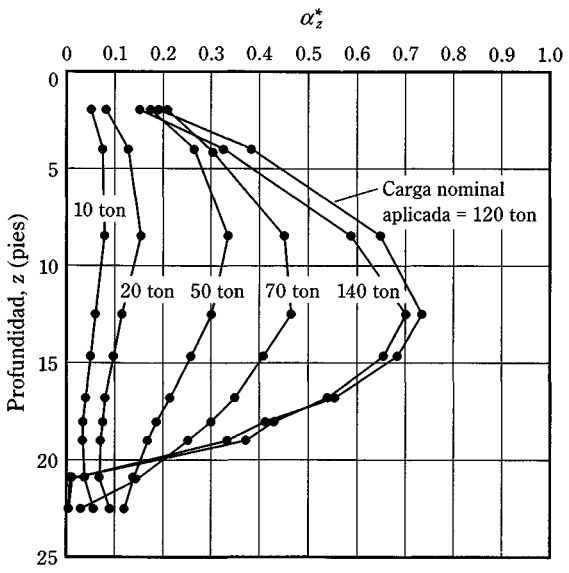
$$\alpha^* = 0.21 + 0.25 \left(\frac{p_a}{c_u}\right) \leq 1 \tag{10.24}$$

donde p_a = presión atmosférica = 1.058 ton/pie^2 (101.3 kN/m^2)

Podemos entonces suponer conservadoramente que

$$\alpha^* = 0.4 \tag{10.25}$$

Reese y O'Neill (1989) sugirieron el siguiente procedimiento para estimar las capacidades última y admisible (basada en el asentamiento) para pilas perforadas en



▼ **FIGURA 10.16** Variación de α_z^* con la profundidad para la prueba de carga de la pila perforada mostrada en la figura 10.6 (según Reese, Touma y O'Neill, 1976)

arcilla. De acuerdo con este procedimiento, podemos usar la ecuación (10.17) para la carga neta última, o

$$Q_{u(\text{neta})} = \sum_{i=1}^{n} f_i p \Delta L_i + q_p A_p$$

La resistencia unitaria por fricción superficial debe darse como

$$f_i = \alpha_i^* c_{u(i)} \tag{10.26}$$

Se recomiendan los siguientes valores para α_i^*:

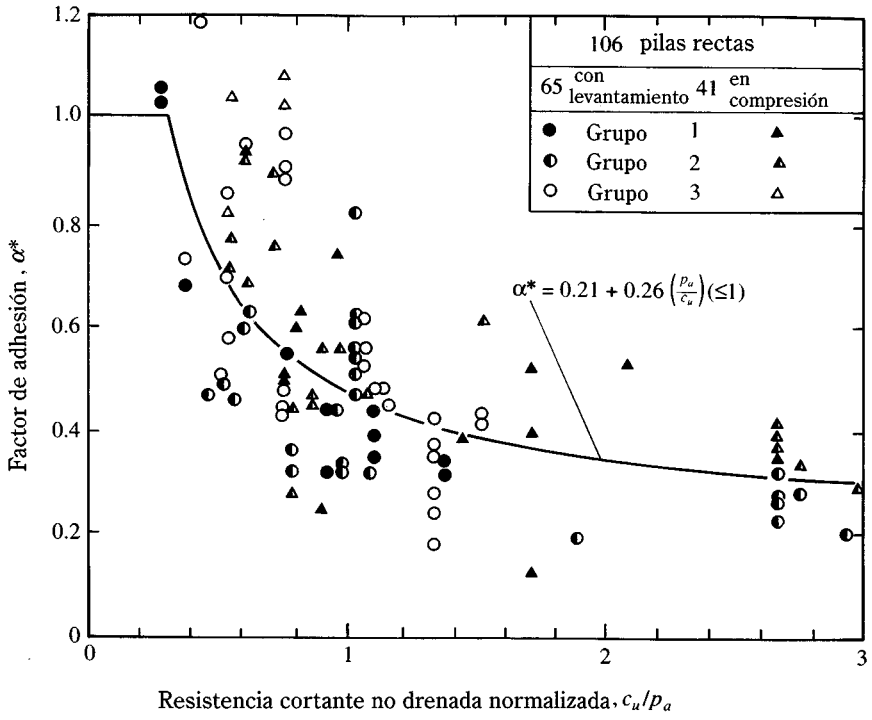
$\alpha_i^* = 0$ para los 5 pies (1.5 m) superiores y fondo de 1 diámetro, D_s, de la pila perforada. (*Nota*: Si $D_b > D_s$, entonces $\alpha^* = 0$ para 1 diámetro arriba de la parte superior de la campana y para el área periférica de la campana misma.)

$\alpha_i^* = 0.55$ en las demás partes

y

$$q_p = 6c_{ub}\left(1 + 0.2\ \frac{L}{D_b}\right) \leq 9c_{ub} \leq 80 \text{ klb/pie}^2\ (3.83 \text{ MN/m}^2) \tag{10.27}$$

donde c_{ub} = cohesión no drenada promedio dentro de $2D_b$ debajo de la base



▼ **FIGURA 10.17** Variación de α^* con c_u/p_a (según Kulhawy y Jackson, 1989)

Si D_b es grande, ocurrirá un asentamiento excesivo bajo la carga última por área unitaria q_p, según se dé por la ecuación (10.27). Entonces, para $D_b > 75$ pulgs (1.91 m), q_p debe reemplazarse por q_{pr}, o

$$q_{pr} = F_r q_p \tag{10.28}$$

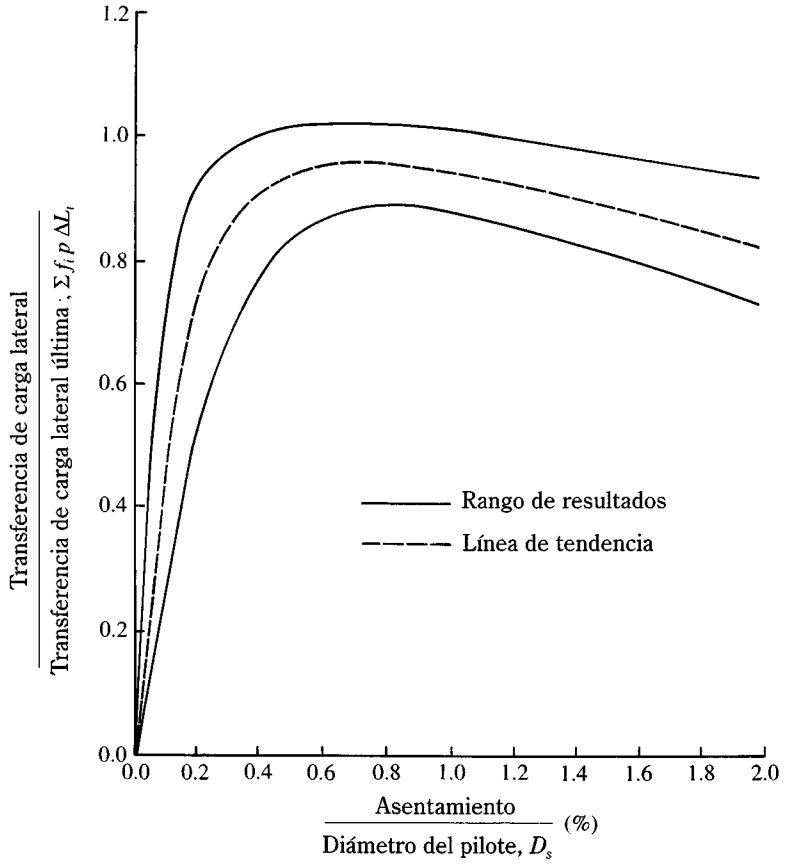
donde

$$F_r = \frac{2.5}{\psi_1 D_b \text{ (pulg)} + \psi_2} \leq 1 \tag{10.29}$$

$$\psi_1 = 0.0071 + 0.0021\left(\frac{L}{D_b}\right) \leq 0.015 \tag{10.30}$$

$$\psi_2 = 0.45\,(c_{ub})^{0.5} \qquad (0.5 \leq \psi_2 \leq 1.5) \tag{10.31}$$

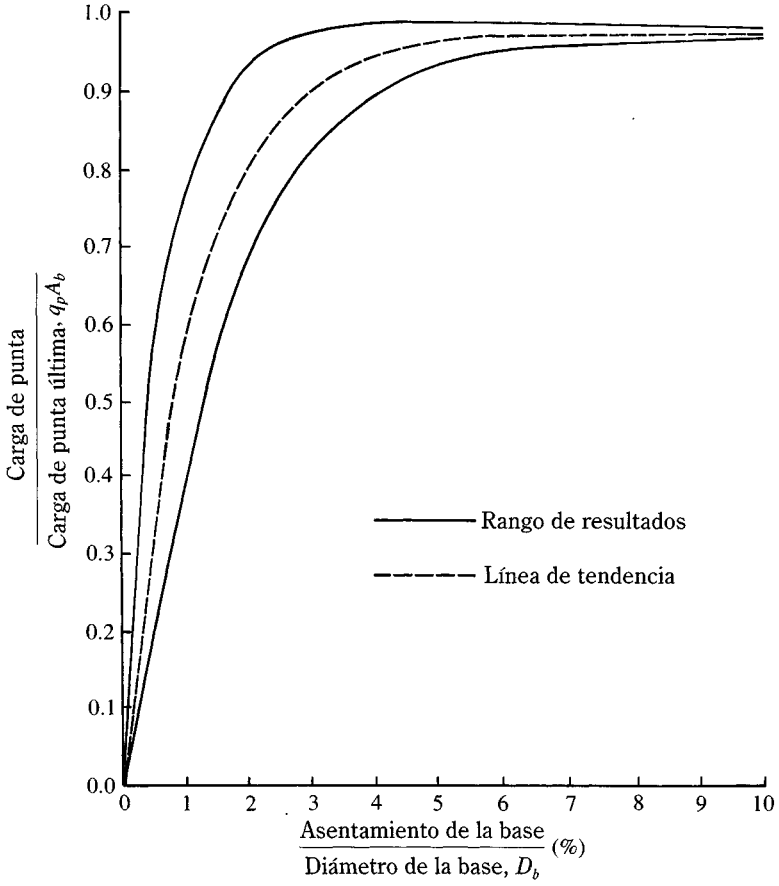
c_{ub}: klb/pie^2



▼ **FIGURA 10.18** Transferencia de carga lateral normalizada *versus* asentamiento para un suelo cohesivo (según Reese y O'Neill, 1989)

Las figuras 10.18 y 10.19 deben ahora usarse para evaluar la capacidad admisible de carga con base en el asentamiento. (Note que la capacidad última de carga en la figura 10.19 es q_p y no q_{pr}.) Para hacerlo así,

1. Seleccione un valor del asentamiento s.
2. Calcule $\sum_{i=1}^{N} f_i p \Delta L_i$ y $q_p A_p$.
3. Usando las figuras 10.18 y 10.19 y los valores calculados en el paso 2, determine la *carga lateral* y la *carga de punta*.
4. La suma de la carga lateral y la carga de punta da la carga total admisible.



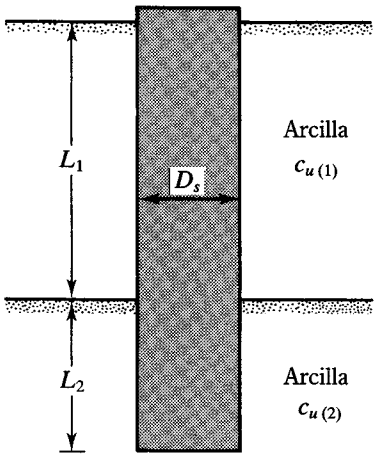
▼ **FIGURA 10.19** Transferencia de carga en la base normalizada *versus* asentamiento para un suelo cohesivo (según Reese y O'Neill, 1989)

▼ EJEMPLO 10.3

La figura 10.20 muestra una pila perforada sin campana. Se tiene, $L_1 = 27$ pies, $L_2 = 8.5$ pies, $D_s = 3.3$ pies, $c_{u(1)} = 1000$ lb/pie^2 y $c_{u(2)} = 2175$ lb/pie^2. Determine:

a. La capacidad última de carga neta de punta
b. La resistencia última superficial
c. La carga de trabajo, Q_w ($FS = 3$)

Use las ecuaciones (10.22), (10.23) y (10.25).



▼ **FIGURA 10.20**

Solución:

Parte a De la Ec. (10.22),

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p c_u N_c^* = A_p c_{u(2)} N_c^* = \left[\left(\frac{\pi}{4}\right)(3.3)^2\right](2175)(9)$$

$$= 167{,}425 \text{ lb} \approx \mathbf{167.4\ klb}$$

Parte b De la Ec. (10.23),

$$Q_s = \Sigma\, \alpha^* c_u p\, \Delta L$$

De la Ec. (10.25),

$$\alpha^* = 0.4$$

$$p = \pi D_s = (3.14)(3.3) = 10.37 \text{ pies}$$

$$Q_s = (0.4)(10.37)[(1000 \times 27) + (2175 \times 8.5)]$$

$$= 188{,}682 \text{ lb} \approx \mathbf{188.7\ klb}$$

Parte c

$$Q_w = \frac{Q_{p(\text{neta})} + Q_s}{FS} = \frac{167.4 + 188.7}{3} = \mathbf{118.7\ klb}$$

▲

▼ EJEMPLO 10.4

En la figura 10.21 se muestra una pila perforada en un suelo cohesivo. Use el método de Reese y O'Neill para determinar:

a. La capacidad de carga última (ecuaciones 10.26 a la 10.31)
b. La capacidad de carga para un asentamiento admisible de 0.5 pulg

Solución:

Parte a

De la Ec. (10.26),

$$f_i = \alpha_i^* c_{u(i)}$$

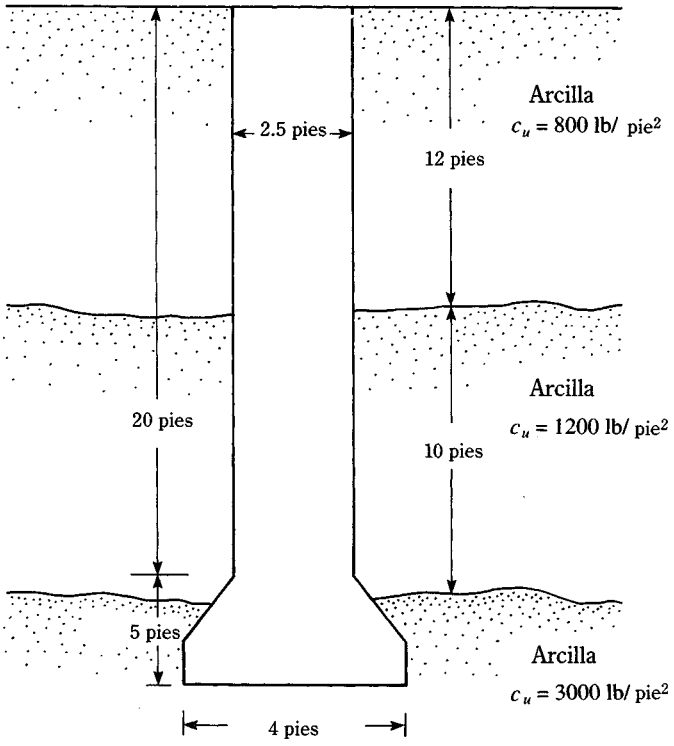
De la figura 10.21,

$$\Delta L_1 = 12 - 5 = 7 \text{ pies}$$

$$\Delta L_2 = (20 - 12) - D_s = (20 - 12) - 2.5 = 5.5 \text{ pies}$$

$$c_{u(1)} = 800 \text{ lb/pie}^2$$

$$c_{u(2)} = 1200 \text{ lb/pie}^2$$



▼ FIGURA 10.21

Por consiguiente,

$$\Sigma f_i p \Delta L_i = \Sigma\, \alpha_i^* c_{u(i)} \Delta L_i$$
$$= (0.55)(800)(\pi \times 2.5)(7) + (0.55)(1200)(\pi \times 2.5)(5.5)$$
$$= 52{,}700 \text{ lb} = 52.7 \text{ klb}$$

De nuevo, de la Ec. (10.27),

$$q_p = 6c_{ub}\left(1 + 0.2\ \frac{L}{D_b}\right) = (6)(3000)\left[1 + 0.2\left(\frac{20+5}{4}\right)\right] = 40{,}500 \text{ lb/pie}^2$$
$$= 40.5 \text{ klb/pie}^2$$

Revisión:

$$q_p = 9c_{ub} = (9)(3000) = 27{,}000 \text{ lb/pie}^2 = 27 \text{ klb/pie}^2 < 40.5 \text{ klb/pie}^2$$

Por tanto, use $q_p = 27$ klb/pie^2.

$$q_p A_p = q_p\left(\frac{\pi}{4} D_b^2\right) = (27)\left[\left(\frac{\pi}{4}\right)(4)^2\right] \approx 339.3 \text{ klb}$$

Por consiguiente,

$$Q_u = \Sigma\, \alpha_i^* c_{u(i)} p \Delta L_i + q_p A_p = 52.7 + 339.3 = \mathbf{392\ klb}$$

Parte b

$$\frac{\text{Asentamiento admisible}}{D_s} = \frac{0.5}{(2.5)(12)} = 0.167 = 1.67\%$$

La línea de tendencia mostrada en la figura 10.18 indica que, para un asentamiento normalizado de 1.67%, la carga lateral normalizada es aproximadamente de 0.89. Entonces la carga lateral es

$$(0.89)\ (\Sigma f_i p \Delta L_i) = (0.89)(52.7) = 46.9 \text{ klb}$$

De nuevo,

$$\frac{\text{Asentamiento admisible}}{D_b} = \frac{0.5}{(4)(12)} = 0.0104 = 1.04\%$$

La línea de tendencia mostrada en la figura 10.19 indica que, para un asentamiento normalizado de 1.04%, la carga de punta normalizada es aproximadamente de 0.57, por lo que

$$\text{Carga en la base} = (0.57)\ (q_p A_p) = (0.57)(339.3) = 193.4 \text{ klb}$$

La carga total es entonces

$$Q = 46.9 + 193.4 = \mathbf{240.3\ klb}$$ ▲

10.9 ASENTAMIENTO DE PILAS PERFORADAS BAJO CARGA DE TRABAJO

El asentamiento de pilas perforadas bajo carga de trabajo se calcula de manera similar a la delineada en la sección 9.17. En muchos casos, la carga tomada por la resistencia del fuste es pequeña comparada con la tomada en la base. En tales casos, la contribu-

ción de s_3 es despreciada. Note que en las ecuaciones (9.63) y (9.64), el término D debe reemplazarse por D_b para pilas perforadas.

▼ EJEMPLO 10.5

Refiérase al ejemplo 10.3. Estime el asentamiento elástico bajo cargas de trabajo (es decir, $Q_w = 118.7$ klb). Use las ecuaciones (9.62), (9.64) y (9.65). Se dan: $\xi = 0.65$, $E_p = 3 \times 10^6$ lb/pulg^2, $E_s = 2000$ lb/pulg^2, $\mu_s = 0.3$ y $Q_{wp} = 24.35$ klb.

Solución: De la Ec. (9.62),

$$s_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

$$Q_{ws} = 118.7 - 24.35 = 94.35 \text{ klb}$$

$$s_1 = \frac{[24.35 + (0.65 \times 94.35)](35.5)}{\left(\frac{\pi}{4} \times 3.3^2\right)\left(\frac{3 \times 10^6 \times 144}{1000}\right)} = 0.000823 \text{ pies} = 0.0099 \text{ pulg}$$

De la Ec. (9.64),

$$s_2 = \frac{Q_{wp} C_p}{D_b q_p}$$

De la tabla 9.7, para arcilla rígida, $C_p \approx 0.04$,

$$q_p = c_{u(b)} N_c^* = (2.175 \text{ klb/pie}^2)(9) = 19.575 \text{ klb/pie}^2$$

Por consiguiente,

$$s_2 = \frac{(24.35)(0.04)}{(3.3)(19.575)} = 0.015 \text{ pies} = 0.18 \text{ pulg}$$

De nuevo, de las Ecs. (9.65) y (9.66),

$$s_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right)\left(\frac{D_s}{E_s}\right)(1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

$$I_{ws} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D_s}} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{35}{3.3}} = 3.15$$

Por tanto

$$s_3 = \left[\frac{94.35}{(\pi \times 3.3)(35.5)}\right]\left(\frac{3.3}{\frac{2000 \times 144}{1000}}\right)(1 - 0.3^2)(3.15) = 0.0084 \text{ pies} = 0.1 \text{ pulg}$$

Asentamiento total:

$$s = s_1 + s_2 + s_3 = 0.0099 + 0.18 + 0.1 \approx \mathbf{0.29 \text{ pulg}}$$ ▲

10.10 CAPACIDAD DE LEVANTAMIENTO DE PILAS PERFORADAS

Las pilas perforadas deben a veces resistir cargas de levantamiento. Las observaciones de campo relativas a la capacidad de levantamiento de pilas perforadas son relativamente escasas. El procedimiento para determinar la carga última de levantamiento para pilas perforadas sin campana es similar al usado para pilotes hincados descrito en el capítulo 9 (sección 9.18) y no se repetirá aquí. Cuando una pila perforada corta con campana está sometida a una carga de levantamiento, la naturaleza de la superficie de falla en el suelo será como lo muestra la figura 10.22. La capacidad neta última de levantamiento, T_{un}, es

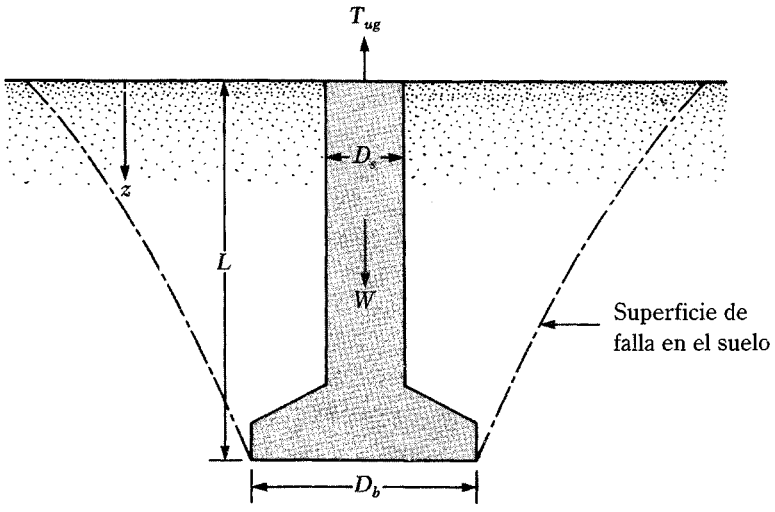
$$T_{un} = T_{ug} - W \tag{10.32}$$

donde T_{ug} = capacidad total última de levantamiento
W = peso efectivo de la pila perforada

La magnitud de T_{un} para pilas perforadas en arena debe estimarse por el procedimiento delineado por Meyerhof y Adams (1968) y Das y Seely (1975):

$$\boxed{T_{un} = B_q A_p \gamma L} \tag{10.33}$$

donde B_q = factor de desconexión
$A_p = (\pi/4)D_b^2$
γ = peso específico del suelo arriba de la campana (*Nota*: Si el suelo está sumergido deberá usarse el peso específico efectivo.)



▼ **FIGURA 10.22** Superficie de falla en el suelo causada por fuerza de levantamiento sobre una pila perforada con campana

El factor de desconexión debe expresarse como

$$B_q = 2\frac{L}{D_b}K'_u \tan\phi\left(m\frac{L}{D_b}+1\right)+1 \tag{10.34}$$

donde K'_u = coeficiente nominal de levantamiento
ϕ = ángulo de fricción del suelo
m = coeficiente de factor de forma

El valor de K'_u debe tomarse igual a 0.9 para todos los valores de ϕ entre 30 y 45°. Meyerhof y Adams (1968) dieron la variación de m como

Ángulo de fricción del suelo, ϕ (grados)	m
30	0.15
35	0.25
40	0.35
45	0.50

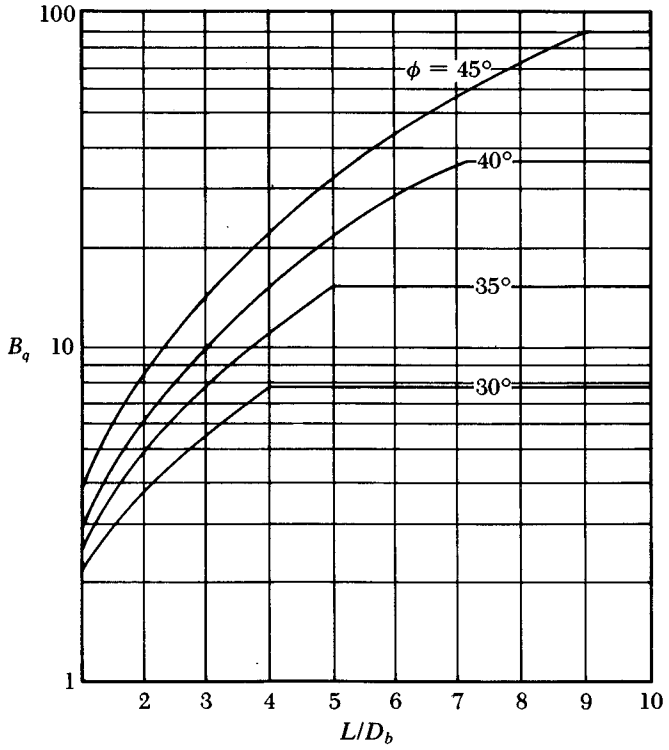
Los experimentos han mostrado que el valor de B_q crece con la relación L/D_b hasta un valor crítico $(L/D_b)_{cr}$ y permanece luego constante. La relación crítica de empotramiento $(L/D_b)_{cr}$ crece con el ángulo de fricción del suelo. Los rangos aproximados son

Ángulo de fricción del suelo, ϕ (grados)	$(L/D_b)_{cr}$
30	4
35	5
40	7
45	9

Por tanto, las pilas perforadas con $L/D_b \leq (L/D_b)_{cr}$ son *cimentaciones superficiales* y aquellas con $L/D_b > (L/D_b)_{cr}$ son *cimentaciones profundas* con respecto al levantamiento. La superficie de falla en el suelo bajo carga última, como muestra la figura 10.22, es para cimentaciones superficiales. Para cimentaciones profundas tiene lugar la falla por cortante local y la superficie de falla en el suelo *no se extiende hasta la superficie del terreno*. Con base en las consideraciones precedentes, la variación de B_q con L/D_b se muestra en la figura 10.23.

A continuación se da un procedimiento paso a paso para el cálculo de la capacidad última de levantamiento en pilas perforadas con campana en arena:

1. Determine L, D_b y L/D_b.
2. Estime $(L/D_b)_{cr}$ y luego L_{cr}.
3. Si $(L/D_b) \leq (L/D_b)_{cr}$, obtenga B_q de la figura 10.23. Ahora,



▼ **FIGURA 10.23** Variación del factor de desconexión, B_q, con L/D_b y con el ángulo de fricción del suelo

$$T_{ug} = B_q A_p \gamma L + W$$

4. Si $(L/D_b) > (L/D_b)_{cr}$,

$$T_{ug} = B_q A_p \gamma L + W + \int_0^{L-L_{cr}} (\pi D_s)\sigma'_v K'_u \tan\delta \, dz \tag{10.35}$$

El último término de la ecuación (10.35) es para la resistencia por fricción desarrollada a lo largo de la interfaz suelo-fuste de $z = 0$ a $z = L - L_{cr}$ y es similar a las ecuaciones (9.77) y (9.78). El término σ'_v es el esfuerzo efectivo a cualquier profundidad z y K_u y δ se toman de la figura 9.36b y 9.36c, respectivamente.

La capacidad neta última de levantamiento de pilas perforadas con campana en arcilla se estima de acuerdo con el procedimiento delineado por Das (1980):

$$T_{un} = (c_u B_c + \gamma L) A_p \tag{10.36}$$

donde c_u = cohesión no drenada
B_c = factor de desconexión
γ = peso específico del suelo de arcilla arriba de la campana

Igual que en el caso de B_q, el valor de B_c crece con la relación de empotramiento hasta un valor crítico de $L/D_b = (L/D_b)_{cr}$ y permanece luego constante. Más allá de la profundidad crítica, $B_c \approx 9$. La relación crítica de empotramiento está relacionada con la cohesión no drenada por

$$\left(\frac{L}{D_b}\right)_{cr} = 0.107 c_u + 2.5 \leq 7 \tag{10.37}$$

donde c_u está en kN/m^2.

En unidades inglesas,

$$\left(\frac{L}{D_b}\right)_{cr} = 0.738\, c_u + 2.5 \leq 7 \tag{10.38}$$

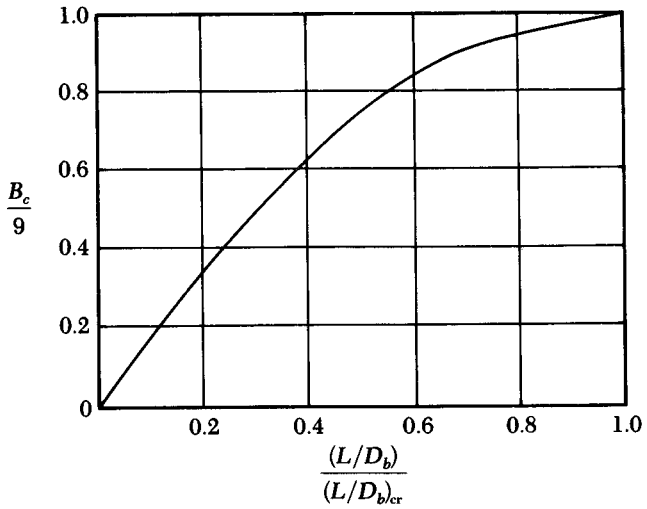
donde c_u está en lb/pulg^2.

A continuación se da un procedimiento paso a paso para determinar la capacidad neta última de levantamiento de pilas perforadas con campana en arcilla:

1. Determine c_u, L, D_b y L/D_b.
2. Obtenga $(L/D_b)_{cr}$ de la Ec. (10.37) o de la Ec. (10.38) y obtenga L_{cr}.
3. Si $L/D < (L/D_b)_{cr}$, obtenga el valor de B_c de la figura 10.24.
4. Use la Ec. (10.36) para obtener T_{un}.
5. Si $L/D > (L/D_b)_{cr}$, $B_c = 9$. La magnitud de T_{un} entonces se obtiene de

$$T_{un} = (9c_u + \gamma L)A_p + \Sigma (\pi D_s) (L - L_{cr})\alpha' c_u \tag{10.39}$$

El último término de la ecuación (10.39) es la resistencia superficial obtenida de la adhesión a lo largo de la interfaz suelo-fuste y es similar a la ecuación (9.70). La magnitud de α' se obtiene de las ecuaciones (9.71),(9.72),(9.73) y (9.74).



▼ **FIGURA 10.24** Gráfica adimensional del factor, B_c, de desconexión

▼ EJEMPLO 10.6

Refiérase a la figura 10.22. Una pila perforada con campana tiene un fuste de diámetro de 0.76 m, un diámetro de campana de 1.85 m y una longitud de 9.5 m. La campana está soportada por un estrato de arena densa ($z \geq 9.5$ m). Sin embargo, existe un estrato de arena fina, suelta arriba de la campana (z = 0-9.5 m). Para esta arena, $\gamma = 16.4$ kN/m^3, $\phi = 32°$ y la compacidad relativa aproximada es de 30%. La estructura entera está localizada arriba del nivel freático. Determine la capacidad neta admisible de levantamiento de la pila perforada con un factor de seguridad de 3.

Solución: Comenzamos con $L = 9.5$ m, $D_b = 1.85$ m y $L/D_b = 9.5/1.85 = 5.14$. Para $\phi = 30°$, $(L/D_b)_{cr} = 4$; y para $\phi = 35°$, $(L/D_b)_{cr} = 5$. Por interpolación, $(L/D_b)_{cr} \approx 4.2$ para $\phi = 32°$. Entonces, $L_{cr} = (4.2)\ (D_b) = 7.77$. Como $L/D_b = 5.13 > (L/D_b)_{cr} = 4.2$, se trata de una cimentación profunda.

De acuerdo con la Ec. (10.34),

$$B_q = 2\left(\frac{L}{D_b}\right)_{cr} K'_u \tan\phi \left[m\left(\frac{L}{D_b}\right)_{cr} + 1\right] + 1$$

Note que $(L/D_b)_{cr}$ y no L/D_b se usó en la ecuación anterior porque se trata de una cimentación profunda. Para $\phi = 32°$, $m \approx 0.17$. Por consiguiente,

$$B_q = (2)(4.2)(0.9)(\tan 32°)[(0.17)(4.2) + 1] + 1 = 9.09$$

De la Ec. 10.35,

$$T_{un} = T_{ug} - W = B_q A_p \gamma L + \int_0^{L-L_{cr}} (\pi D_s)(\sigma'_v K'_u \tan\delta)dz$$

$$= B_q A_p \gamma L + \frac{\pi}{2}\gamma D_s K'_u \tan\delta\,(L - L_{cr})^2$$

$$A_p = \left(\frac{\pi}{4}\right)(D_b)^2 = \left(\frac{\pi}{4}\right)(1.85)^2 = 2.687 \text{ m}^2$$

$$L - L_{cr} = 9.5 - 7.77 = 1.73 \text{ m}$$

De las figuras 9.36b y 9.36c, para $\phi = 32°$ y compacidad relativa = 30%, $K'_u = 1.5$ y $\delta/\phi \approx 0.73$. Por consiguiente

$$T_{un} = (9.09)(2.687)(16.4)(9.5) + \left(\frac{\pi}{2}\right)(16.4)(0.76)(1.5) \times [\tan(0.73 \times 32)](1.73)^2$$

$$= 3805.4 + 37.96 = 3843.36 \approx 3843$$

La capacidad neta admisible es entonces = $3843/FS = 3843/3 =$ **1281 kN.** ▲

▼ **EJEMPLO 10.7**

Considere la pila perforada descrita en el ejemplo 10.6. Si el suelo arriba de la campana es arcilla con valor promedio de la resistencia cortante no drenada de 95 kN/m², calcule la capacidad neta última de levantamiento. Para la arcilla, $\gamma = 17.9$ kN/m³.

Solución: De la Ec. (10.37),

$$\left(\frac{L}{D_b}\right)_{cr} = 0.107c_u + 2.5 = (0.107)(95) + 2.5 = 12.67$$

Esta cantidad es mayor que 7, por lo que use $(L/D_b)_{cr} = 7$. Por tanto, $L_{cr} = (7)(1.85) = 12.95$ m. $L_{cr} = 12.95$ es mayor que $L = 9.5$ m, por lo que esta pila perforada corresponde a una cimentación superficial desde el punto de vista del levantamiento. Para cimentaciones superficiales [Ec. (10.36)],

$$T_{un} = (c_u B_c + \gamma L)A_p$$

La magnitud del factor de desconexión, B_c, se determina con la figura 10.24:

$$\frac{\left(\frac{L}{D_b}\right)}{\left(\frac{L}{D_b}\right)_{cr}} = \frac{\left(\frac{9.5}{1.85}\right)}{7} = 0.734$$

Entonces, $B_c/9 = 0.92$, o $B_c = 8.28$ y $A_p = (\pi/4)D_b^2 = (\pi/4)(1.85)^2 = 2.688$ m². Entonces

$$T_{un} = [(95)(8.28) + (17.9)(9.5)]2.688 = \textbf{2571.5 kN.}$$ ▲

10.11 CAPACIDAD DE CARGA LATERAL

La capacidad de carga lateral de pilas perforadas debe analizarse de manera similar a la presentada en la sección 9.19 para pilotes. Ese método de análisis no se repetirá aquí.

▼ EJEMPLO 10.8

La figura 10.25 muestra una pila perforada en arena. Se dan: $L = 6$ m; $D_s = 800$ mm; módulo horizontal promedio del suelo $E_s = 35 \times 10^3$ kN/m^2; $E_p = 20.7 \times 10^6$ kN/m^2. Estime la carga lateral última, $Q_{u(g)}$, aplicada a la superficie del terreno. Use el método de Meyerhof dado en la sección 9.19. Use la ecuación (9.107) como revisión.

Solución: De la Ec. (9.105), la rigidez relativa de la pila,

$$K_r = \frac{E_p I_p}{E_s L^4}$$

$$I_p = \frac{\pi}{64} D_s^4 = \frac{\pi}{64}\left(\frac{800}{1000}\right)^4 = 0.02 \text{ m}^4$$

$$K_r = \frac{(20.7 \times 10^6)(0.02)}{(35 \times 10^3)(6)^4} = 0.009$$

Como K_r es menor que 0.01, se trata de una pila perforada flexible. De la Ec. (9.110),

$$\frac{L_e}{L} = 1.65\, K_r^{0.12}$$

$$L_e = (1.65)(0.009)^{0.12}(6) = 5.63 \text{ m}$$

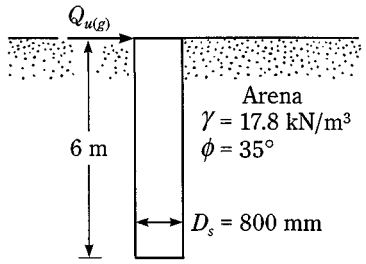
Entonces, de la Ec. (9.106)

$$Q_{u(g)} = 0.12\gamma D_s L_e^2 K_{br} \leq 0.4\, p_l D L_e$$

$$\frac{L_e}{D_s} = \frac{5.63}{0.8} = 7.04$$

De la figura 9.45, para $L_e/D_s = 7.04$ y $\phi = 35°$, el valor de $K_{br} \approx 10$, por lo que

$$Q_{u(g)} = (0.12)(17.8)(0.8)(5.63)^2(10) = 541.6 \text{ kN}$$



▼ FIGURA 10.25

Revisión:

$$Q_{u(g)} = 0.4 p_l D_s L_e = (0.4)(40\, N_q \tan \phi) D_s L_e$$

↑

Ec. (9.108)

Para $\phi = 35°$, $N_q = 33.3$ (tabla 3.4),

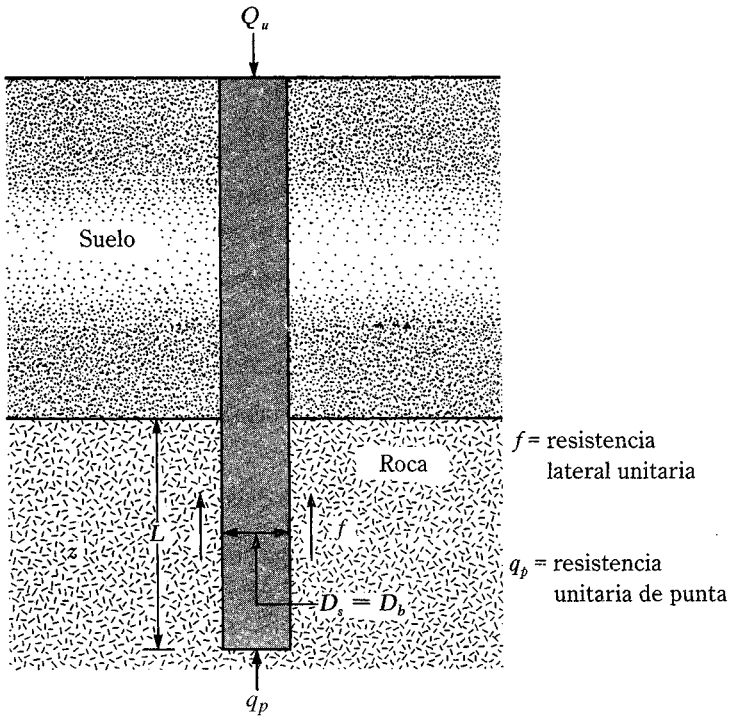
$$Q_{u(g)} = (0.4)(40)(33.3)(\tan 35)(0.8)(5.63) = 1680.3 \text{ kN}$$

Entonces,

$$Q_{u(g)} = \mathbf{541.6\ kN}$$ ▲

10.12 PILAS PERFORADAS PROLONGADAS HASTA LA ROCA

En la sección 10.1 notamos que las pilas perforadas se prolongan hasta la roca. Esta sección describe los principios de análisis de la capacidad de carga de tales pilas basados en el procedimiento desarrollado por Reese y O'Neill (1988, 1989). La figura 10.26 muestra una pila perforada cuya profundidad de empotramiento en la roca es igual a L. En el proceso de diseño recomendado abajo *se supone que se tiene una resistencia*



▼ **FIGURA 10.26** Pila perforada incrustada en roca

lateral entre el pilote y la roca o una resistencia de punta en el fondo, pero no ambas. A continuación se da un procedimiento paso a paso para estimar la capacidad de carga última:

1. Calcule la resistencia lateral unitaria última como

$$f\,(\text{lb/pulg}^2) = 2.5q_u^{0.5} \leq 0.15q_u \tag{10.40}$$

donde q_u = resistencia a compresión no confinada de un núcleo de roca de tamaño NW o mayor, o del concreto del pilote perforado, rigiendo la menor (en lb/pulg^2)

2. Calcule la capacidad última basada sólo en la resistencia lateral, o

$$Q_u = \pi D_s L f \tag{10.41}$$

3. Calcule el asentamiento (s) de la pila en la parte superior del empotramiento en la roca, o

$$s = s_e + s_b \tag{10.42}$$

donde s_l = compresión elástica del pilote perforado dentro del empotramiento suponiendo resistencia lateral nula

s_b = asentamiento de la base

Sin embargo,

$$s_e = \frac{Q_u L}{A_c E_c} \tag{10.43}$$

y

$$s_b = \frac{Q_u I_f}{D_s E_{\text{masa}}} \tag{10.44}$$

donde Q_u = carga última obtenida de la ecuación (10.41). (Esto supone que la contribución de la sobrecarga al cortante lateral es despreciable.)

A_c = área de la sección transversal de la pila perforada en el empotramiento $= \dfrac{\pi}{4} D_s^2$ (10.45)

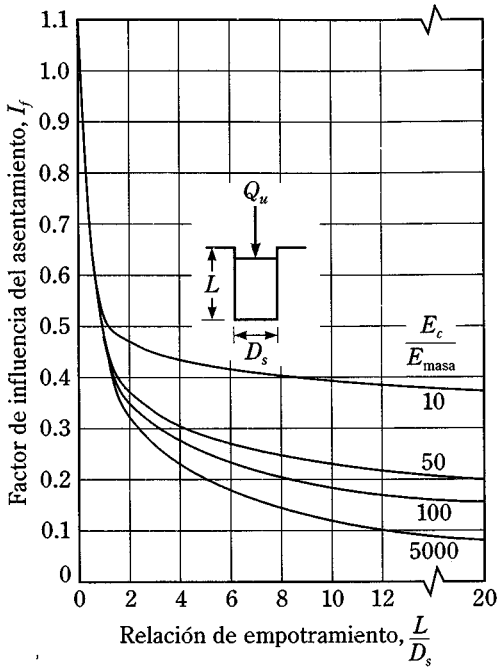
E_c = módulo de Young del concreto y acero de refuerzo en la pila

E_{masa} = módulo de Young de la masa de roca en que está perforado el empotramiento

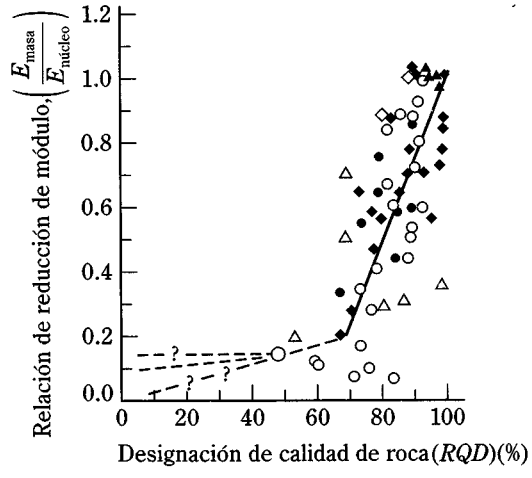
I_f = coeficiente de influencia elástico (figura 10.27)

La magnitud de E_{masa} se determina con la gráfica promedio mostrada en la figura 10.28. En esta figura, $E_{\text{núcleo}}$ es el módulo de Young de especímenes intactos de núcleos de roca de tamaño NW o mayores. Sin embargo, a menos que el empotramiento sea muy largo (O'Neill, 1997),

$$s \approx s_b = \frac{Q_u I_f}{D_s E_{\text{masa}}} \tag{10.46}$$



▼ **FIGURA 10.27** Variación de I_f (según Reese y O'Neill, 1989)



▼ **FIGURA 10.28** Gráfica de $E_{masa}/E_{núcleo}$ *versus RQD* (según Reese y O'Neill, 1989)

4. Si s es menor que 0.4 pulg (10.2 mm), la capacidad última de carga se calcula entonces con la ecuación (10.41). Si $s \geq$ 0.4 pulg (10.2 mm), vaya al paso 5.
5. Si $s \geq$ 0.4 pulg podría haber una rápida, progresiva falla por cortante lateral en el empotramiento de la roca, equivalente a una pérdida completa de la resistencia lateral. En ese caso, la capacidad última es igual a la resistencia de punta, o

$$Q_u = 3A_p \left[\frac{3 + \frac{c_s}{D_s}}{10\left(1 + 300\,\frac{\delta}{c_s}\right)^{0.5}} \right] q_u \tag{10.47}$$

donde c_s = espaciamiento de discontinuidades (misma unidad que D_s)
δ = espesor de discontinuidad individual (misma unidad que D_s)
q_u = resistencia a compresión no confinada de la roca debajo de la base del empotramiento o del concreto de la pila perforada, rigiendo la que sea menor

Note que la ecuación (10.47) se aplica a discontinuidades horizontalmente estratificadas con $c_s > 12$ pulgs y $\delta < 0.2$ pulg

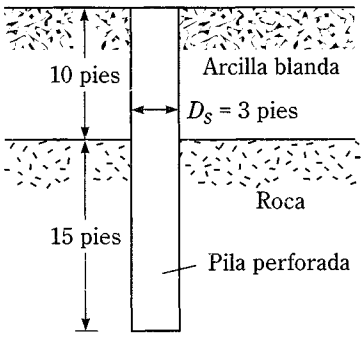
▼ EJEMPLO 10.9

Considere el caso de una pila perforada prolongada hasta la roca como muestra la figura 10.29. Se da: $L = 15$ pies; $D_s = 3$ pies; q_u (roca) = 10,500 lb/pulg^2; q_u (concreto) = 3000 lb/pulg^2; $E_c = 3 \times 10^6$ lb/pulg^2; RQD (roca) = 80%; $E_{\text{núcleo}}$ (roca) = 0.36×10^6 lb/pulg^2; c_s = 18 pulgs; $\delta = 0.15$ pulg. Estime la capacidad admisible de carga del pilote perforado. Use un factor de seguridad (FS) = 3.

Solución:

Paso 1. De la Ec. (10.40),

$$f(\text{lb/pulg}^2) = 2.5q_u^{0.5} \leq 0.15q_u$$



▼ FIGURA 10.29

Como q_u (concreto) < q_u (roca), use q_u (concreto) en la Ec.(10.40). Por consiguiente

$f = 2.5(3000)^{0.5} = 136.9$ lb/pulg^2

Revisión:

$f = 0.15q_u = (0.15)(3000) = 450$ lb/pulg^2 > 136.9 lb/pulg^2

Por tanto, use $f = 136.9$ lb/pulg^2

Paso 2. De la Ec. (10.41),

$$Q_u = \pi D_s L f = [(\pi)(3 \times 12)(15 \times 12)\,(136.9)]\,\frac{1}{1000} = 2787 \text{ klb}$$

Paso 3. De las Ecs. (10.42), (10.43) y (10.44),

$$s = \frac{Q_u L}{A_c E_c} + \frac{Q_u I_f}{D_s E_{masa}}$$

Para una $RQD \approx 80\%$, de la figura 10.28, el valor de $E_{\text{masa}}/E_{\text{núcleo}} \approx 0.5$, por lo que

$$E_{\text{masa}} = 0.5E_{\text{núcleo}} = (0.5)(0.36 \times 10^6) = 0.18 \times 10^6 \text{ lb/pulg}^2$$

$$\frac{E_c}{E_{\text{masa}}} = \frac{3 \times 10^6}{0.18 \times 10^6} \approx 16.7$$

$$\frac{L}{D_s} = \frac{15}{3} = 5$$

De la figura 10.27, para $E_c/E_{\text{masa}} = 16.7$ y $L/D_s = 5$, la magnitud de I_f es aproximadamente 0.35. Por consiguiente,

$$s = \frac{(2787 \times 10^3 \text{ lb})(15 \times 12 \text{ pulg})}{\frac{\pi}{4}(3 \times 12 \text{ pulg})^2 (3 \times 10^6 \text{ lb/pulg}^2)} + \frac{(2787 \times 10^3 \text{ lb})(0.35)}{(3 \times 12 \text{ pulg})(0.18 \times 10^6 \text{ lb/pulg}^2)}$$

$= 0.315$ pulg < 0.4 pulg

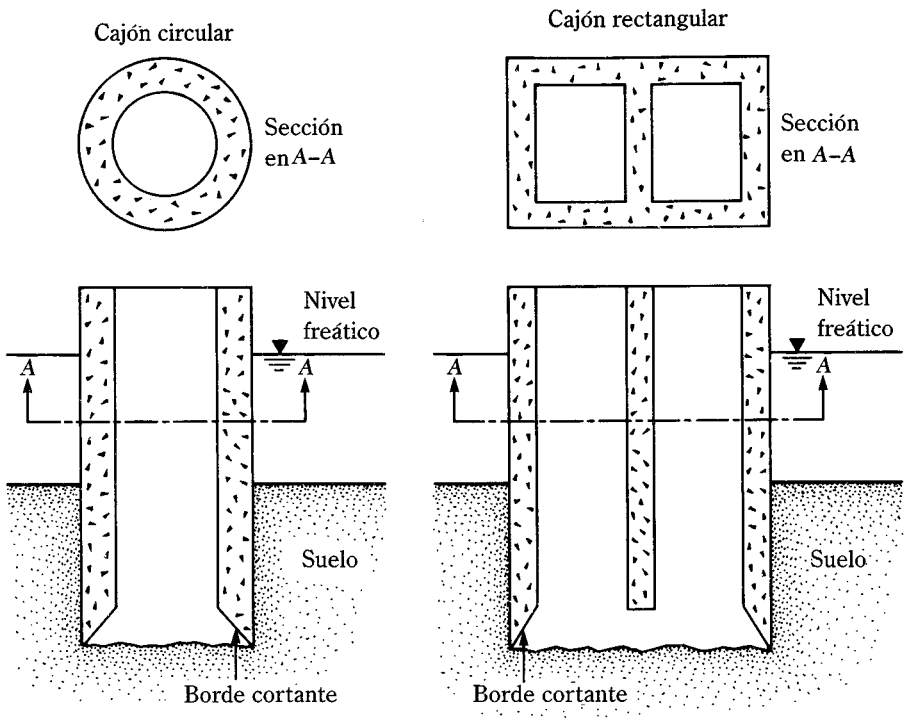
Por lo tanto, $Q_u = 2787$ klb

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_u}{FS} + \frac{2787}{3} = \mathbf{929 \text{ klb}}$$ ▲

CAJONES

10.13 TIPOS DE CAJONES

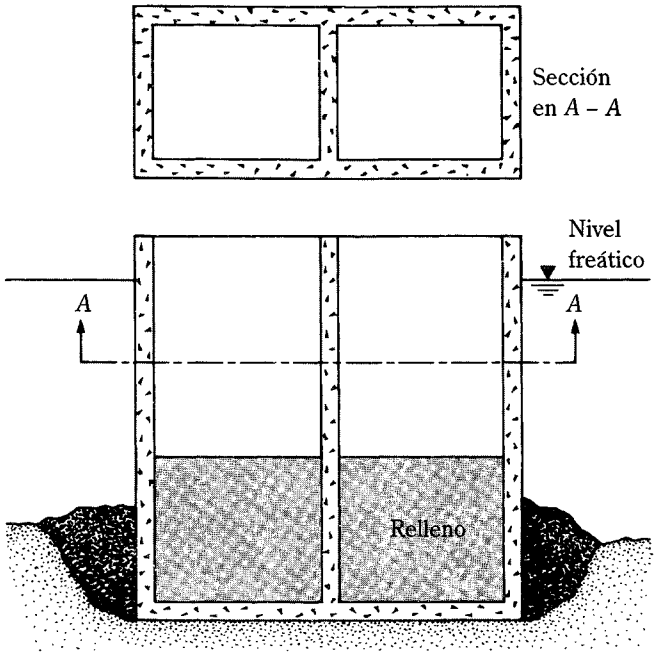
Los cajones se dividen en tres tipos principales: (1) cajones abiertos, (2) cajones cerrados y (3) cajones neumáticos.



▼ **FIGURA 10.30** Cajón abierto

Los *cajones abiertos* (figura 10.30) son pilas de concreto que permanecen abiertas en sus partes superior e inferior durante la construcción. El fondo del cajón tiene un borde cortante. El cajón se entierra en su lugar y el suelo del interior se retira por medio de cucharones de almeja hasta alcanzar el estrato de apoyo. Los cajones pueden ser circulares, cuadrados, rectangulares u ovalados. Una vez alcanzado el estrato de apoyo, se vierte concreto en el cajón (bajo agua) para formar un sello en su fondo. Cuando fragua el concreto del sello, el agua dentro del cajón se bombea hacia afuera. Se vierte entonces concreto en el cajón para llenarlo. Los cajones abiertos pueden extenderse a grandes profundidades y el costo de construcción es relativamente bajo, sin embargo, una de sus principales desventajas es la falta de control de calidad sobre el concreto vertido para formar el sello. Además, el fondo del cajón no llega a ser limpiado completamente. Un método alternativo de construcción de cajones abiertos es hincar varias tablaestacas para formar una zona encerrada que se llena con arena a la que se llama generalmente *isla de arena*. El cajón se entierra entonces a través de la arena hasta el estrato deseado de apoyo, procedimiento algo parecido al hincado de un cajón cuando la superficie del terreno está arriba del nivel freático.

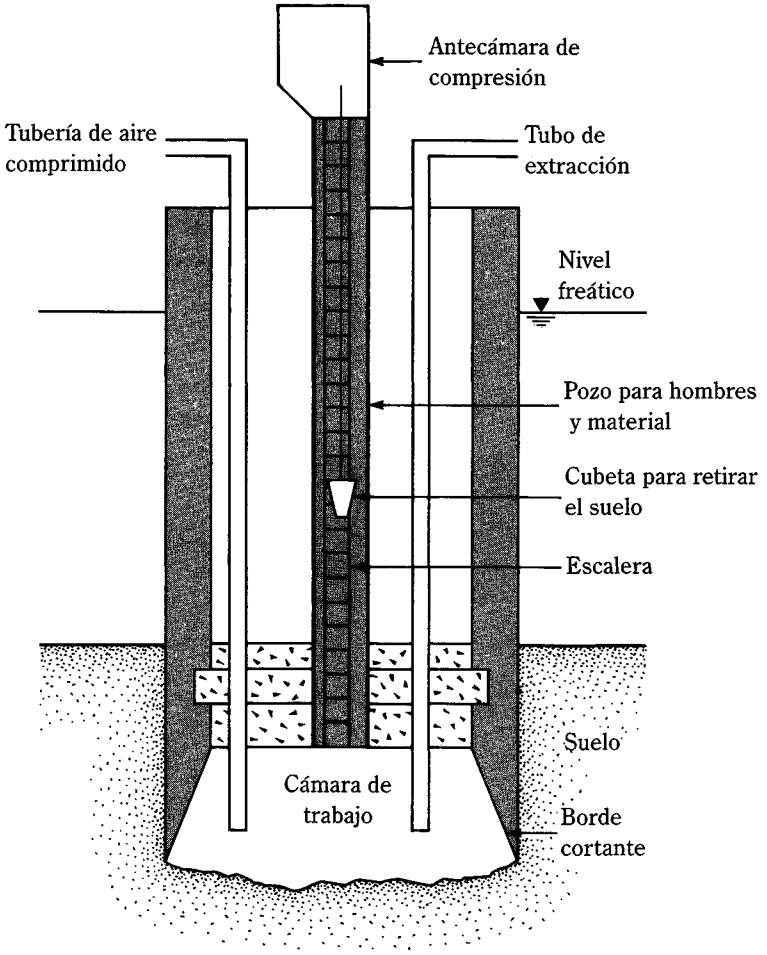
Los *cajones cerrados* (figura 10.31) son estructuras con fondo cerrado y se construyen en tierra y luego se transportan al sitio de la construcción. Se entierran gradualmente en el sitio llenando su interior con arena, balasto, agua o concreto. El costo de



▼ **FIGURA 10.31** Cajón cerrado

este tipo de construcción es bajo. La superficie de apoyo debe estar a nivel, y si no lo está, debe nivelarse por excavación.

Los cajones neumáticos (figura 10.32) se usan generalmente para profundidades de entre 50 y 130 pies (15–40 m). Este tipo se requiere cuando una excavación no logra mantenerse abierta porque el suelo fluye al área excavada más rápidamente de lo que puede ser removido. Un cajón neumático tiene una cámara de trabajo en el fondo que tiene por lo menos 10 pies (≈ 3m) de altura. En esta cámara, los trabajadores excavan el suelo y cuelan el concreto. La presión de aire en la cámara se mantiene suficientemente alta para impedir que el agua y el suelo penetren en ella. Los trabajadores usualmente no tienen molestias severas cuando la presión en la cámara se eleva a 15 lb/pulg^2 (≈ 100 kN/m^2) por encima de la presión atmosférica. Más arriba de esta presión se requieren periodos de descompresión cuando los trabajadores salen de la cámara. Cuando se requieren presiones en la cámara de aproximadamente 44 lb/pulg^2 (≈ 300 kN/m^2) por arriba de la presión atmosférica, los trabajadores no deben permanecer dentro de la cámara por más de 1 $\frac{1}{2}$ a 2 horas por periodo de trabajo. Los trabajadores entran y salen de la cámara por medio de una escalera dentro de un tubo de acero. Éste también se usa para retirar el suelo excavado y para la colocación del concreto. En grandes construcciones, más de un tubo es necesario; se proporciona una antecámara de compresión en cada uno de ellos. Los cajones neumáticos se entierran gradualmente conforme avanza la excavación. Cuando se alcanza el estrato de apoyo, la cámara de trabajo se llena con concreto. El cálculo de la capacidad de carga de los cajones es similar al de las pilas perforadas. Por lo tanto, no se verá en esta sección.

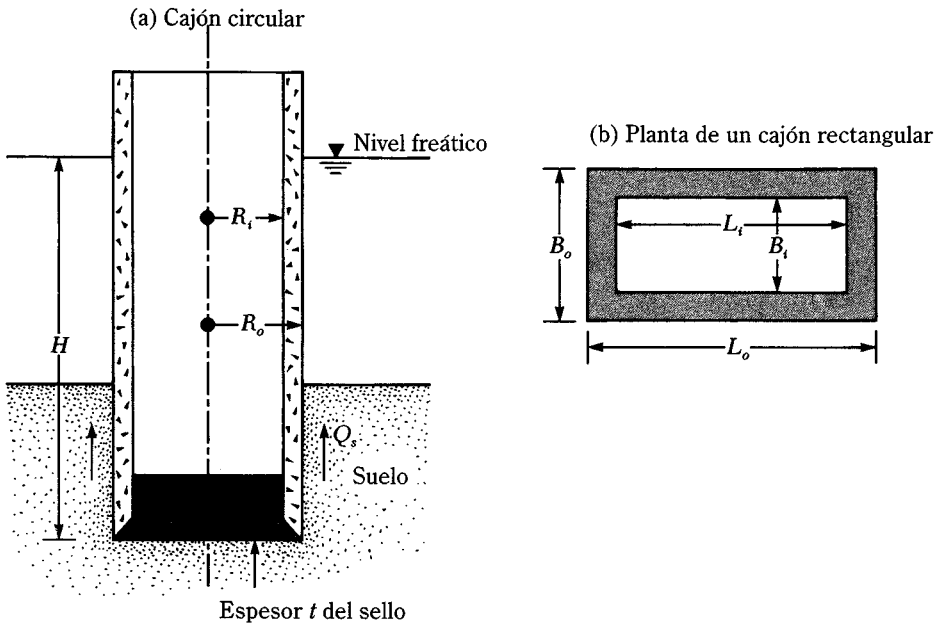


▼ **FIGURA 10.32** Cajón neumático

10.14 ESPESOR DEL SELLO DE CONCRETO EN CAJONES ABIERTOS

En la sección 10.13 mencionamos que, antes de achicar el cajón, se coloca un sello de concreto en el fondo del mismo (figura 10.33) y se deja algo de tiempo para el curado. El sello de concreto debe ser suficientemente grueso para resistir una fuerza hidrostática hacia arriba desde su fondo después de que el achique se concluya y antes de que el concreto llene el cajón. Con base en la teoría de la elasticidad, el espesor t, de acuerdo con Teng (1962), es

$$t = 1.18R_i \sqrt{\frac{q}{f_c}} \quad \text{(cajón circular)} \tag{10.48}$$



▼ **FIGURA 10.33** Cálculo del espesor del sello para un cajón abierto

y

$$t = 0.866B_i \sqrt{\frac{q}{f_c\left[1 + 1.61\left(\frac{L_i}{B_i}\right)\right]}} \quad \text{(cajón rectangular)} \tag{10.49}$$

donde R_i = radio interior de un cajón circular
q = presión unitaria de carga en la base del cajón
f_c = esfuerzo admisible de flexión en el concreto (≈ 0.1–0.2 de f'_c, donde f'_c es la resistencia a compresión del concreto a los 28 días)
B_i, L_i = ancho y largo interno, respectivamente, de un cajón rectangular

De acuerdo con la figura 10.33, el valor de q en las Ecs. (10.48) y (10.49) se aproxima como

$$q \approx H\gamma_w - t\gamma_c \tag{10.50}$$

donde γ_c = peso específico del concreto

El espesor del sello calculado con las ecuaciones (10.48) y (10.49) será suficiente para protegerlo contra el agrietamiento inmediatamente después del achique. Sin embargo, otras dos condiciones deben también revisarse por seguridad.

1. **Revisión del cortante perimetral en la cara de contacto del sello y el cajón**

   De acuerdo con la figura 10.33, la fuerza neta hidrostática hacia arriba en el fondo del sello es $A_i H\gamma_w - A_i t\gamma_c$ (donde $A_i = \pi R_i^2$ para cajones circulares y $A_i = L_i B_i$ para cajones rectangulares). El cortante perimetral desarrollado es entonces

   $$v \approx \frac{A_i H\gamma_w - A_i t\gamma_c}{p_i t} \tag{10.51}$$

   donde p_i = perímetro interior del cajón

   Note que

   $$p_i = 2\pi R_i \quad \text{(para cajones circulares)} \tag{10.52}$$

   y que

   $$p_i = 2(L_i + B_i) \quad \text{(para cajones rectangulares)} \tag{10.53}$$

   El cortante perimetral dado por la ecuación (10.51) debe ser menor que el esfuerzo cortante admisible, v_u, o

   $$v\ (\text{MN/m}^2) \le v_u\ (\text{MN/m}^2) = 0.17\ \phi\ \sqrt{f'_c\ (\text{MN/m}^2)} \tag{10.54}$$

   donde $\phi = 0.85$

   En unidades inglesas,

   $$v\ (\text{lb/pulg}^2) \le v_u\ (\text{lb/pulg}^2) = 2\ \phi\ \sqrt{f'_c\ (\text{lb/pulg}^2)} \tag{10.55}$$

   donde $\phi = 0.85$

2. **Revisión por flotación**

   Si el cajón está completamente achicado, la fuerza de flotación hacia arriba, F_u, es

   $$F_u = (\pi R_o^2) H\gamma_w \quad \text{(para cajones circulares)} \tag{10.56}$$

   y

   $$F_u = (B_o L_o) H\gamma_w \quad \text{(para cajones rectangulares)} \tag{10.57}$$

   La fuerza hacia abajo, F_d, es causada por el peso del cajón y el sello y por la fricción superficial en la interfaz cajón-suelo, o

   $$F_d = W_c + W_s + Q_s \tag{10.58}$$

   donde W_c = peso del cajón
   W_s = peso del sello
   Q_s = fricción superficial

   Si $F_d > F_u$, el cajón está seguro por flotación. Sin embargo, si $F_d < F_u$, achicar por completo el cajón será inseguro. Por esta razón, el espesor del sello debe

incrementarse en Δt [más allá del espesor calculado al usar la Ec. (10.48) o (10.49)], o

$$\Delta t = \frac{F_u - F_d}{A_i \gamma_c} \tag{10.59}$$

▼ EJEMPLO 10.10

Un cajón abierto (circular) se muestra en la figura 10.34. Determine el espesor del sello que permitirá un achique completo.

Solución: De la Ec. (10.48),

$$t = 1.18 R_i \sqrt{\frac{q}{f_c}}$$

Para $R_i = 7.5$ pie,

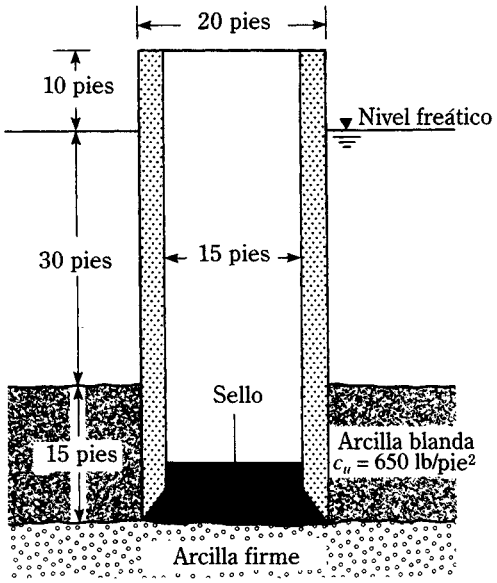
$$q \approx (45)(62.4) - t\gamma_c$$

Con $\gamma_c = 150$ lb/pie^3, $q = 2808 - 150t$ y

$$f_c = 0.1 f'_c = 0.1 \times 3 \times 10^3 \text{ lb/pulg}^2 = 0.3 \times 10^3 \text{ lb/pulg}^2$$

Entonces

$$t = (1.18)(7.5) \sqrt{\frac{2808 - 150t}{300 \times 144}}$$



▼ FIGURA 10.34

o

$$t^2 + 0.07t - 5.09 = 0$$

$$t = 2.2 \text{ pies}$$

Use $t \approx 2.5$ pies.

Revisión del cortante perimetral

De acuerdo con la Ec. (10.51),

$$v = \frac{\pi R_i^2 H\gamma_w - \pi R_i^2 t\gamma_c}{2\pi R_i t} = \frac{(\pi)(7.5)^2[(45)(62.4) - (2.5)(150)]}{(2)(\pi)(7.5)(2.5)} \approx 3650 \text{ lb/pie}^2$$

$$= 25.35 \text{ lb/pulg}^2$$

El esfuerzo cortante admisible es

$$v_u = 2\,\phi\,\sqrt{f_c} = (2)(0.85)\sqrt{300} = 29.4 \text{ lb/pulg}^2$$

$$v = 25.35 \text{ lb/pulg}^2 < v_u = \mathbf{29.4 \text{ lb/pulg}^2 — OK}$$

Revisión por flotación

La fuerza de flotación hacia arriba es

$$F_u = \pi R_o^2 H\gamma_w$$

Para $R_0 = 10$ pies,

$$F_u = \frac{(\pi)(10)^2(45)(62.4)}{1000} = 882.2 \text{ klb}$$

La fuerza hacia abajo $F_d = W_c + W_s + Q_s$ y

$$W_c = \pi(R_o^2 - R_i^2)(\gamma_c)\,(55) = \pi(10^2 - 7.5^2)(150)(55) = 1{,}133{,}919 \text{ lb} \approx 1134 \text{ klb}$$

$$W_s = (\pi R_i^2)t\gamma_c = (\pi)(7.5)^2(1)(150) = 26{,}507 \text{ lb} = 26.5 \text{ klb}$$

Suponga que $Q_s \approx 0$. Por tanto,

$$F_d = 1134 + 26.5 = 1160.5 \text{ klb}$$

Como $F_u < F_d$, se está del lado seguro. Para diseño, **suponga que $t = 2.5$ pies.** ▲

PROBLEMAS

10.1 En la figura P10.1 se muestra una pila perforada. Determine la capacidad de carga de punta neta admisible. Se dan:

$D_b = 6$ pies $\quad \gamma_c = 100$ lb/pie^3

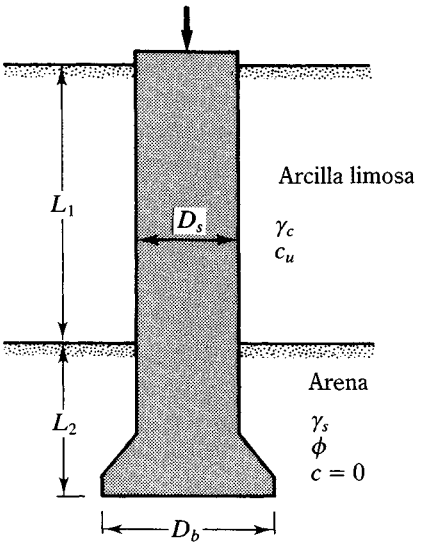
$D_s = 3.5$ pies $\quad \gamma_s = 112$ lb/pie^3

$L_1 = 18$ pies $\quad \phi = 35°$

$L_2 = 10$ pies $\quad c_u = 720$ lb/pie^2

Factor de seguridad = 4

Reduzca el ángulo de fricción, ϕ, en 10%. Use la figura 10.8.



▼ **FIGURA P10.1**

10.2 Resuelva el problema 10.1 con el método de Vesic [ecuación (10.9)]. Se da: $I_{rr} = 100$.

10.3 Para la pila perforada descrita en el problema 10.1, ¿qué resistencia superficial se desarrollará en los 18 pies superiores, que están en arcilla? Use la ecuación (10.25).

10.4 Resuelva el problema 10.1 con los siguientes datos:

$D_b = 1.75$ pies $\quad \gamma_c = 17.8$ kN/m^3
$D_s = 1$ m $\quad \gamma_s = 18.2$ kN/m^3
$L_1 = 4$ m $\quad \phi = 32°$
$L_2 = 2.5$ m $\quad c_u = 32$ kN/m^2

Factor de seguridad = 4

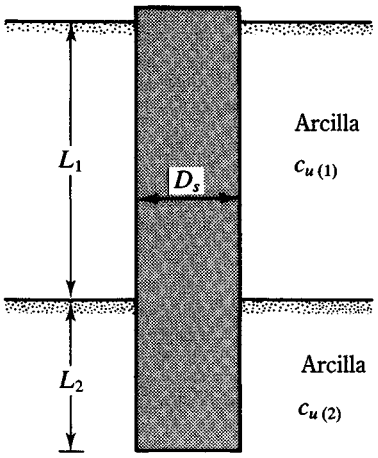
10.5 Resuelva el problema 10.4 con el método de Vesic [ecuación (10.9)]. Se da: $I_{rr} = 80$.

10.6 Para la pila perforada descrita en el problema 10.4, ¿qué resistencia superficial se desarrollará en los 4 m superiores (es decir, la porción en suelo arcilloso)?

10.7 La figura P10.7 muestra una pila perforada sin campana. Determine:

a. La capacidad de carga de punta última neta
b. La resistencia superficial última
c. La carga de trabajo, Q_w (factor de seguridad = 3)

Se dan: $L_1 = 6$ m $\quad c_{u(1)} = 45$ kN/m^2
$L_2 = 5$ m $\quad c_{u(2)} = 74$ kN/m^2
$D_s = 1.5$ m



▼ FIGURA P10.7

10.8 Para la pila perforada descrita en el problema 10.7, estime el asentamiento elástico total bajo carga de trabajo. Use las ecuaciones (9.62), (9.64) y (9.65). Suponga $E_p = 20 \times 10^6$ kN/m^2, $C_p = 0.03$, $\xi = 0.65$, $\mu_s = 0.3$, $E_s = 12000$ kN/m^2 y $Q_{ws} = 0.5Q_s$.

10.9 Resuelva el problema 10.7 con los siguientes datos:

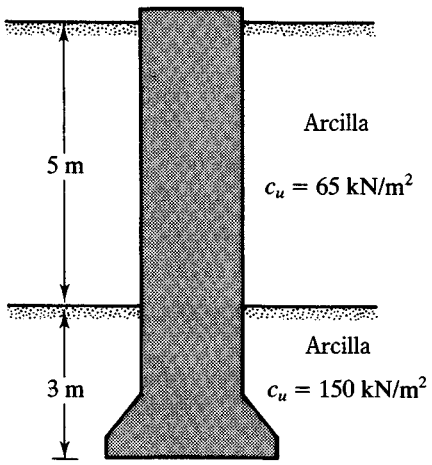
$L_1 = 25$ pies $\quad c_{u(1)} = 1200$ lb/pie^2

$L_2 = 10$ pies $\quad c_{u(2)} = 2000$ lb/pie^2

$D_s = 3.5$ pies

10.10 Para la pila perforada descrita en el problema 10.9, estime el asentamiento elástico total bajo carga de trabajo. Use las ecuaciones (9.62), (9.64) y (9.65). Suponga que $E_p = 3 \times 10^6$ lb/pulg^2, $C_p = 0.03$, $\xi = 0.65$, $\mu_s = 0.3$, $E_s = 2000$ lb/pulg^2 y $Q_{ws} = 0.5Q_s$.

10.11 Refiérase al perfil del suelo mostrado en la figura P10.11. Va a construirse una pila per-



▼ FIGURA P10.11

forada con campana. Se dan: $f'_c = 21{,}000$ kN/m^2. La pila perforada tiene que soportar una carga de trabajo $Q_w = 900$ kN (factor de seguridad = 3).

a. Determine el diámetro mínimo de la pila requerida [use la ecuación (10.1)]. Haga una suposición razonable para el diámetro por usarse.

b. Con el diámetro de la pila determinado en la parte (a), calcule el diámetro de la campana necesaria. Deberán considerarse la fricción superficial y la capacidad por carga de punta.

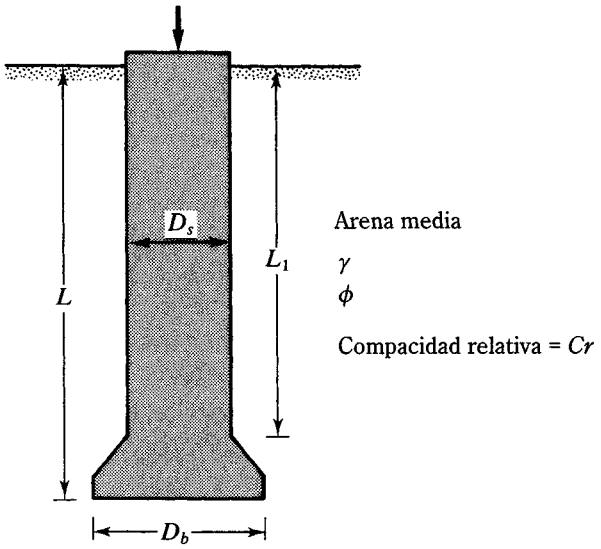
10.12 En la figura P10.12 se muestra una pila perforada en una arena media. Usando el método propuesto por Touma y Reese, determine lo siguiente:

a. La resistencia de punta neta admisible para un movimiento de la base de 25.4 mm

b. La resistencia por fricción del pilote

c. La carga total que puede tomar la pila perforada para un movimiento total de la base de 25.4 mm

Se dan: $L = 12$ m $\quad \gamma = 18$ kN/m^3
$L_1 = 11$ m $\quad \phi = 38°$
$D_s = 1$ m $\quad C_r = 65\%$ (arena media)
$D_b = 2$ m



▼ **FIGURA P10.12**

10.13 Refiérase a la figura P10.12, para la cual $L = 25$ pies, $L_1 = 20$ pies, $D_s = 3.5$ pies, $D_b = 5$ pies, $\gamma = 110$ lb/pie^3 y $\phi = 35°$. El número de penetración estándar promedio no corregido dentro de $2D_b$ debajo de la pila perforada es 29. Determine:

a. La capacidad última de carga

b. La capacidad de carga para un asentamiento de 1 pulg.

Use el método de Reese y O'Neill [ecuaciones (10.17)-(10.21) y las figuras 10.12 y 10.13].

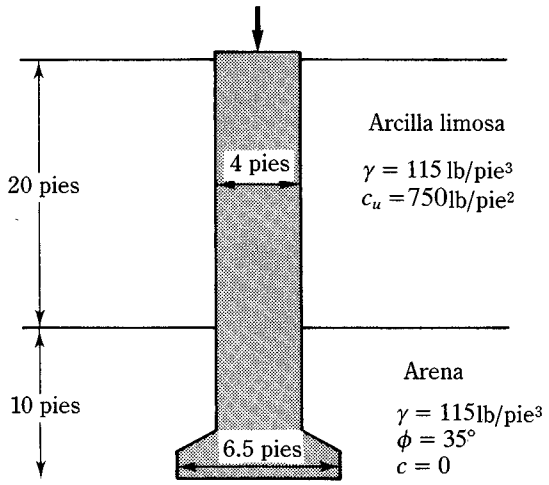
10.14 Para la pila perforada descrita en el problema 10.7, determine

a. La capacidad de carga última

b. La capacidad de carga para un asentamiento de 12.7 mm

Use el procedimiento propuesto por Reese y O'Neill [ecuaciones (10.26)–(10.31) y las figuras 10.18 y 10.19]

10.15 Suponga que la pila perforada mostrada en la figura P10.15 es de punta con una carga de trabajo de 650 klb. Calcule el asentamiento de la pila perforada con las ecuaciones (9.62) y (9.63) para $E_p = 3 \times 10^6$ lb/pulg^2, $\mu_s = 0.35$ y $E_s = 6000$ lb/pulg^2.



▼ **FIGURA P10.15**

10.16 Refiérase a la figura 10.22. Para la pila perforada, $D_s = 3$ pies, $D_b = 5$ pies y $L = 25$ pies. La pila perforada está en una arena homogénea con $\phi = 35°$ y $\gamma = 115$ lb/pie^3. Determine la capacidad neta última de levantamiento, T_{un}.

10.17 Resuelva el problema 10.16 con $L = 18$ pies.

10.18 Para la pila perforada en la figura 10.22, $D_s = 3$ pies, $D_b = 5$ pies y $L = 20$ pies. El pilote perforado está en arcilla con $c_u = 1480$ lb/pie^2 y peso específico $\gamma = 115$ lb/pie^3. Estime la capacidad de levantamiento última neta.

10.19 Resuelva el problema 10.18 para $c_u = 700$ lb/pie^2.

10.20 La figura P10.20 muestra una pila perforada prolongada hasta la roca. Se dan:

$q_{u(\text{concreto})} = 24{,}000$ kN/m^2 $\quad E_{(\text{concreto})} = 22$ GN/m^2

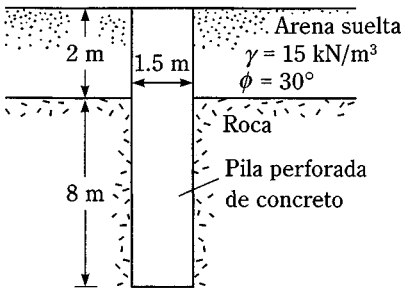
$q_{u(\text{roca})} = 52{,}100$ kN/m^2 $\quad E_{\text{núcleo(roca)}} = 12.1$ GN/m^2

$RQD_{(\text{roca})} = 75\%$

Espaciamiento de la discontinuidad en roca = 550 mm

Espesor de la discontinuidad individual en la roca = 2.5 mm

Estime la capacidad admisible de carga de la pila perforada. Use $FS = 4$.



▼ FIGURA P10.20

REFERENCIAS

Das, B. M. (1980). "A Procedure for Estimation o Ultimate Uplift Capacity o Foundations in Clay", *Soils and Foundations*, The Japanese Society o Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 20, no. 1, pp. 77-82.

Das, B. M., and Seeley, G. P, (1975). "Breakout Resistance of Shallow Vertical Anchors", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Americal Society o Civil Engineers, vol. 101, no. GT9, pp. 999-1003.

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, pp. 1011-1025.

Ladanyi, B. (1977). "Discussion on Friction and Endbearing Tests on Bedrock for High Capacity Socket Design", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 14, no. 1, pp. 153-156.

Meyerhof, G. G., and Adams, J. I. (1968). "The Ultimate Uplift Capacity of Foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 5, no. 4, pp. 225-244.

O'Neill, M. W. (1997). Personal communication.

Reese, L. C., and O'Neill, M. W. (1988). *Drilled Shafts*: *Construction and Design*, FHWA, Publication no. HI-88-042.

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 o Civil Engineers, vol. 2, pp. 1026-1039.

Reese, L. C., Touma, F. T., and O'Neill, M. W. (1976). "Behavior o Drilled Piers Under Axial Loading", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, American Society o Civil Engineers, vol. 102, no. GT5, pp. 493-510.

Teng, W. C. (1962). *Foundation Design*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.

Touma, F. T., and Reese, L. C. (1974). "Behavior of Bored Piles in Sand", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Ameiican Society of Civil Engineers, vol. 100, no. GT7, pp. 749-761.

Vesic, A. S. (1963). "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand", *Highway Research Record*, no. 39, Highway Research Board, National Academy o Science, Washington, D. C., pp. 112-153.

Vesic, A. S. (1967). "Ultimate Load and Settlement of Deep Foundations in Sand", *Proceedings*, Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, Durham, N.C., p. 53.

Vesic, A. S. (1977). "Design o Pile Foundations", *NCHRP No. 42*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

Whitaker, T., and Cooke, R. W. (1966). "An Investigation of the Shaft and Base Resistance of Large Bored Piles in London Clay", *Proceedings*, Conference on Large Bored Piles, Institute of Civil Engineers, London, pp. 7–49.

CAPÍTULO ONCE

CIMENTACIONES SOBRE SUELOS DIFÍCILES

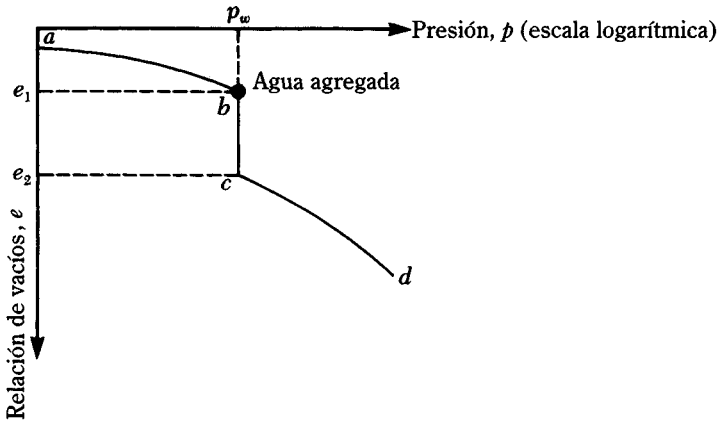
11.1 INTRODUCCIÓN

En muchas áreas de Estados Unidos y otras partes del mundo, ciertos suelos hacen la construcción de cimentaciones extremadamente difícil. Por ejemplo, los suelos expansivos o colapsables llegan a causar grandes movimientos diferenciales en las estructuras debido a un excesivo levantamiento o asentamiento. Problemas similares también surgen cuando las cimentaciones se construyen sobre rellenos sanitarios. Los ingenieros de cimentaciones deben ser capaces de identificar los suelos difíciles encontrados en el campo. Aunque no todos los problemas causados por todos los suelos pueden resolverse, medidas preventivas deben tomarse para reducir la posibilidad de daños a estructuras construidas sobre ellos. Este capítulo subraya las propiedades fundamentales de tres condiciones de suelos: los suelos colapsables, los suelos expansivos y los rellenos sanitarios, así como los métodos de una cuidadosa construcción de cimentaciones.

SUELO COLAPSABLE

11.2 DEFINICIÓN Y TIPOS DE SUELOS COLAPSABLES

Los *suelos colapsables*, llamados a veces *suelos metaestables*, son suelos no saturados que sufren un gran cambio de volumen al saturarse. Este cambio puede o no ser el resultado de la aplicación de carga adicional. El comportamiento de los suelos colapsables bajo carga se explica mejor por medio de la gráfica, relación de vacíos-presión (e versus $\log p$) para un suelo colapsable, como muestra la figura 11.1. La rama *ab* se determina de la prueba de consolidación sobre un espécimen con su contenido de humedad natural. A la presión p_w, la relación de vacíos de equilibrio es e_1. Sin embargo, si se introduce agua al espécimen hasta saturarlo, la estructura del suelo se colapsará. Después de la saturación, la relación de vacíos de equilibrio a la misma presión p_w es e_2; *cd* es la rama de la curva e-$\log p$ bajo carga adicional después de la saturación. Las cimentaciones construidas sobre tales suelos llegan a sufrir grandes y repentinos asentamientos cuando el suelo bajo la



▼ **FIGURA 11.1** Variación de la relación de vacíos con la presión para un suelo colapsable

cimentación se satura con una humedad no anticipada, que puede provenir de varias fuentes, como (a) tuberías rotas de agua, (b) drenajes con fugas, (c) drenaje del agua de depósitos y albercas, (d) incremento lento del nivel freático, etc. Este tipo de asentamiento causa generalmente considerables daños estructurales. Por consiguiente, la identificación de los suelos colapsables durante una exploración de campo es crucial.

La mayoría de los suelos colapsables que se presentan en estado natural son *eólicos*, es decir, arenas y/o limos depositados por el viento, tales como los loes, las playas eólicas y los depósitos de polvo volcánico, los cuales tienen altas relaciones de vacíos, pesos específicos bajos y sin cohesión o sólo ligeramente cohesivos. Los depósitos de *loes* tienen partículas de tamaño de limo. La cohesión en los loes puede ser el resultado de la presencia de arcilla alrededor de las partículas de tamaño de limo, que las mantiene en una condición bastante estable en un estado no saturado. La cohesión también es ocasionada por la presencia de precipitados químicos lixiviados por el agua de lluvia. Cuando el suelo se satura, la adhesión de la arcilla pierde su resistencia y por tanto sufre un colapso estructural. En Estados Unidos, grandes zonas del medio oeste y del oeste árido tienen tales tipos de depósitos. Los depósitos de *loes* se encuentran también en 15-20% de Europa y grandes extensiones de China.

Muchos suelos colapsables son suelos residuales producto del intemperismo de las rocas madre. El proceso de intemperismo produce suelos con un gran rango de tamaños de partículas. Los materiales solubles y coloidales son lavados por el intemperismo, resultando grandes relaciones de vacíos y por consiguiente estructuras inestables. Muchas partes de África del Sur y Zimbabwe tienen suelos residuales que son granitos descompuestos. Algunas veces depósitos de suelos colapsables son dejados por inundaciones y flujos de lodo. Esos depósitos se secan y quedan pobremente consolidados. Un excelente resumen de suelos colapsables es el de Clemence y Finbarr (1981).

11.3 PARÁMETROS FÍSICOS PARA IDENTIFICACIÓN

Varios investigadores propusieron diversos métodos para evaluar los parámetros físicos de los suelos colapsables para su identificación y se presentan brevemente en la tabla 11.1.

▼ **TABLA 11.1** Criterios reportados para la identificación de suelos colapsables[a]

Investigador	Año	Criterios
Denisov	1951	Coeficiente de hundimiento: $K = \frac{\text{relación de vacíos en el límite líquido}}{\text{relación de vacíos natural}}$ K = 0.5–0.75: muy colapsable K = 1.0: limoarcilloso no colapsable K = 1.5–2.0: suelos no colapsables
Clevenger	1958	Si el peso específico seco es menor que 80 lb/pie^3 ($\approx$ 12.6 kN/m^3), el asentamiento será grande; si el peso específico seco es mayor que 90 lb/pie^3 ($\approx$ 14.1 kN/m^3), el asentamiento será pequeño
Priklonski	1952	$K_D = \frac{\text{(contenido de agua natural – límite plástico)}}{\text{índice de plasticidad}}$ $K_D < 0$: suelos muy colapsables $K_D > 0.5$: suelos no colapsables $K_D > 1.0$: suelos expansivos
Gibbs	1961	Razón de colapso, $R = \frac{\text{contenido de agua en saturación}}{\text{límite líquido}}$ Esto fue puesto en forma gráfica.
Soviet Building Code	1962	$L = \frac{e_o - e_L}{1 + e_o}$ donde e_o = relación de vacíos natural y e_L = relación de vacíos en el límite líquido. Para un grado de saturación natural menor que 60%, si $L > -0.1$, se trata de un suelo colapsable
Feda	1964	$K_L = \frac{w_o}{S_r} - \frac{LP}{IP}$ donde w_o = contenido de agua natural, S_r = grado de saturación natural, LP = límite plástico e IP = índice de plasticidad. Para $S_r < 100\%$, si $K_L > 0.85$, se trata de un suelo asentable.
Benites	1968	Una prueba de dispersión en la que 2 g de suelo se vierten en 12 ml de agua destilada y el espécimen se cronometra hasta que se dispersa; tiempos de dispersión de 20 a 30 segundos fueron obtenidos para suelos colapsables de Arizona.
Handy	1973	Loes de Iowa con contenido de arcilla (< 0.002 mm): <16%: alta probabilidad de colapso 16–24%: probabilidad de colapso 24–32%: menos del 50% de probabilidad de colapso >32%: usualmente seguro contra el colapso

[a] Modificado por Lutenegger y Saber (1988)

Jennings y Knight (1975) sugirieron un procedimiento para describir el *potencial de colapso* de un suelo determinado, tomando un espécimen de suelo inalterado con su contenido de humedad natural en un anillo de consolidación. Cargas escalonadas se aplican al espécimen hasta una presión de 29 lb/pulg^2 ($\approx$ 200 kN/m^2). (En la figura 11.1, ésta es p_w.) Bajo esta presión (p_w = 29 lb/pulg^2), el espécimen se inunda hasta saturarlo y se deja reposar 24 horas. Esta prueba proporciona las relaciones de vacíos (e_1 y e_2) antes y después de la saturación. El potencial de colapso, C_p, ahora se calcula con la expresión:

▼ **TABLA 11.2** Relación del potencial de colapso a la severidad de los problemas de la cimentación

C_p (%)	Severidad del problema
0-1	Ningún problema
1-5	Problema moderado
5-10	Problema
10-20	Problema severo
20	Problema muy severo

[a] Según Clemence y Finbarr (1981)

$$C_p = \Delta\varepsilon = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_o} \tag{11.1}$$

donde e_o = relación de vacíos natural del suelo
$\Delta\varepsilon$ = deformación unitaria vertical

La severidad de los problemas de cimentaciones asociados con un suelo colapsable se correlaciona con el potencial de colapso, C_p, por Jennings y Knight (1975). Esta correlación fue resumida por Clemence y Finbarr (1981) y se da en la tabla 11.2.

Holtz y Hilf (1961) sugirieron que un suelo tipo loes que tiene una relación de vacíos suficientemente grande para permitir que su contenido de agua exceda su límite líquido al estar saturado, es susceptible al colapso. Entonces, para el colapso

$$w_{(\text{saturado})} \geq LL \tag{11.2}$$

Sin embargo, para suelos saturados

$$e_o = wG_s \tag{11.3}$$

donde LL = límite líquido
G_s = peso específico de los sólidos del suelo

Combinando las Ecs. (11.2) y (11.3) para suelos colapsables, se obtiene

$$e_o \geq (LL)(G_s) \tag{11.4}$$

El peso específico seco natural, γ_d, del suelo para el colapso es

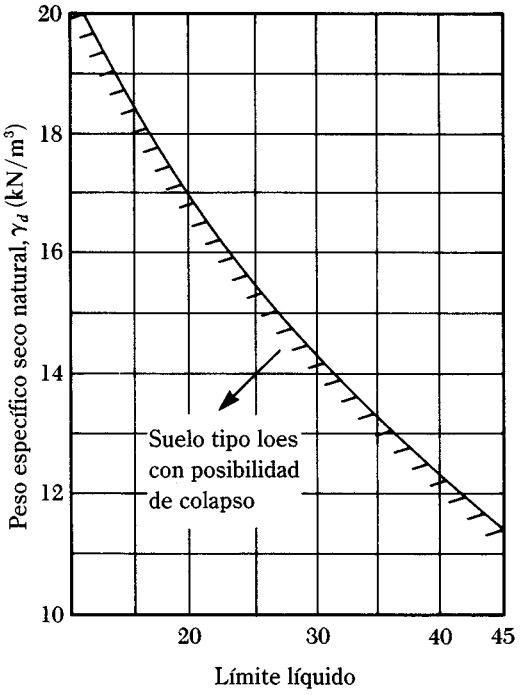
$$\gamma_d \leq \frac{G_s\gamma_w}{1 + e_o} = \frac{G_s\gamma_w}{1 + (LL)(G_s)} \tag{11.5}$$

Para un valor promedio de $G_s = 2.65$, los valores límite de γ_d para varios límites líquidos pueden ahora calcularse con la ecuación (11.5):

Límite líquido (%)	Valores límite de γ_d (lb/pie^3)	(kN/m^3)
10	130.8	20.56
15	118.3	18.60
20	108.1	16.99
25	99.5	15.64
30	92.1	14.48
35	85.8	13.49
40	80.3	12.62
45	75.4	11.86

La figura 11.2 muestra una gráfica de los pesos específicos secos límite anteriores *versus* los correspondientes límites líquidos. Para cualquier suelo, si el peso específico seco natural cae debajo de la línea límite, es probable que el suelo se colapse.

Debe tenerse cuidado al obtener muestras inalteradas para determinar los potenciales de colapso y los pesos específicos secos, de preferencia bloques muestra cortados a mano. La razón es que las muestras obtenidas con tubos de pared delgada llegan a sufrir alguna compresión durante el proceso de muestreo. Sin embargo, si se usa este procedimiento, las perforaciones deben efectuarse *sin agua*.



▼ **FIGURA 11.2** Suelo tipo loes con posibilidad de colapso

11.4 PROCEDIMIENTO PARA CALCULAR EL ASENTAMIENTO DE COLAPSO

Jennings y Knight (1975) propusieron el siguiente procedimiento de laboratorio para determinar el asentamiento de colapso de estructuras al saturarse el suelo.

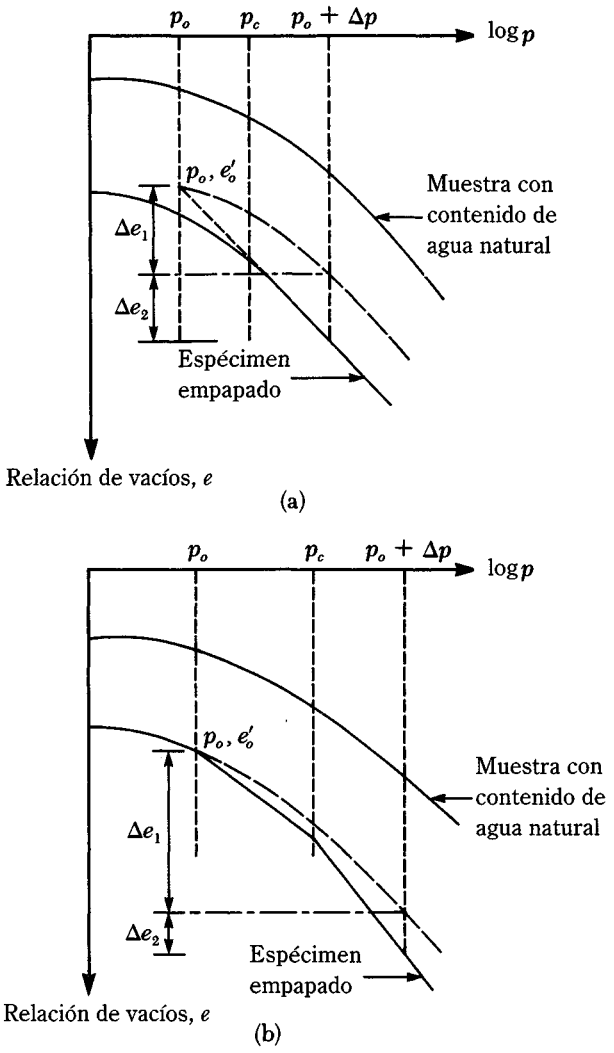
1. Obtenga *dos* especímenes inalterados de suelo para probarlos en un aparato de pruebas de consolidación estándar (odómetro).
2. Someta los dos especímenes a una presión de 0.15 lb/pulg^2 (1 kN/m^2) durante 24 horas.
3. Después, sature un espécimen inundándolo. Mantenga el otro espécimen con su contenido de agua natural.
4. Después de 24 horas de inundación, continúe con la prueba de consolidación en ambos especímenes duplicando la carga (igual procedimiento que en la prueba de consolidación estándar) hasta alcanzar el nivel de presión deseado.
5. Trace las gráficas e-log p para ambos especímenes (figura 11.3a y b).
6. Calcule la presión efectiva, p_o, *in situ*. Dibuje una línea vertical correspondiente a la presión p_o.
7. De la curva e-log p del espécimen empapado, determine la presión de preconsolidación, p_c. Si $p_c/p_o = 0.8 - 1.5$, el suelo está normalmente consolidado; sin embargo, si $p_c/p_o > 1.5$, está preconsolidado.
8. Determine e'_o, correspondiente a la p_o de la curva e-log p del espécimen empapado. (Este procedimiento para suelos normalmente consolidados y sobreconsolidados se muestra en la figura 11.3a y b, respectivamente.)
9. A través del punto (p_o, e'_o) dibuje una curva que sea similar a la curva e-log p obtenida del espécimen probado con contenido de agua natural.
10. Determine la presión incremental, Δp, sobre el suelo causada por la construcción de la cimentación. Dibuje una línea vertical correspondiente a la presión $p_o + \Delta p$ en la curva e-log p.
11. Ahora determine Δe_1 y Δe_2. El asentamiento del suelo sin cambio en el contenido de agua natural es

$$S_1 = \frac{\Delta e_1}{1 + e'_o}(H) \tag{11.6}$$

Además, el asentamiento causado por el colapso de la estructura del suelo es

$$S_2 = \frac{\Delta e_2}{1 + e'_o}(H) \tag{11.7}$$

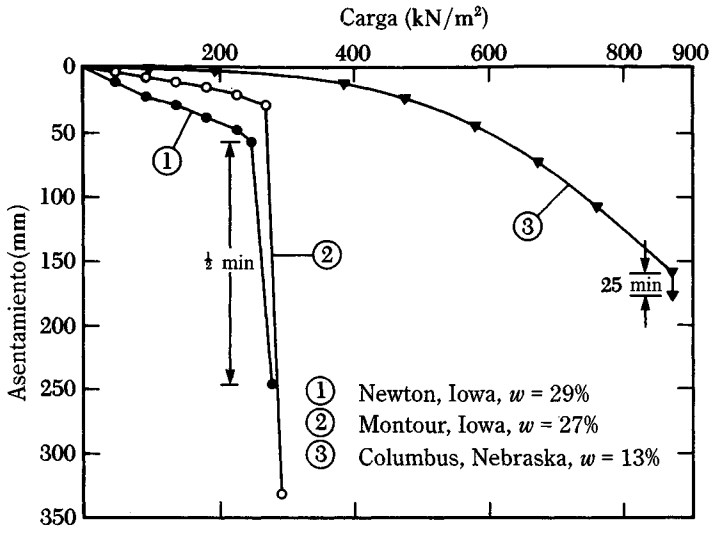
donde H = espesor del suelo susceptible de colapsarse



▼ **FIGURA 11.3** Cálculo del asentamiento con prueba de odómetro doble: (a) suelo normalmente consolidado; (b) suelo preconsolidado

11.5 DISEÑO DE CIMENTACIONES EN SUELOS NO SUSCEPTIBLES A HUMEDECERSE

Para fines de diseño real de cimentaciones, se llevan a cabo algunas pruebas de carga estándar en campo. La figura 11.4 muestra los resultados de algunas pruebas de carga en campo en depósitos de loes en Nebraska y en Iowa. Note que las relaciones carga-asentamiento son esencialmente lineales hasta cierta presión crítica, p_{cr}, en la cual se tiene una ruptura de la estructura del suelo y por consiguiente un asentamiento considerable. Las rupturas repentinas de la estructura de suelos son más comunes en suelos con contenido de agua natural alto que en suelos normalmente secos.



▼ **FIGURA 11.4** Resultados de prueba de carga estándar en depósitos tipo loes en Iowa y Nebraska (adaptado de *Foundation Engineering*, segunda edición, por R. B. Peck, W. E. Hanson y T. H. Thornburn. Copyright 1974 por John Wiley y Sons. Reimpreso con autorización.)

Si se toman suficientes precauciones en el campo para impedir que la humedad se incremente bajo las estructuras, se construyen cimentaciones corridas y losas de cimentación sobre suelos potencialmente colapsables. Sin embargo, las cimentaciones deben proporcionarse de manera que los esfuerzos críticos (figura 11.4) en el campo nunca se excedan. Un factor de seguridad de aproximadamente 2.5 a 3 debería usarse para calcular la presión admisible del suelo, o

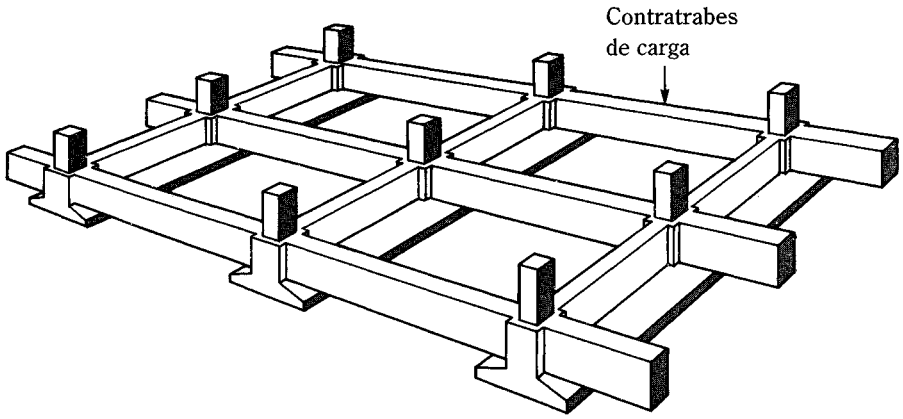
$$p_{adm} = \frac{p_{cr}}{FS} \tag{11.8}$$

donde p_{adm} = presión admisible del suelo
FS = factor de seguridad (entre 2.5 y 3)

Los asentamientos diferenciales y totales de esas cimentaciones deben ser similares a los de las cimentaciones diseñadas para suelos arenosos.

Las cimentaciones continuas son más seguras que las cimentaciones aisladas sobre suelos colapsables, ya que minimizan efectivamente los asentamientos diferenciales. La figura 11.5 muestra un procedimiento típico para la construcción de cimentaciones continuas, mediante vigas zapatas y vigas longitudinales de carga.

En la construcción de estructuras pesadas, como silos para granos, sobre suelos colapsables, a veces son permitidos asentamientos de aproximadamente 1 pie (≈ 0.3 m) (Peck, Hanson y Thornburn, 1974). En este caso no es probable que ocurra una inclinación de la cimentación debido a que no hay una carga excéntrica. El asentamiento total esperado para tales estructuras debe estimarse por medio de pruebas de consolidación estándar en muestras con contenido de agua de campo. Sin carga excéntrica, las cimentaciones exhibirán un asentamiento uniforme sobre depósitos tipo loes;



▼ **FIGURA 11.5** Cimentación continua con contratrabes de carga (según Clemence y Finbarr, 1981)

sin embargo, si el suelo es de naturaleza aluvial natural o residual, el asentamiento podrá no ser uniforme. La razón es la no uniformidad generalmente encontrada en los suelos residuales.

En la construcción de estructuras pesadas deberá tenerse un cuidado extremo al plantarlas sobre suelos colapsables. Si se esperan grandes asentamientos deberán considerarse cimentaciones a base de pilotes o pilas perforadas. Ese tipo de cimentaciones transfieren la carga a un estrato con mayor capacidad de carga.

11.6 DISEÑO DE CIMENTACIONES EN SUELOS SUSCEPTIBLES A LA HUMEDAD

Si es probable que el estrato superior de suelo se humedezca y se colapse algún tiempo después de la construcción de la cimentación, deben considerarse varios procedimientos para evitar la falla de la cimentación.

1. Si la profundidad esperada de humedecimiento es aproximadamente de 5 a 6.5 pies (≈1.5 a 2 m) desde la superficie del terreno, el suelo debe ser humedecido y recompactado por medio de rodillos pesados. Zapatas corridas y losas pueden construirse sobre el suelo compactado. Una alternativa a la recompactación por medio de rodillos pesados es el *apisonado pesado* a veces denominado *compactación dinámica* (véase el capítulo 12), consistente principalmente en dejar caer repetidamente un gran peso sobre el terreno. La altura de caída varía de 25 a 100 pies (≈ 8 a 30 m). Las ondas de esfuerzo generadas por la caída del martillo ayudan a densificar el suelo.
2. Si las condiciones son favorables, zanjas de cimentación se inundan con soluciones de silicato de sodio y cloruro de calcio para estabilizar el suelo químicamente. El suelo se comportará como una arenisca blanda y resistirá el colapso al saturarse. Este método tiene éxito sólo si las soluciones penetran a la profundidad deseada; el método es entonces principalmente aplicable a depósitos de arena fina. Los silicatos son algo costosos y en general no se usan. Sin embargo, en algunas partes de Denver, los silicatos han sido usados con mucho éxito.

La inyección de una solución de silicato de sodio para la estabilización de depósitos de suelos colapsables fue usada extensamente en la antigua Unión Soviética y en Bulgaria (Houston y Houston, 1989). Este proceso se usa para suelos colapsables secos y para suelos colapsables húmedos que se compriman bajo el peso adicional de la estructura a construirse sobre ellos y consiste en tres pasos:

Paso 1. Inyección de bióxido de carbono para retirar cualquier presencia de agua y activación preliminar del suelo
Paso 2. Inyección de lechada de silicato de sodio
Paso 3. Inyección de bióxido de carbono para la neutralización de los álcali.

3. Cuando el estrato de suelo es susceptible al humedecimiento hasta una profundidad de aproximadamente 10 m, se usan varios procedimientos para ocasionar el colapso del suelo *antes* de la construcción de la cimentación. Dos de ellos son la *vibroflotación* y el *embalse*. La vibroflotación se usa con éxito en suelos de drenaje libre (véase el capítulo 12). El procedimiento de embalse (por medio de la construcción de diques de baja altura) se utiliza en sitios que no tienen capas impermeables. Sin embargo, aún después de la saturación y del colapso del suelo por embalse, algún asentamiento adicional del suelo llega a ocurrir después de la construcción de la cimentación. Un asentamiento adicional también es causado por una saturación incompleta del suelo durante la construcción. El embalse se usa con éxito en la construcción de presas de tierra.
4. Si el precolapso del suelo no es práctico, las cimentaciones pueden extenderse más allá de la zona de posible humedecimiento, requiriendo pilotes y pilas perforadas. El diseño de estas cimentaciones debe tener en consideración el efecto de la fricción negativa que resulta del colapso de la estructura del suelo y del asentamiento asociado de la zona de humedecimiento subsecuente.

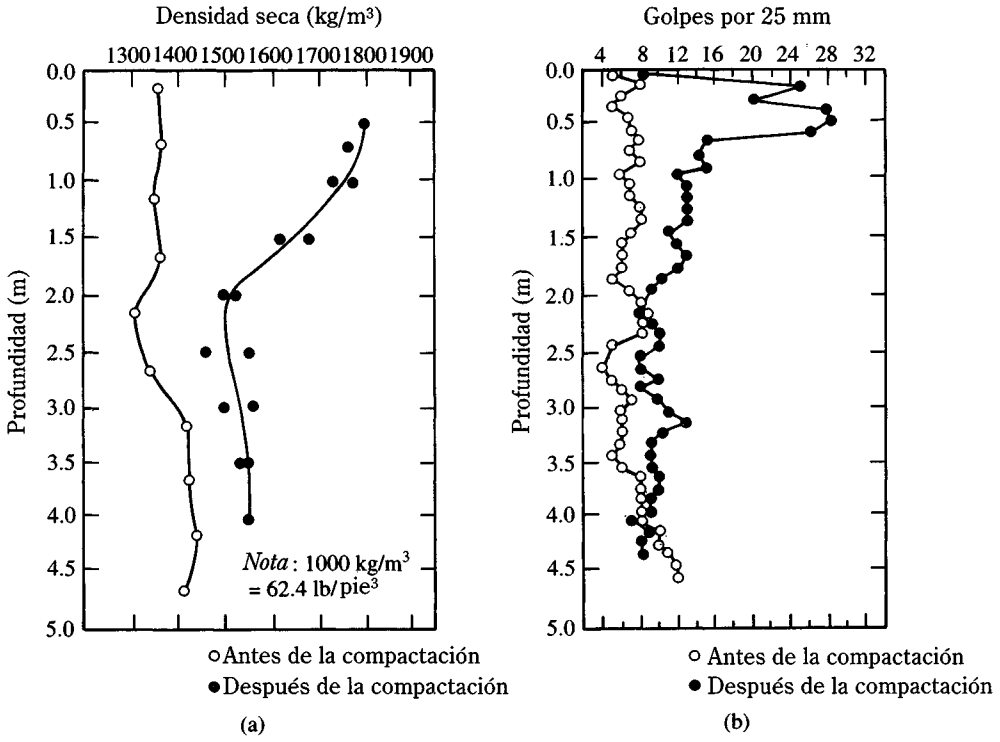
En algunos casos también debe considerarse un *tipo de cimentación con columna de roca (vibroreemplazo)*. Las columnas de roca se construyen con boleos grandes que penetran la capa de suelo potencialmente colapsable. Éstas actúan como pilas al transferir la carga a un estrato más estable de suelo.

11.7 CASOS HISTÓRICOS DE ESTABILIZACIÓN DE SUELOS COLAPSABLES

Uso de compactación dinámica

Lutenegger (1986) reportó el uso de la compactación dinámica para estabilizar un grueso estrato de loes desmenuzable antes de la construcción de una cimentación en Russe, Bulgaria. Durante la exploración de campo, el nivel freático no se encontró a una profundidad menor de 33 pies (10 m) y el contenido de agua natural estaba por debajo del límite plástico. Las mediciones de la densidad inicial hechas en especímenes de suelo inalterado indicaron que el contenido de agua bajo saturación excedería el límite líquido, propiedad usualmente encontrada en loes colapsables.

Para la compactación dinámica del suelo fue excavada la capa superior del material de 5.6 pies (1.7 m). Un pizón de concreto circular de 15 ton (≈ 133 kN) se usó como



▼ **FIGURA 11.6** (a) Densidad seca antes y después de la compactación; (b) resistencia a la penetración antes y después de la compactación (según Lutenegger, 1986)

martillo. En cada punto de la retícula, la compactación se logró dejando caer el martillo de 7 a 12 veces una distancia vertical de 8.2 pies (2.5 m).

La figura 11.6a muestra la densidad seca del suelo antes y después de la compactación. La figura 11.6b muestra el incremento en la resistencia a la penetración estándar en campo antes y después de la compactación. El incremento en la densidad seca del suelo y de la resistencia a la penetración estándar muestra que la compactación dinámica se usa con éxito para estabilizar suelos colapsables.

Estabilización química

Semkin y otros (1986) reportaron la estabilización química de un depósito de suelo tipo loes con un programa de inyecciones de bióxido de carbono, silicato de sodio y bióxido de carbono (véase también Houston y Houston, 1989). El sitio es el Centro Interregional en Tashkent, que consta de dos edificios, uno con tres niveles con cimentación corrida, y el otro con un solo nivel y con zapatas aisladas. El depósito de suelo tipo loes en el sitio tenía aproximadamente 115 pies (35 m) y el nivel freático estaba a una profundidad aproximada de 60 pies (18 m). El contenido de agua natural y la porosidad del suelo arriba del nivel freático era de 10%-25% y 0.48, respectivamente.

El Centro Interregional fue construido en 1973. Fugas no esperadas de conductos en el centro ocasionaron asentamientos diferenciales en 1974. Sin cerrar el centro, se usó con éxito la estabilización química y se detuvo el asentamiento diferencial.

SUELOS EXPANSIVOS

11.8 SUELOS EXPANSIVOS. GENERALIDADES

Muchas arcillas plásticas se expanden considerablemente cuando se agrega agua y luego se contraen con la pérdida de agua. Las cimentaciones construidas sobre esas arcillas están sometidas a grandes fuerzas de levantamiento causadas por la expansión. Esas fuerzas provocan levantamiento, agrietamiento y ruptura de la cimentación, y de las losas en el terreno de los edificios. Las arcillas expansivas cubren grandes extensiones de Estados Unidos, América del Sur, África, Australia y la India. En Estados Unidos, esas arcillas son predominantes en Texas, Oklahoma y la parte superior del valle del Missouri. En general, las arcillas potencialmente expansivas, tienen límites líquidos e índices de plasticidad mayores a aproximadamente 40 y 15, respectivamente.

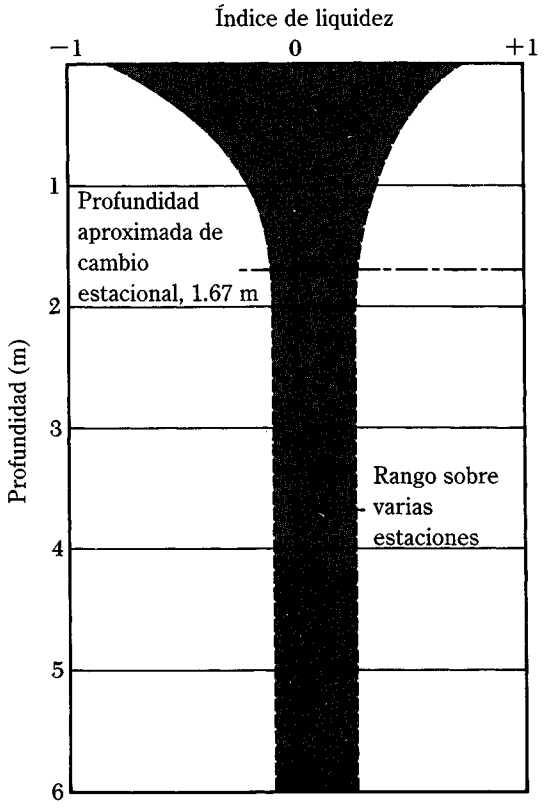
Como se indicó arriba, un incremento en el contenido de agua ocasiona que la arcilla se expanda. La profundidad en un suelo a la que ocurren cambios periódicos de humedad se llama *zona activa*. La profundidad de esta zona varía, dependiendo del lugar. En la tabla 11.3 se dan algunas profundidades de zonas activas típicas en ciudades americanas. En algunas arcillas y pizarras arcillosas en el oeste de Estados Unidos, la profundidad de la zona activa llega a ser hasta de 50 pies (≈ 15 m). La profundidad de la zona activa es fácilmente determinada graficando el índice de liquidez *versus* la profundidad del perfil del suelo a lo largo de varias estaciones. La figura 11.7 muestra una gráfica para la formación Beaumont en el área de Houston.

Un ejemplo del efecto del cambio estacional en la zona activa relacionada con la contracción y expansión de un depósito de suelo expansivo se muestra en la figura 11.8. Se trata de un registro típico de un movimiento vertical del terreno en una zona de prueba abierta en Regina, Saskatchewan (Canadá), para las profundidades indicadas debajo de la superficie del terreno. El movimiento estacional del terreno cesa virtualmente a una profundidad de aproximadamente 10-12 pies (3-4 m).

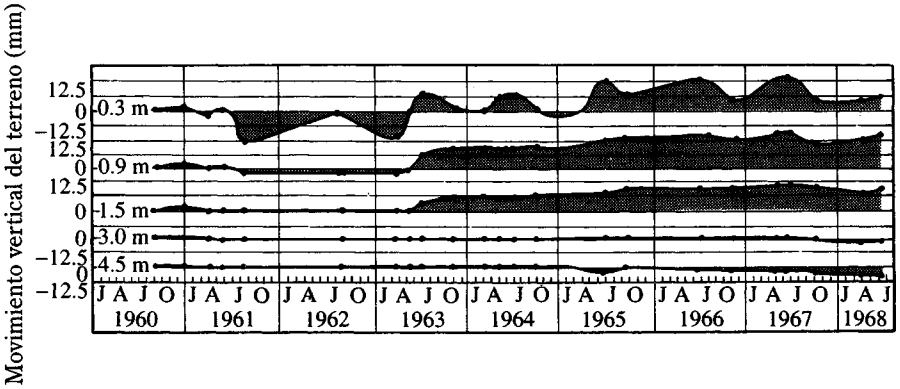
▼ **TABLA 11.3** Profundidades típicas de la zona activa en algunas ciudades de Estados Unidos[a]

Ciudad	Profundidad de la zona activa (pie)	(m)
Houston	5 a 10	1.5 a 3
Dallas	7 a 15	2.1 a 4.6
San Antonio	10 a 20	3 a 9
Denver	10 a 15	3 a 4.6

[a] Según O'Neill y Poormoayed (1980)



▼ **FIGURA 11.7** Zona activa en una formación Beaumont del área de Houston (según O'Neill y Poormoayed, 1980)



▼ **FIGURA 11.8** Movimientos verticales del terreno en una prueba de campo abierto en Regina, Saskatchewan, medidos por Hamilton en 1968 /según Sattler y Fredlund, 1991)

11.9 MEDICIÓN DE LA EXPANSIÓN EN LABORATORIO

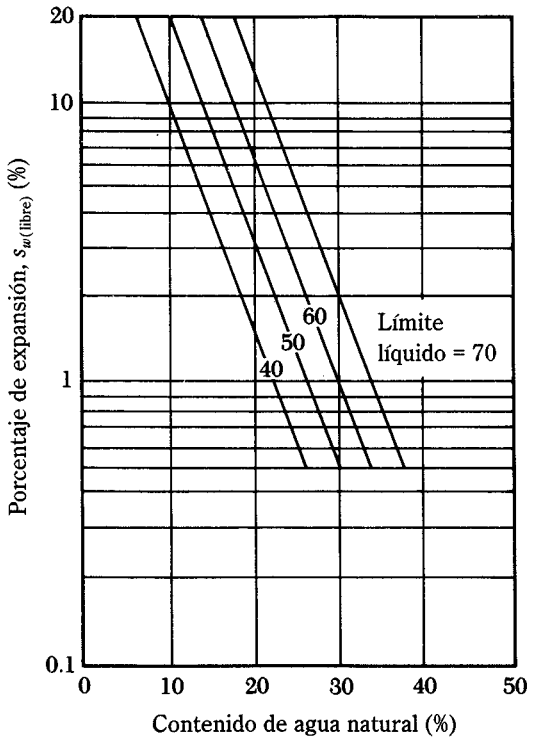
Para estudiar la magnitud de una posible expansión en arcilla deben llevarse a cabo simples pruebas de laboratorio con un odómetro sobre especímenes no alterados. Dos pruebas comunes son la de expansión no restringida y la prueba de la presión de expansión.

En la *prueba de expansión no restringida*, el espécimen se coloca en un odómetro bajo una pequeña sobrecarga de aproximadamente 1 lb/pulg^2 (6.9 kN/m^2). Luego se agrega agua al espécimen y se mide el aumento del volumen del espécimen (es decir, la altura, pues la sección transversal es constante) hasta que se alcanza el equilibrio. El porcentaje de expansión libre se expresa como una razón:

$$s_{w(\text{libre})}(\%) = \frac{\Delta H}{H}(100) \tag{11.9}$$

donde $s_{w(\text{libre})}$ = expansión libre, como porcentaje
ΔH = altura de la expansión debido a la saturación
H = altura original del espécimen

Vijayvergiya y Ghazzaly (1973) analizaron varios resultados de pruebas en suelos obtenidos de esta manera y prepararon una carta de correlación de la expansión libre, límite líquido y contenido de agua natural, como muestra la figura 11.9. O'Neill y Poormoayed (1980) desarrollaron una relación para calcular la expansión de la superficie libre con esta carta:



▼ **FIGURA 11.9** Relación entre porcentaje de expansión libre, límite líquido y contenido de agua natural (según Vijayvergiya y Ghazzaly, 1973)

$$\Delta S_F = 0.0033 Z s_{w(\text{libre})} \tag{11.10}$$

donde ΔS_F = expansión superficial libre
Z = profundidad de la zona activa
$s_{w(\text{libre})}$ = expansión libre, en porcentaje (figura 11.9)

Más recientemente, Sivapullaiah y otros (1987) sugirieron un nuevo método de prueba para obtener un *índice de expansión libre modificado* para arcillas, que parece dar una mejor indicación del potencial de expansión en suelos arcillosos. Esta prueba comienza con un suelo seco en horno con masa de aproximadamente 10 gramos. La masa del suelo es bien pulverizada y transferida a una probeta graduada de 100 ml conteniendo agua destilada. Después de 24 horas, se mide el volumen del sedimento expandido. Luego se calcula el *índice de expansión libre modificado*:

$$\text{Índice de expansión libre modificado} = \frac{V - V_s}{V_s} \tag{11.11}$$

donde V = volumen del suelo después de la expansión

V_s = volumen de sólidos del suelo = $\dfrac{W_s}{G_s \gamma_w}$

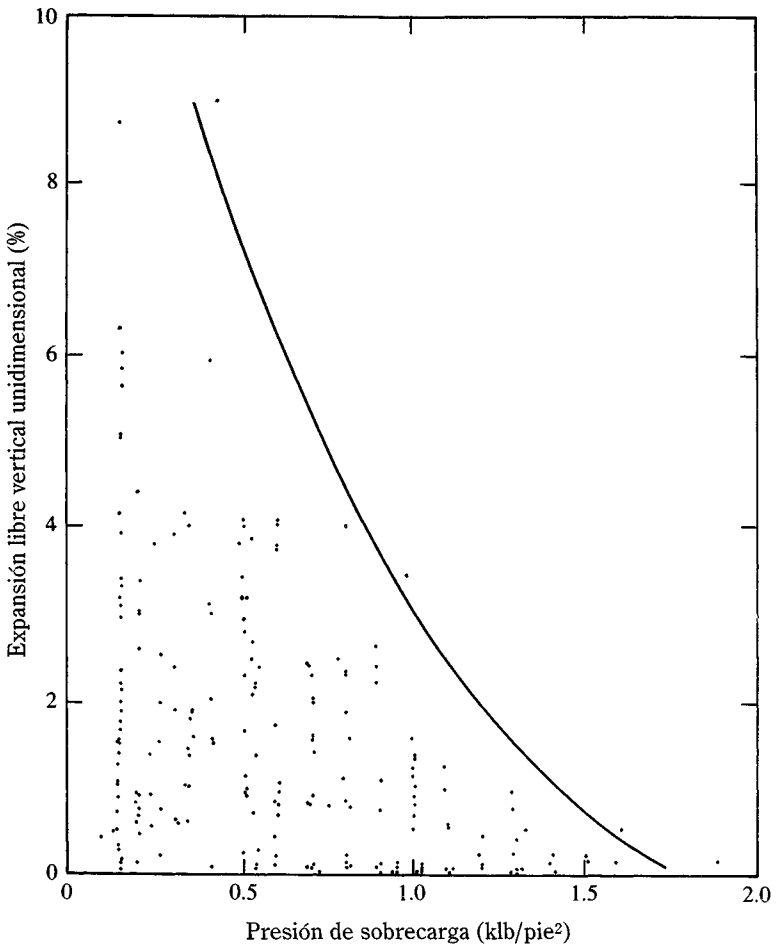
W_s = peso del suelo seco en horno
G_s = peso específico de los sólidos del suelo
γ_w = peso específico del agua

Con base en el índice de expansión libre modificado, el potencial de expansión de un suelo debe clasificarse cualitativamente como sigue:

Índice de expansión libre modificado	Potencial de expansión
<2.5	Despreciable
2.5 a 10	Moderado
10 a 20	Alto
>20	Muy alto

Sikh (1993) reportó los resultados de varias pruebas de expansión libre en especímenes de suelo inalterado del sur de California, conducidas sometiendo los especímenes de suelo a la *presión de sobrecarga efectiva real*. Los resultados están dados en la figura 11.10. La curva de límite superior indica que, para una presión de sobrecarga efectiva de aproximadamente 1.4 klb/pie^2 o mayor, la expansión libre vertical [ecuación (11.9)] generalmente decrece a menos del 1%.

La *prueba de la presión de expansión* se lleva a cabo colocando un espécimen en un anillo de consolidación y aplicando una presión igual a la presión, p_o, efectiva de sobrecarga, más la sobrecarga, p_s, aproximada anticipada causada por la cimentación. Luego se agrega agua al espécimen. Cuando éste empieza a expandirse, se aplica presión en



▼ **FIGURA 11.10** Expansión libre vertical unidimensional de algunos suelos del sur de California (según Sikh, 1993)

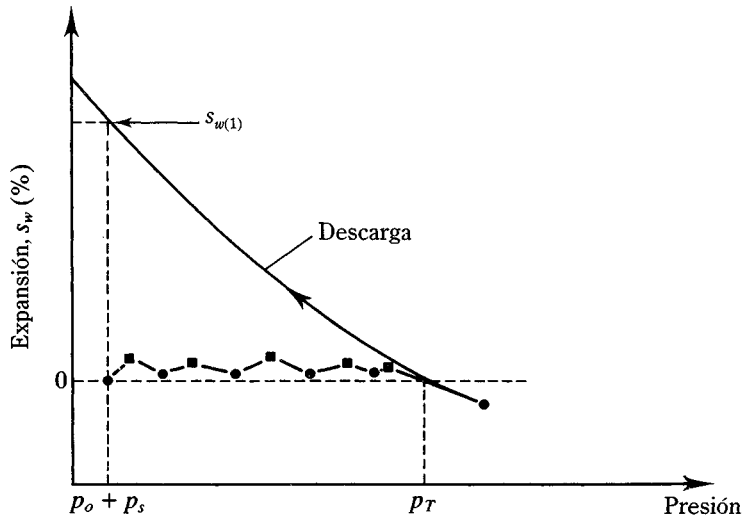
pequeños incrementos para prevenir la expansión. Se continúa así hasta desarrollar la presión total de expansión sobre el espécimen. En ese momento, la presión total es

$$p_T = p_o + p_s + p_1 \tag{11.12}$$

donde p_T = presión total para prevenir la expansión, o presión nula de expansión
p_1 = presión adicional agregada para prevenir la expansión después de la adición del agua

La figura 11.11 muestra la variación del porcentaje de expansión *versus* la presión durante una prueba de presión de expansión. Para mayor información sobre este tipo de prueba, vea Sridharan y otros (1986).

Una p_T de aproximadamente 0.4-0.65 klb/pie² (20-30 kN/m²) se considera baja y una p_T de 30-40 klb/pie² (1500-2000 kN/m²) se considera alta. Después de que se alcanza



▼ **FIGURA 11.11** Prueba de presión de expansión

una presión cero de expansión, el espécimen de suelo se descarga en etapas hasta el nivel de la presión, p_0, de sobrecarga. Esto ocasionará que el espécimen se expanda. La expansión de equilibrio para cada nivel de presión también se registra. La variación de la expansión, en porcentaje, s_w (%), y la presión aplicada sobre el espécimen será como lo muestra la figura 11.11.

La *prueba de la presión de expansión* debe usarse para determinar el levantamiento superficial, ΔS, de una cimentación (O'Neill y Poormoayed, 1980), de acuerdo con la expresión

$$\Delta S = \sum_{i=1}^{n} [s_{w(1)}\ (\%)](H_i)(0.01) \tag{11.13}$$

donde $s_{w(1)}$ (%) = expansión en porcentaje para el estrato i bajo una presión de $p_o + p_s$ (véase la figura 11.11)
ΔH_i = espesor del estrato i

▼ **EJEMPLO 11.1**

Un perfil de suelo tiene una zona activa de suelo expansivo de 2 m. El límite líquido y el contenido de agua natural promedio durante la estación de construcción son 60% y 30%, respectivamente. Determine la expansión de la superficie libre.

Solución: De la figura 11.9 para $LL = 60\%$ y $w = 30\%$, $s_{w(\text{libre})} = 1\%$. De la Ec. (11.10),

$$\Delta S_F = 0.0033 Z s_{w(\text{libre})}$$

Por consiguiente,

$$\Delta S_F = 0.0033(2)(1)(1000) = \mathbf{6.6\ mm}$$ ▲

▼ EJEMPLO 11.2

Un perfil de suelo expansivo tiene un espesor de zona activa de 5.2 m. Una cimentación superficial va a construirse 1.2 m debajo de la superficie del terreno. Una prueba de presión de expansión dio los siguientes datos:

Profundidad debajo de la superficie del terreno (m)	Expansión bajo sobrecarga y presión estimada por sobrecarga de la cimentación, $s_{w(1)}$ (%)
1.2	3.0
2.2	2.0
3.2	1.2
4.2	0.55
5.2	0.0

a. Estime la expansión total posible bajo la cimentación.
b. Si la expansión total admisible es de 15 mm, ¿cuál será el recorte necesario?

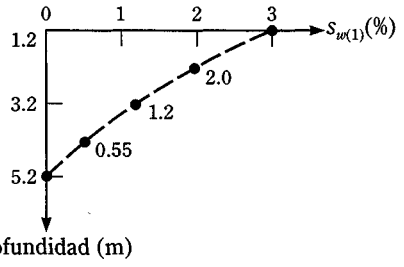
Solución:

Parte a:

La figura 11.12 muestra la gráfica de la profundidad *versus* $s_{w(1)}$ (%). El área de este diagrama será la expansión total. Entonces

$$\Delta S = \frac{1}{100}\left[\left(\frac{1}{2}\right)(0.55 + 0)(1) + \left(\frac{1}{2}\right)(0.55 + 1.2)(1) + \left(\frac{1}{2}\right)(1.2 + 2)(1) + \left(\frac{1}{2}\right)(2 + 3)(1)\right]$$

$$= 0.0525 \text{ m} = \mathbf{52.5\ m}$$

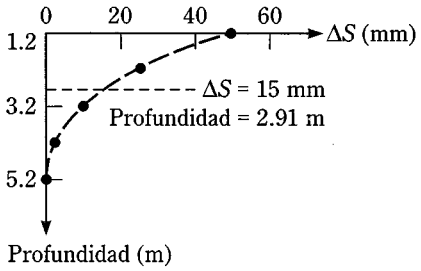


▼ FIGURA 11.12

Parte b:
La expansión total a varias profundidades debe calcularse como sigue:

Profundidad (m)	Expansión total, ΔS (m)
5.2	0
4.2	$0 + \frac{1}{2}(0.55 + 0)(1)(1/100) = 0.00275$
3.2	$0.00275 + \frac{1}{2}(1.2 + 0.55)(1)(1/100) = 0.0115$
2.2	$0.0115 + \frac{1}{2}(2 + 1.2)(1)(1/100) = 0.0275$
1.2	$0.0275 + \frac{1}{2}(2 + 3)(1)(1/100) = 0.0525$

La gráfica de ΔS *versus* profundidad se muestra en la figura 11.13. De esta figura, la profundidad de recorte es 2.91 – 1.2 = **1.71 m debajo del fondo de la cimentación.**



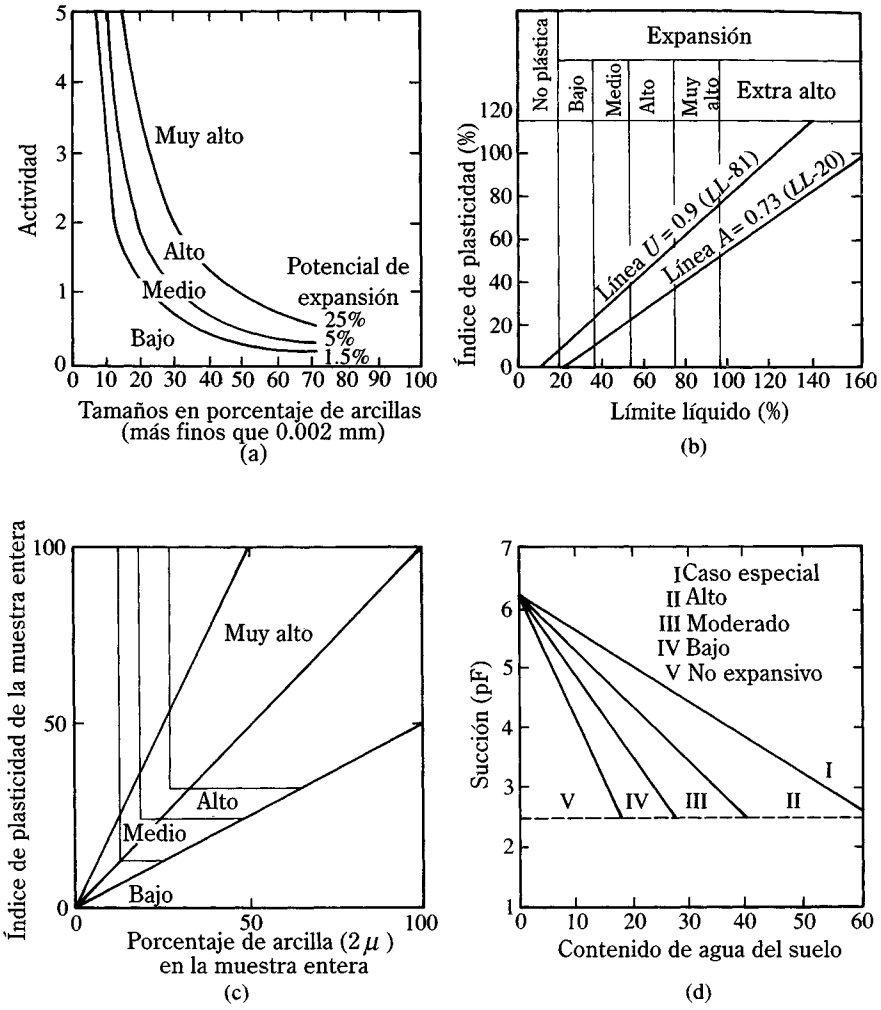
▼ FIGURA 11.13 ▲

11.10 CLASIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS CON BASE EN PRUEBAS ÍNDICE

Los sistemas de clasificación de suelos expansivos se basan en los problemas que éstos crean en la construcción de cimentaciones (expansión potencial). La mayoría de las clasificaciones contenidas en la literatura técnica están resumidas en la figura 11.14 y en la tabla 11.4. El sistema de clasificación desarrollado por el U.S. Army Waterways Experiment Station (Snethen y otros, 1977) es el más ampliamente usado en Estados Unidos, también resumido por O'Neill y Poormoayed (1980); véase la tabla 11.5.

11.11 CONSIDERACIONES DE CIMENTACIÓN PARA SUELOS EXPANSIVOS

Si un suelo tiene un bajo potencial de expansión, deben seguirse los procedimientos estándar de construcción. Sin embargo, si el suelo posee un alto potencial de expansión, deben tomarse precauciones, que implican:



▼ **FIGURA 11.14** Criterios comúnmente usados para determinar el potencial de expansión (según Abduljauwad y Al-Sulaimani, 1993)

1. Reemplazar el suelo expansivo bajo la cimentación.
2. Cambiar la naturaleza del suelo expansivo mediante compactación controlada; prehumedecimiento, instalación de barreras de agua y/o estabilización química
3. Reforzar las estructuras para resistir el levantamiento, construir estructuras. que sean suficientemente flexibles para resistir el levantamiento diferencial del suelo sin fallar, o construir cimentaciones profundas aisladas debajo de la profundidad de la zona activa.

Un método particular a veces no es suficiente en todas las situaciones. Será necesario combinar varios procedimientos, y la experiencia en construcciones locales debe

▼ **TABLA 11.4** Resumen de algunos criterios para identificar el potencial de expansión (según Abduljauwad y Al-Sulaimani, 1993)

Referencia	Criterios	Observaciones
Holtz (1959)	$CC > 28$, $IP > 35$ y $LC < 11$ (muy alto) $20 \leq CC \leq 31$, $25 \leq IP \leq 41$ y $7 \leq LC \leq 12$ (alto) $13 \leq CC \leq 23$, $15 \leq IP \leq 28$ y $10 \leq LC \leq 16$ (medio) $CC \leq 15$, $IP \leq 18$ y $LC \geq 15$ (bajo)	Basado en *CC*, *IP* y *LC*
Seed y otros (1962)	Véase la figura 11.14a	Con base en la prueba del odómetro usando un espécimen compactado, porcentaje de arcilla < 2 μm y actividad
Altmeyer (1955)	$CL < 5$, $LC > 12$ y $EP < 0.5$ (no crítica) $5 \leq CL \leq 8$, $10 \leq LC \leq 12$ y $0.5 \leq EP$, ≤ 1.5 (marginal) $CL > 8$, $LC < 10$ y $EP > 1.5$ (crítica)	Con base en *CL*, *LC* y *EP*. Muestra remoldeada ($\rho_{d(máx)}$ y $w_{ópt}$). Empapada bajo sobrecarga de 6.9 kPa
Dakshanamanthy y Raman (1973)	Véase la figura 11.14b	Basado en la carta de plasticidad
Raman (1967)	$IP > 32$ y $IC > 40$ (muy alto) $23 \leq IP \leq 32$ y $30 \leq IC \leq 40$ (alto) $12 \leq IP \leq 23$ y $15 \leq IC \leq 30$ (medio) $IP < 12$ y $IC < 15$ (bajo)	Basado en *IP* e *IC*
Sowers y Sowers (1970)	$SL < 10$ y $PI > 30$ (alto) $10 \leq SL \leq 12$ y $15 \leq PI \leq 30$ (moderado) $SL > 12$ y $PI < 15$ (bajo)	Poca expansión ocurrirá cuando w_0 conduce a un *IL* de 0.25
Van Der Merwe (1964)	Véase la figura 11.14c	Con base en *IP*, porcentaje de arcilla < 2 μm y actividad
Uniform Bulding Code, 1968	$IE > 130$ (muy alto) y $91 \leq IE \leq 130$ (alto) $51 \leq IE \leq 90$ (medio) y $21 \leq IE \leq 50$ (bajo) $0 \leq IE \leq 20$ (muy bajo)	Con base en la prueba del odómetro en un espécimen compactado con grado de saturación cercano a 50% y una sobrecarga de 6.9 kPa
Snethen (1984)	$LL > 60$, $IP > 35$, $\tau_{nat} > 4$ y $PE > 1.5$ (alto) $30 \leq LL \leq 60$, $25 \leq IP \leq 35$, $1.5 \leq \tau_{nat} \leq 4$ y $0.5 \leq PE \leq 1.5$ (medio) $LL < 30$, $IP < 25$, $\tau_{nat} < 1.5$ y $PE < 0.5$ (bajo)	*EP* es representativa para condición de campo, se usa sin τ_{nat}, pero se reducirá la exactitud
Chen (1988)	$IP \geq 35$ (muy alto) y $20 \leq IP \leq 55$ (alto) $10 \leq IP \leq 35$ (medio) e $IP \leq 15$ (bajo)	Basado en *IP*
McKeen (1992)	Véase la figura 11.14d	Con base en mediciones de pequeño contenido de agua, succión y cambio de volumen al secarse
Vijayvergiya y Ghazzaly (1973)	$\log PE = (1/2)(0.44LL - w_0 + 5.5)$	Ecuaciones empíricas
Nayak y Christensen (1974)	$PE = (0.00229IP)(1.45C)/w_0 + 6.38$	Ecuaciones empíricas
Weston (1980)	$PE = 0.00411\ (LL_w)^{4.17} q^{-3.86} w_0^{-2.33}$	Ecuaciones empíricas

Nota: *C* = arcilla, %
CC = contenido coloidal, %
IE = Índice de expansión = 100 × porcentaje de expansión × fracción que pasa la malla no. 4
IL = índice de liquidez, %
LL = límite líquido, %
LL_w = límite líquido pesado, %
CL = contracción lineal, %
IP = índice de plasticidad, %
EP = expansión probable, %
q = sobrecarga
IC = índice de contracción = *LL* − *LC*, %
LC = límite de contracción, %
PE = potencial de expansión, %
w_0 = contenido de agua natural del suelo
$w_{ópt}$ = contenido de agua óptimo, %
τ_{nat} = succión natural del suelo en tsf
$\rho_{d(máx)}$ = densidad seca máx.

▼ **TABLA 11.5** Sistema de clasificación de suelos expansivos[a]

Límite líquido	Índice de plasticidad	Expansión potencial (%)	Clasificación de la expansión potencial
<50	<25	<0.5	Baja
50–60	25–35	0.5–1.5	Marginal
>60	>35	>1.5	Alta

Expansión potencial = expansión vertical bajo una presión igual a la presión de sobrecarga

[a] Compilado de O'Neill y Poormoayed (1980)

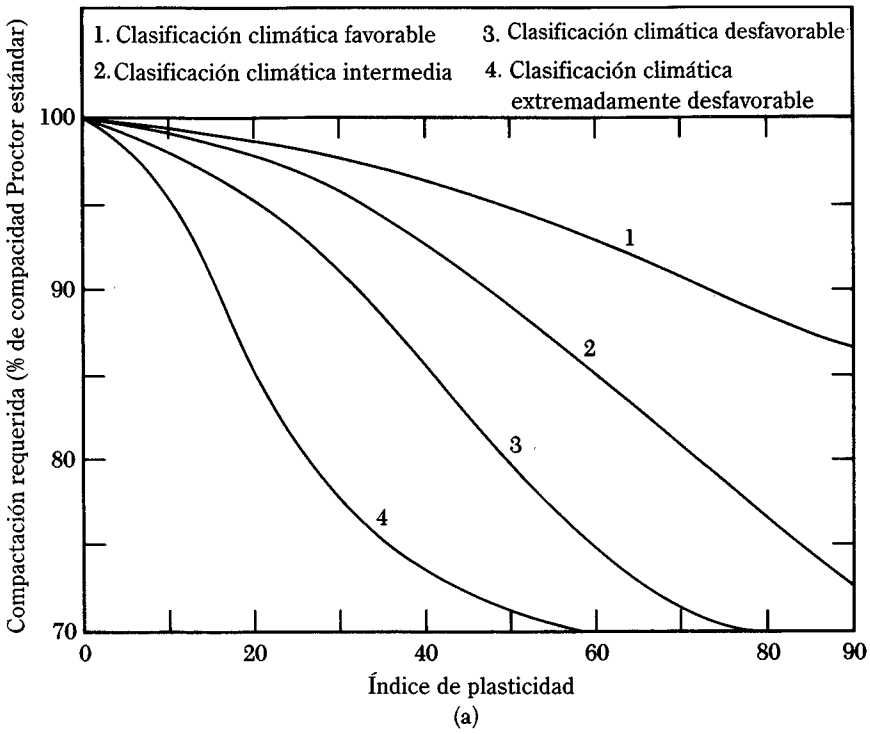
siempre ser considerada. Se dan a continuación detalles de algunos de los procedimientos comúnmente usados al tratar con suelos expansivos.

Reemplazo de un suelo expansivo

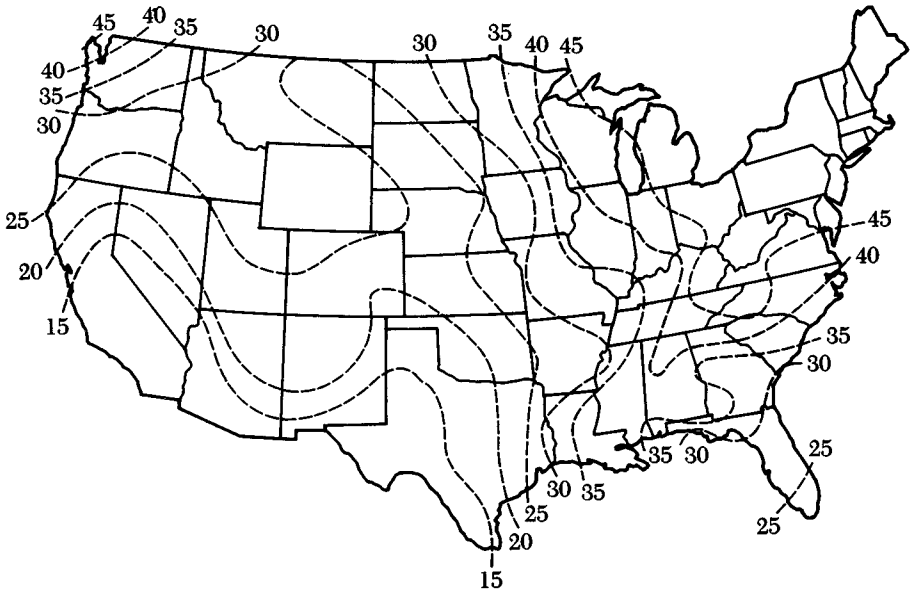
Cuando están presentes suelos moderadamente expansivos poco profundos, éstos serán retirados y reemplazados por suelos menos expansivos y compactados adecuadamente.

Cambio de la naturaleza de un suelo expansivo

1. *Compactación*: El levantamiento de los suelos expansivos decrece considerablemente cuando el suelo se compacta a un peso específico inferior sobre el lado alto del contenido de agua óptimo (posiblemente 3-4% arriba). Aún bajo tales condiciones, un tipo de construcción como el de losa sobre el terreno no debe considerarse cuando el levantamiento total probable sea de aproximadamente 1.5 pulg (38 mm) o mayor. La figura 11.15 muestra los límites recomendados de compactación del suelo en el campo para reducir el levantamiento. Note que los pesos específicos secos recomendados se basan en una clasificación climática. De acuerdo con los datos del U.S. Weather Bureau, una clasificación climática de 15 representa una condición extremadamente desfavorable; pero una clasificación de 45 representa condiciones climáticas favorables. Las isobaras de clasificación climática para la zona continental de Estados Unidos se muestran en la figura 11.15b.
2. *Prehumedecimiento*: Un procedimiento para incrementar el contenido de agua del suelo es mediante embalse, con lo que se logra la mayor parte del levantamiento antes de la construcción. Sin embargo, este procedimiento se demora porque la infiltración del agua a través de arcillas altamente plásticas es muy lenta. Después del embalse, se agrega 4-5% de cal hidratada a la capa superior del suelo para hacerla menos plástica y más trabajable (Gromko, 1974).
3. *Instalación de barreras de agua*: El efecto a largo plazo del levantamiento diferencial se reduce controlando la variación del agua en el suelo. Esto se logra proporcionando barreras verticales para agua aproximadamente con 5 pies (≈ 1.5 m)



(a)



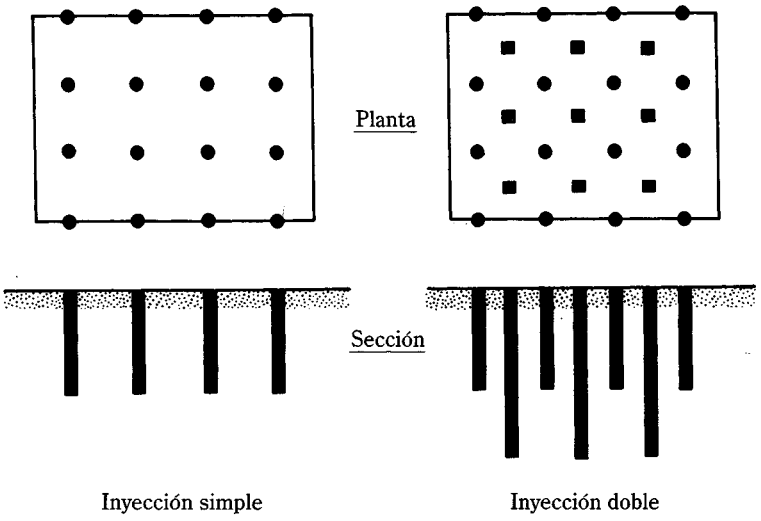
(b)

▼ **FIGURA 11.15** (a) Requisitos de compactación del suelo basados en la clasificación climática; (b) clasificación climática equivalente en Estados Unidos (según Gromko, 1974)

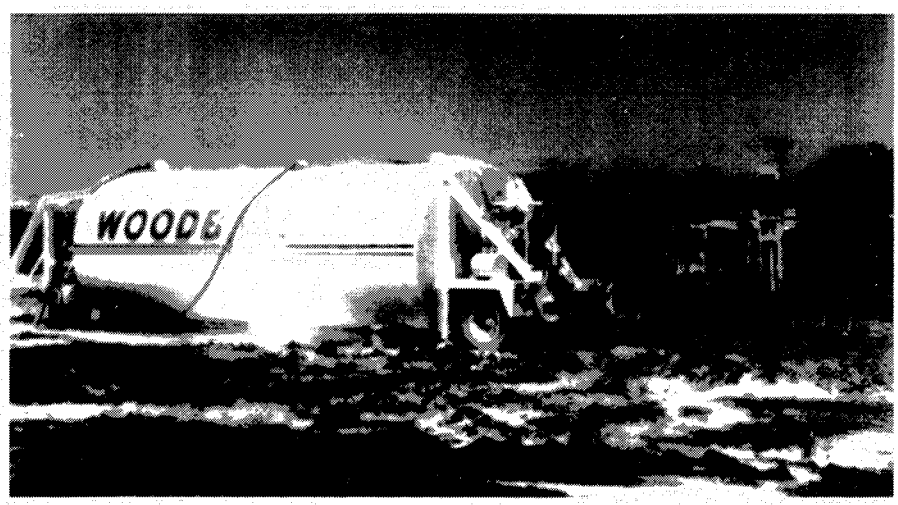
de profundidad alrededor del perímetro de las losas para el tipo de construcción "losa sobre el terreno". Esas barreras para agua se construyen en zanjas llenas con grava, concreto delgado o membranas impermeables.

4. *Estabilización del suelo*: La estabilización química con ayuda de cal y cemento ha tenido éxito a menudo. En la mayor parte de los casos, una mezcla que contenga aproximadamente 5% de cal es suficiente. La cal o cemento y agua se mezclan con la capa superior del suelo y se compacta. La adición de cal o cemento disminuirá el límite líquido, el índice de plasticidad y las características de expansión del suelo. Este tipo de trabajo de estabilización se hace hasta una profundidad de 3-5 pies (≈ 1-1.5 m). La cal hidratada de alto calcio y la cal de dolomita se usan generalmente para la estabilización con cal.

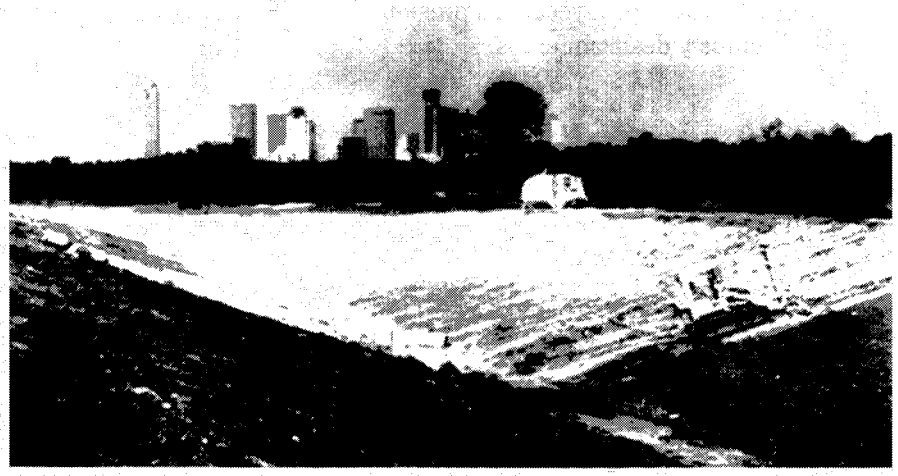
Otro método de estabilización de un suelo expansivo es la *inyección a presión* de lechada de cal o de lechada de cal y ceniza volátil, usualmente hasta una profundidad de 12-16 pies (4-5 m) y ocasionalmente hasta mayor profundidad para cubrir la zona activa. Detalles adicionales del procedimiento de la inyección a presión se presentan en el capítulo 12. Dependiendo de las condiciones del suelo en un sitio, se planean inyecciones simples o múltiples, como muestra la figura 11.16. La figura 11.17 muestra el trabajo de inyección a presión de la lechada para la base de un edificio. Las estacas señalan los puntos de inyección planeados. La figura 11.18 muestra la estabilización con cal y ceniza volátil por inyección a presión de la ribera de un canal que ha sufrido desprendimientos y deslizamientos.



▼ **FIGURA 11.16** Planeación de inyecciones múltiples de lechada de cal para el asiento de un edificio



▼ **FIGURA 11.17** Inyección a presión de lechada de cal para la base de un edificio (Cortesía de GKN Hayward Baker, Inc., Woodbine Division, Ft.Worth, Texas)



▼ **FIGURA 11.18** Estabilización del talud de la ribera de un canal por inyección a presión de lechada de cal y ceniza volátil (Cortesía de GKN Hayward Baker, Inc., Woodbine Division, Ft.Worth, Texas)

11.12 CONSTRUCCIÓN SOBRE SUELOS EXPANSIVOS

Debe tenerse cuidado al escoger el tipo de cimentación por usar sobre suelos expansivos. La tabla 11.6 muestra algunos procedimientos de construcción recomendados basados en el levantamiento total predicho, ΔS, y en la razón longitud-altura de los paneles del muro.

▼ **TABLA 11.6** Procedimientos de construcción para suelos de arcilla expansivos[a]

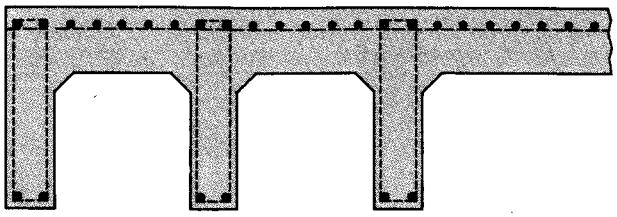
Levantamiento predicho total (mm)		Construcción recomendada	Método	Observaciones
$L/H = 1.25$	$L/H = 2.5$			
0 a 6.35	12.7	Ninguna precaución		
6.35 a 12.7	12.7 a 50.8	Construcción rígida que tolere movimiento (refuerzo de acero según sea necesario)	*Cimentaciones*:	Las zapatas deben ser pequeñas y profundas, consistentes con la capacidad de carga del suelo.
			Zapatas corridas	
			Losa reticulada	Las losas reticuladas deben resistir flexión
			Losas de piso:	Las losas deben diseñarse para resistir flexión
			Reticulada	y deben ser independientes de
			Baldosa	las vigas de cimentación.
			Muros:	Los muros sobre una losa reticulada deben ser tan flexibles como la losa. Ninguna conexión rígida vertical.
				Paredes de ladrillo deben reforzarse con barras o bandas.
12.7 a 50.8	50.8 a 101.6	Construcción que amortigüe movimiento	*Juntas*:	Contactos entre unidades estructurales
			Libre	deben evitarse; material flexible o
			Flexible	impermeable debe insertarse en las juntas.
			Muros:	Los muros o unidades rectangulares de la
			Flexible	construcción deben levantarse como una
			Construcción unitaria	unidad.
			Marco de acero	
			Cimentaciones:	Las cimentaciones celulares permiten ligera
			Tres puntos	expansión del suelo para reducir
			Celular	presión de expansión.
			Gatos mecánicos	Los gatos ajustables son inconvenientes a los propietarios. Carga de tres puntos permite el movimiento sin dureza.
>50.8	>101.6	Construcción independiente de movimiento	*Cimentación con pilas perforadas*:	Deben usarse pilas de diámetro mínimo y amplio espaciamiento
			Pila recta	compatible con la carga.
			Fondo con campana	Debe permitirse holgura bajo las vigas de cimentación.
			Piso suspendido:	Los pisos deben apoyarse sobre las vigas de cimentación 305 a 460 mm por arriba del suelo.

[a] Según Gromko, 1974

Por ejemplo, la tabla 11.6 propone el uso de losas reticuladas o de nervaduras como alternativa al diseñar edificios rígidos capaces de tolerar movimiento. La figura 11.19 muestra un diagrama esquemático de una losa reticulada. En este tipo de construcción, las nervaduras soportan la carga estructural. Los espacios entre las nervaduras permiten la expansión del suelo.

La tabla 11.6 también sugiere el uso de cimentaciones con pilas perforadas con una losa de piso suspendida para la construcción de estructuras independientes del movimiento. La figura 11.20a muestra un diagrama esquemático de tal arreglo. El fondo de las pilas debe colocarse debajo de la zona activa del suelo expansivo. Para el diseño de las pilas, la fuerza de levantamiento, U, se estima (figura 11.20b) con la ecuación

$$U = \pi D_s Z p_T \tan \phi_{ps} \tag{11.14}$$



▼ **FIGURA 11.19** Losa reticulada

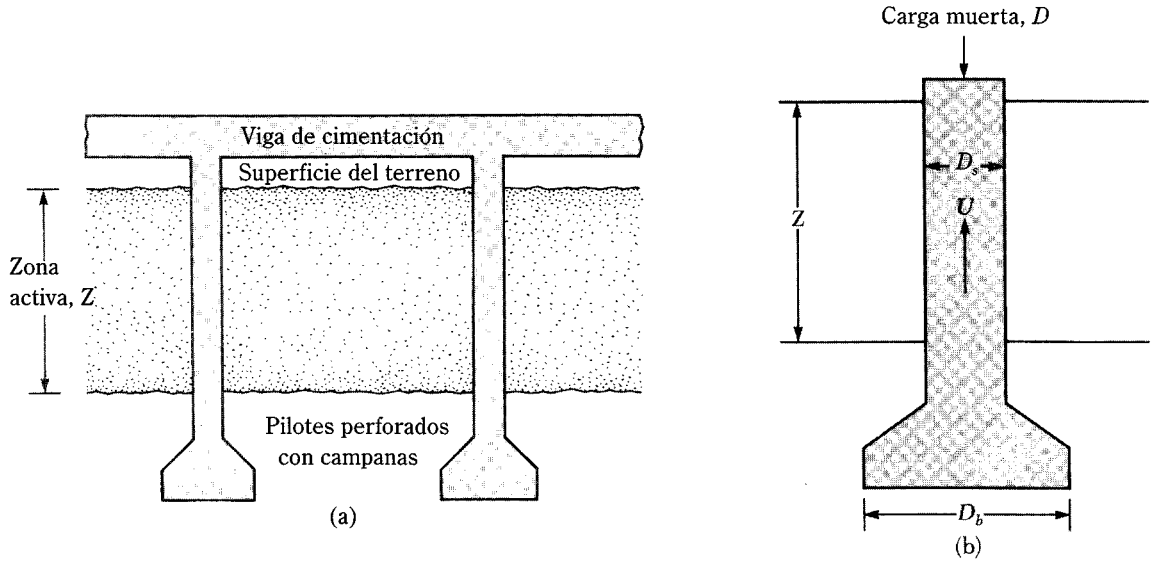
donde D_s = diámetro del pilote
Z = profundidad de la zona activa
ϕ_{ps} = ángulo efectivo de fricción entre zócalo y suelo
p_T = presión para expansión horizontal nula (véase la figura 11.11; $p_T = p_o + p_s + p_l$)

En la mayoría de los casos, el valor de ϕ_{ps} varía entre 10° y 20°. Un valor promedio de la presión nula de expansión horizontal debe determinarse en el laboratorio. En ausencia de resultados de laboratorio, $p_T \tan \phi_{ps}$ se considera igual a la resistencia cortante no drenada de la arcilla, c_u, en la zona activa.

La porción acampanada del pilote perforado actuará como ancla para resistir la fuerza de levantamiento. Despreciando el peso de la pila perforada

$$Q_{net} = U - D \tag{11.15}$$

donde Q_{neta} = carga neta de levantamiento
D = carga muerta



▼ **FIGURA 11.20** (a) Construcción de pilas perforadas con campanas y viga de cimentación; (b) definición de los parámetros en la ecuación (11.14)

Ahora,

$$Q_{\text{net}} \approx \frac{c_u N_c}{FS}\left(\frac{\pi}{4}\right)(D_b^2 - D_s^2) \tag{11.16}$$

donde c_u = cohesión no drenada de la arcilla en que la campana se localiza

Combinando las Ecs. (11.15) y (11.16) da

$$U - D = \frac{c_u N_c}{FS}\left(\frac{\pi}{4}\right)(D_b^2 - D_s^2) \tag{11.17}$$

donde N_c = factor de capacidad de carga
FS = factor de seguridad
D_b = diámetro de la campana del pilote perforado

Conservadoramente, N_c (tablas 3.4 y 3.5) es

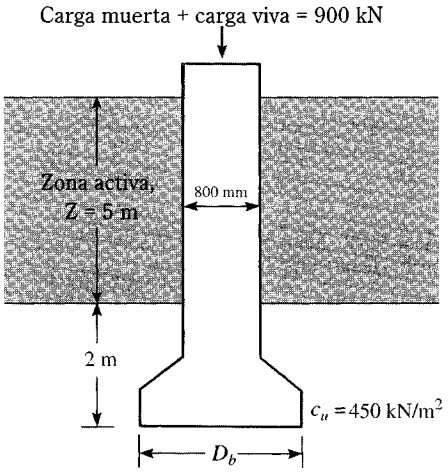
$$N_c \approx N_{c(\text{franja})} F_{cs} = N_{c(\text{franja})}\left(1 + \frac{N_q B}{N_c L}\right) \approx 5.14\left(1 + \frac{1}{5.14}\right) = 6.14$$

En el ejemplo 11.3 se da un ejemplo del diseño de una pila perforada.

▼ EJEMPLO 11.3

La figura 11.21 muestra un pilote perforado con campana. La profundidad de la zona activa es de 5 m. La presión de expansión cero de la arcilla expandible (p_T) es de 450 kN/m^2. Para la pila perforada la carga muerta (D) es de 600 kN y la carga viva es de 300 kN. Suponga $\phi_{ps} = 12°$.

a. Determine el diámetro, D_b, de la campana.
b. Revise la capacidad de carga de la pila perforada suponiendo una fuerza de levantamiento cero.



▼ FIGURA 11.21

Solución:

Parte a: Determinación del diámetro D_b de la campana

La fuerza de levantamiento, Ec. (11.14), es

$$U = \pi D_s Z p_T \tan \phi_{ps}$$

Se dan: $Z = 5$ m y $p_T = 450$ kN/m^2. Entonces

$$U = \pi (0.8)(5)(450)\tan 12^\circ = 1202 \text{ kN}$$

Suponga que las cargas viva y muerta son cero y que el FS en la Ec. (11.17) es de 1.25. Entonces, de la Ec. (1.17),

$$U = \frac{c_u N_c}{FS}\left(\frac{\pi}{4}\right)(D_b^2 - D_s^2)$$

$$1202 = \frac{(450)(6.14)}{1.25}\left(\frac{\pi}{4}\right)(D_b^2 - 0.8^2); \qquad D_b = \mathbf{1.15\ m}$$

El factor de seguridad contra levantamiento con la carga muerta también debe revisarse. Un factor de seguridad de por lo menos 2 es deseable. Entonces, de la Ec. (11.17)

$$FS = \frac{c_u N_c \left(\frac{\pi}{4}\right)(D_b^2 - D_s^2)}{U - D}$$

$$= \frac{(450)(6.14)\left(\frac{\pi}{4}\right)(1.15^2 - 0.8^2)}{1202 - 600} = \mathbf{2.46 > 2 — OK}$$

Parte b: Revisión de la capacidad de carga

Suponga que $U = 0$. Entonces

Carga muerta + carga viva = 600 + 300 = 900 kN

$$\text{Carga hacia abajo por área unitaria} = \frac{900}{\left(\frac{\pi}{4}\right)(D_b^2)} = \frac{900}{\left(\frac{\pi}{4}\right)(1.15)^2} = 866.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Capacidad neta de carga del suelo debajo de la campana} = q_{u(\text{neta})} = c_u N_c$$
$$= (450)(6.14) = 2763 \text{ kN/m}^2$$

Por consiguiente, el factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga es

$$FS = \frac{2763}{866.5} = \mathbf{3.19 > 3 — OK}$$

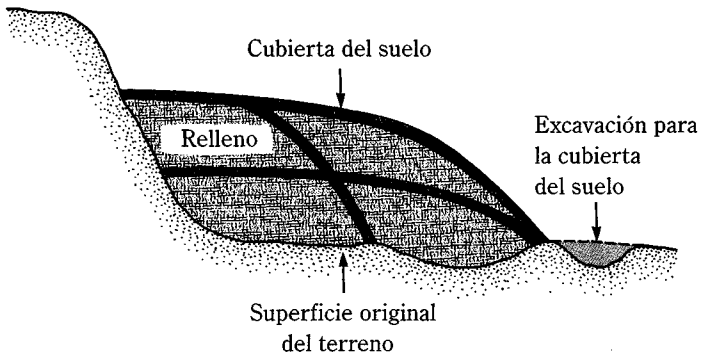
▲

RELLENOS SANITARIOS

11.13 RELLENOS SANITARIOS. GENERALIDADES

Los rellenos sanitarios son una manera de disponer de la basura en la tierra sin poner en peligro la salud pública, y se usan en casi todos los países, con diversos grados de éxito. La basura depositada en los rellenos sanitarios puede contener desechos orgánicos, madera, papel y desechos fibrosos o de demolición como ladrillos y piedras. La basura se humedece y compacta a intervalos frecuentes y luego se cubre con una capa de suelo, como muestra la figura 11.22. En estado compactado, el peso específico promedio de la basura varía entre 32-64 lb/pie^3 (5-10 kN/m^3). Una ciudad típica en Estados Unidos, con una población de un millón de habitantes, genera alrededor de 135×10^6 pies^3 ($\approx 3.8 \times 10^6$ m^3) de material de relleno compactado por año.

Como el valor de la propiedad continúa creciendo en áreas densamente habitadas, la construcción de estructuras sobre rellenos sanitarios se vuelve cada vez más tentadora. En algunos casos, una mera inspección del sitio no es suficiente para detectar un viejo relleno sanitario. Sin embargo, la construcción de cimentaciones sobre rellenos sanitarios es generalmente problemática debido a los gases venenosos (por ejemplo, metano), a los asentamientos excesivos y a una inherente baja capacidad de carga.

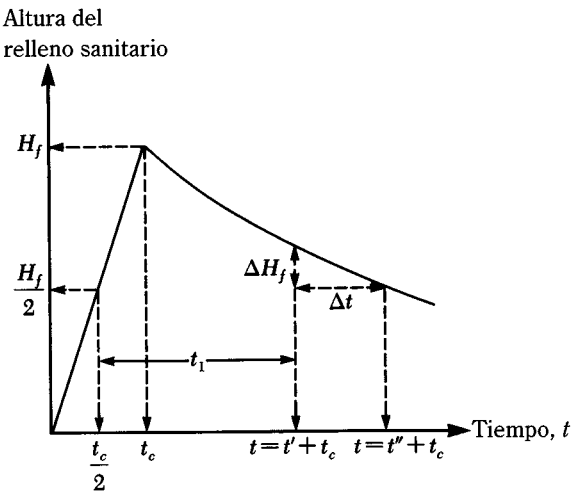


▼ **FIGURA 11.22** Diagrama esquemático de un relleno sanitario en proceso de construcción

11.14 ASENTAMIENTO DE RELLENOS SANITARIOS

Los rellenos sanitarios sufren grandes y continuos asentamientos durante largos periodos de tiempo. Yen y Scanlon (1975) registraron el asentamiento de varios rellenos en California. La tasa de asentamiento después de terminado el relleno (figura 11.23) se expresa como

$$m = \frac{\Delta H_f}{\Delta t} \tag{11.18}$$



▼ **FIGURA 11.23** Asentamiento de rellenos sanitarios

donde m = tasa de asentamiento
H_f = altura máxima del relleno sanitario

Con base en varias observaciones de campo, Yen y Scanlon (1975) determinaron las siguientes correlaciones empíricas para la tasa de asentamiento:

$$m = 0.0268 - 0.0116 \log t_1 \quad \text{(para alturas de rellenos de entre 12 y 24 m)} \tag{11.19}$$

$$m = 0.038 - 0.0155 \log t_1 \quad \text{(para alturas de rellenos de entre 24 y 30 m)} \tag{11.20}$$

$$m = 0.0433 - 0.0183 \log t_1 \quad \text{(para alturas de rellenos mayores de 30 m)} \tag{11.21}$$

donde m está en m/mes.
t_1 es la edad media del relleno, en meses

La edad media del relleno se define de la figura 11.23 como sigue:

$$t_1 = t - \frac{t_c}{2} \tag{11.22}$$

donde t = tiempo desde el inicio del relleno
t_c = tiempo para terminar el relleno

Las ecuaciones (11.19), (11.20) y (11.21) se basan en datos de campo de rellenos para los cuales t_c varió de 70 a 82 meses. Para obtener una idea del tiempo aproximado requerido para que un relleno sanitario sufra un asentamiento completo, considere la ecuación (11.19). Para un relleno de 12 m de altura y t_c = 72 meses,

$$m = 0.0268 - 0.0116 \log t_1$$

$$\log t_1 = \frac{0.0268 - m}{0.0116}$$

Si $m = 0$ (cero de tasa de asentamiento), $\log t_1 = 2.31$ o $t_1 \approx 200$ meses. El asentamiento continuará entonces por $t_1 - t_c/2 = 200 - 36 = 164$ meses (≈ 14 años) después de terminado el relleno, lo que es un tiempo considerable. Este cálculo enfatiza la necesidad de poner mucha atención al asentamiento de cimentaciones construidas sobre rellenos sanitarios.

Una comparación de las ecuaciones (11.19) con la (11.21) para tasas de asentamiento muestra que el valor de m crece con la altura del relleno. Sin embargo, para alturas del relleno mayores a 30 m, la tasa de asentamiento no difiere mucho de la obtenida con la ecuación (11.21). La razón es que la descomposición de la materia orgánica cercana a la superficie es principalmente el resultado de un ambiente anaeróbico. Para rellenos más profundos, la descomposición es más lenta. Por consiguiente, para alturas mayores a 30 m, la tasa de asentamiento no excede a la de rellenos que son aproximadamente de 30 m de altura.

Sowers (1973) también propuso una relación para el cálculo del asentamiento de un relleno sanitario:

$$\Delta H = \frac{\alpha H_f}{1 + e} \log \left(\frac{t''}{t'}\right) \tag{11.23}$$

donde H_f = altura del relleno
e = relación de vacíos
α = coeficiente de asentamiento
t'', t' = tiempos (véase la figura 11.23)
ΔH = asentamiento entre los tiempos t' y t''

Los coeficientes α caen entre

$$\alpha = 0.09e \text{ (para condiciones favorables a la descomposición)} \tag{11.24}$$

y

$$\alpha = 0.03e \text{ (para condiciones no favorables a la descomposición)} \tag{11.25}$$

La ecuación (11.23) es similar a la ecuación para el asentamiento por consolidación secundaria.

PROBLEMAS

11.1 Para un suelo tipo loes se da $G_s = 2.74$. Dibuje una gráfica de γ_d (kN/m³) *versus* el límite líquido para identificar la zona en que es probable que el suelo se colapse al saturarse. Si un suelo tiene un límite líquido de 27, $G_s = 2.74$ y $\gamma_d = 14.5$ kN/m³, ¿es probable que ocurra el colapso?

11.2 Un estrato de suelo colapsable en el campo tiene un espesor de 3 m. La presión de sobrecarga efectiva promedio sobre el estrato de suelo es de 62 kN/m². Un espécimen no alterado de este suelo fue sometido a una prueba de doble odómetro. La presión de preconsolidación del espécimen determinada del espécimen empapado fue de 84 kN/m². ¿Está el suelo en el campo normalmente consolidado o preconsolidado?

11.3 Un suelo expansivo tiene un espesor de zona activa de 10 pies. El contenido de agua natural del suelo es de 20% y su límite líquido es de 50. Calcule la expansión de la superficie libre del suelo expansivo al estar éste saturado.

11.4 Los siguientes son los resultados de una prueba del índice de expansión libre modificada:

Masa del suelo seco = 10 gramos
$G_s = 2.71$

Volumen del sedimento expandido después de 24 horas en agua = 26.2 cm^3

a. Determine el índice de expansión libre modificado.
b. Describa el potencial de expansión.

11.5 Un perfil de suelo expansivo tiene un espesor de zona activa de 12 pies. Una cimentación superficial va a ser construida a una profundidad de 4 pies debajo de la superficie del terreno. Con base en una prueba de presión de expansión, se obtuvieron los siguientes datos:

Profundidad desde de la superficie (pies)	Expansión bajo sobrecarga y presión estimada por sobrecarga de la cimentación, $s_{w(1)}$(%)
4	4.75
6	2.75
8	1.5
10	0.6
12	0.0

Estime la expansión total posible bajo la cimentación.

11.6 Refiérase al problema 11.5. Si la expansión total admisible es de 1 pulg, ¿cuál debe ser el recorte necesario?

11.7 Resuelva el problema 11.5 con los siguientes datos: espesor de la zona activa = 6 m; profundidad de la cimentación superficial = 1.5 m.

Profundidad desde de la superficie (m)	Expansión bajo sobrecarga y presión estimada por sobrecarga de la cimentación, $s_{w(1)}$(%)
1.5	5.5
2.0	3.1
3.0	1.5
4.0	0.75
5.0	0.4
6.0	0.0

11.8 Refiérase al problema 11.7. Si la expansión admisible total es de 30 mm, ¿cuál es el recorte necesario?

11.9 Refiérase a la figura 11.20b. Para la pila perforada con campana, se dan:

Espesor de la zona activa, $Z = 30$ pies
Carga muerta = 300 klbs
Carga viva = 60 klbs
Diámetro de la pila, $D_s = 3.5$ pies

Presión cero de expansión para la arcilla en la zona activa = 6 ton/pie^2
Ángulo de fricción promedio entre el zócalo y el suelo, $\phi_{ps} = 15°$
Cohesión no drenada promedio de la arcilla alrededor de la campana = 3020 lb/pie^2

Determine el diámetro de la campana, D_b. Se requiere un factor de seguridad de 2 contra levantamiento suponiendo que la carga muerta más la carga viva es igual a cero.

11.10 Refiérase al problema 11.9. Si un requisito adicional es que el factor de seguridad contra levantamiento sea por lo menos de 3 con la carga muerta actuando (carga viva = 0), ¿cuál debe ser el diámetro de la campana?

REFERENCIAS

Abduljauwad, S. N., and Al-Sulaimani, G. J. (1993). "Determination of Swell Potential of AlQatif Clay", *Geotechnical Testing Journal*, American Society for Testing and Materials, vol. 16, no. 4, pp. 469-484.

Altmeyer, W. T. (1955). "Discussion of Engineering Properties of Expansive Clays", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* American Society of Civil Engineers, vol. 81, no. SM2, pp. 17-19.

Benites, L. A (1968). "Geotechnical Properties of the Soils Affected by Piping Near the Benson Area, Cochise County, Arizona", M. S. Thesis, University of Arizona, Tucson.

Chen, F. H. (1988). *Foundations on Expansive Soils,* Elsevier, Amsterdam.

Clemence, S. P., and Finbarr, A. 0. (1981). "Design Considerations for Collapsible Soils", *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* American Society of Civil Engineers, vol. 107, no. GT3, pp. 305-317.

Clevenger, W. (1958). "Experience with Loess as Foundation Material", *Transactions,* American Society of Civil Engineers, vol. 123, pp. 151–170.

Dakshanamanthy, V., and Raman, V. (1973). "A Simple Method of Identifying an Expansive *Soil", Soils and Foundations,* vol. 13, no. 1, pp. 97-104.

Denisov, N. Y. (1951). *The Engineering Properties of Loess and Loess Loams,* Gosstroiizdat, Moscow.

Feda, J. (1964). "Colloidal Activity, Shrinking and Swelling of Some Clays", *Proceedings, Soil* Mechanics Seminar, Loda, Illinois, pp. 531–546.

Gibbs, H. J. (1961). "Properties Which Divide Loose and Dense Uncemented Soils", *Earth Laboratory Report EM-658,* Bureau of Reclamation, U.S. Department of the Interior, Washington, D.C.

Gromko, G. J. (1974). "Review of Expansive Soils", *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* American Society of Civil Engineers, vol. 100, no. GT6, pp. 667-687.

Hamilton, J. J. (1968). "Effect of Natural and Man-Made Environments on the Performance of Shallow Foundations", *Proceedings,* Twenty-First Annual Canadian Soil Mechanics Conference, Winnipeg, Manitoba.

Handy, R. L. (1973). "Collapsible Loess in Iowa", *Proceedings,* Soil Science Society of America, vol. 37, pp. 281-284.

Holtz, W. G. (1959). "Expansive Clays — Properties and Problems", *Journal of the Colorado School of Mines,* vol. 54, no. 4, pp. 89-125.

Holtz, W. G., and Hilf, J. W. (1961). "Settlement of Soil Foundations Due to Saturation", *Proceedings,* Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, vol. 1, 1961, pp. 673–679.

Houston, W. N., and Houston, S. L. (1989). "State-of-the-Practice Mitigation Measures for Collapsible Soil Sites", *Proceedings,* Foundation Engineering: Current Principles and Practices, American Society of Civil Engineers, vol. 1, pp. 161-175.

Jennings, J. E., and Knight, K. (1975). "A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlements Due to 'Collapse' of Grain Structure", *Proceedings*, Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Johannesburg, pp. 99-105.

Lutenegger, A. J. (1986). "Dynamic Compaction in Friable Loess", *Journal of Geotechnical Engineering,* American Society of Civil Engineers, vol. 112, no. GT6, pp. 663-667.

Lutenegger, A. J., and Saber, R. T. (1988). "Determination of Collapse Potential of Soils", *Geotechnical Testing Journal,* American Society for Testing and Materials, vol. 11, no. 3, pp. 173-178.

McKeen, R. G. (1992). "A Model for Predicting Expansive Soil Behavior", *Proceedings,* Seventh International Conference on Expansive Soils, Dallas, vol. 1, pp. 1-6.

Nayak, N. V., and Christensen, R. W. (1974). "Swell Characteristics of Compacted Expansive Soils", *Clay and Clay Minerals,* vol. 19, pp. 251-261.

O'Neill, M. W., and Poormoayed, N. (1980). "Methodology for Foundations on Expansive Clays", *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* American Society of Civil Engineers, vol. 106, no. GTl2, p. 1345-1367.

Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. B. (1974). *Foundation Engineering,* Wiley, New York.

Priklonski, V. A. (1952). *Gruntovedenia-Vtoraid Chast,* Gosgeolzdat, Moscow.

Raman, V. (1967). "Identification of Expansive Soils from the Plasticity Index and the Shrinkage Index Data", *The Indian Engineer,* vol. 11, no. 1, pp. 17-22.

Sattler, P. J., and Fredlund, D. G. (1991). "Modelling Vertical Ground Movements Using Surface Climate Flux", *Proceedings,* Geotechnical Engineering Congress, American Society of Civil Engineers, vol. 11, pp. 1292-1306.

Seed, H. B., Woodward, R. J., Jr., and Lundgren, R. (1962). "Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* American Society of Civil Engineers, vol. 88, no. SM3, pp. 53-87.

Semkin, V. V., Ermoshin, V. M., and Okishev, N. D. (1986). "Chemical Stabilization of Loess Soils in Uzbekistan", *Soil Mechanics and Foundation Engineering* (trans. from Russian), vol. 23, no. 5, pp. 196-199.

Sikh, T. S. (1993). "Swell Potential Versus Overburden Pressure", *Geotechnial Testing Journal,* American Society for Testing and Materials, vol. 16, no. 3, pp. 393-396.

Sivapullaiah, P. V., Sitharam, T. G., and Rao, K. S. S. (1987). "Modified Free Swell Index for *Clay", Geotechnical Testing Journal,* American Society for Testing and Materials, vol. 11, no. 2, pp. 80-85.

Snethen, D. R. (1984). "Evaluation of Expedient Methods for Identification and Classification of Potentially Expansive Soils", *Proceedings,* Fifth International Conference on Expansive Soils, Adelaide, Australia, pp. 22-26.

Snethen, D. R., Johnson, L. D., and Patrick, D. M. (1977). "An Evaluation of Expedient Methodology for Identification of Potentially Expansive Soils", *Report No. FHWA-RD-77-94,* U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

Sowers, G. F. (1973). "Settlement of Waste Disposal Fills", *Proceedings*, Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, pp. 207-210.

Sowers, G. B., and Sowers, G. F. (1970). *Introductory Soil Mechanics and Foundations*, 3rd ed. Macmillan, New York.

Sridharan, A., Rao, A. S., and Sivapullaiah, P. V. (1986), "Swelling Pressure of Clays", *Geotechni cal Testing Journal*, American Society for Testing and Materials, vol. 9, no. 1, pp. 24-33.

Uniform Building Code (1968). *UBC Standard No. 29-2.*

Van Der Merwe, D. H. (1964), "The Prediction of Heave from the Plasticity Index and Percentage Clay Fraction of Soils", *Civil Engineer in South Africa*, vol. 6, no. 6, pp. 103-106.

Vijayvergiya, V. N., and Ghazzaly, O. I. (1973). "Prediction of Swelling Potential of Natural Clays", *Proceedings*, Third International Research and Engineering Conference on Expansive Clays, pp. 227-234.

Weston, D. J. (1980). "Expansive Roadbed Treatment for Southern Africa", *Proceedings*, Fourth International Conference on Expansive Soils, vol. 1, pp. 339–360.

Yen, B. C., and Scanlon, B. (1975). "Sanitary Landfill Settlement Rates", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 101, no. GT5, pp. 475-487.

CAPÍTULO DOCE

MEJORAMIENTO DEL SUELO Y MODIFICACIÓN DEL TERRENO

12.1 INTRODUCCIÓN

El suelo en un sitio de construcción no será siempre totalmente adecuado para soportar estructuras como edificios, puentes, carreteras y presas. Por ejemplo, en depósitos de suelo granular el suelo *in situ* tal vez esté muy suelto e indique un gran asentamiento elástico. En tal caso, tiene que ser densificado para incrementar su peso específico así como su resistencia cortante.

Algunas veces, las capas superiores del suelo no son adecuadas y deben retirarse y reemplazarse con mejor material sobre el cual pueda construirse una cimentación estructural. El suelo usado como relleno debe estar bien compactado para soportar la caga estructural deseada. Los rellenos compactados también se requieren en área de poca altura para elevar el terreno donde se construirá una cimentación.

Estratos de arcilla blanda saturada a menudo se encuentran a poca profundidad debajo de las cimentaciones. Dependiendo de la carga estructural y de la profundidad de los estratos de arcilla, ocurren grandes asentamientos por consolidación, requiriéndose entonces procedimientos especiales de mejoramiento del suelo para minimizar los asentamientos.

En el capítulo 11 mencionamos que las propiedades de los suelos expansivos se alteran considerablemente agregando agentes estabilizadores como la cal. El mejoramiento *in situ* de suelos por medio de aditivos se conoce como *estabilización*.

Varios procedimientos para el mejoramiento del suelo se usan para:

1. Reducir el asentamiento de las estructuras
2. Mejorar la resistencia cortante del suelo e incrementar así la capacidad de carga de las cimentaciones superficiales
3. Incrementar el factor de seguridad contra posibles fallas de los taludes de riberas y presas de tierra
4. Reducir la contracción y expansión de suelos

Este capítulo analiza algunos de los principios generales de mejoramiento de suelos como compactación, vibroflotación, precompresión, drenes de arena, drenes plásticos y estabilización por aditivos, así como el uso de columnas de rocas y pilas de compactación de arena en arcilla débil para la construcción de cimentaciones.

12.2 COMPACTACIÓN. PRINCIPIOS GENERALES

Si se agrega una pequeña cantidad de agua a un suelo y luego éste se compacta, el suelo tendrá un cierto peso específico. Si el contenido de agua del mismo suelo es incrementado gradualmente y la energía de compactación es la misma, el peso específico seco del suelo se incrementará gradualmente. La razón es que el agua actúa como un lubricante entre las partículas del suelo y, bajo compactación ésta ayuda a reacomodar las partículas sólidas a un estado más denso. El incremento en peso específico seco con el incremento del contenido de agua en un suelo alcanzará un valor límite más allá del cual cantidades adicionales de agua conducirán a una *reducción* del peso específico seco. El contenido de agua para el cual se obtiene el *peso específico seco máximo* se llama *contenido de agua óptimo*.

Las pruebas estándar de laboratorio usadas para evaluar los pesos específicos secos máximos y los contenidos óptimos de agua para varios suelos son

a. Prueba Proctor estándar (ASTM D-698)
b. Prueba Proctor modificada (ASTM D-1557)

El suelo se compacta en un molde en varias capas por medio de un pizón. El contenido de agua, w, del suelo se cambia y se determina el peso específico seco, γ_d, de compactación en cada prueba. El peso específico seco máximo de compactación y el correspondiente contenido óptimo de agua se determinan graficando γ_d *versus* w (%). Las especificaciones estándar para los dos tipos de prueba Proctor se dan en la tablas 12.1 y 12.2.

▼ **TABLA 12.1** Especificaciones para la prueba Proctor estándar (ASTM 698-91)

Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	4 pulg (101.6 mm)	4 pulg (101.6 mm)	6 pulg (152.4 mm)
Volumen del molde	0.0333 pie^3(944 cm^3)	0.0333 pie^3(944 cm^3)	0.075 pie^3(2124 cm^3)
Peso del pizón	5.5 lb (2.5 kg)	5.5 lb (2.5 kg)	5.5 lb (2.5 kg)
Altura de caída del pizón	12 pulg (304.8 mm)	12 pulg (304.8 mm)	12 pulg (304.8 mm)
Número de golpes de pizón por capa de suelo	25	25	56
Número de capas de compactación	3	3	3
Energía de compactación	12,400 pie·lb/pie^3 (600 kN·m/m^3)	12,400 pie·lb/pie^3 (600 kN·m/m^3)	12,400 pie·lb/pie^3 (600 kN·m/m^3)
Suelo por usarse	Porción que pasa la malla No. 4 (4.57 mm). Puede usarse si 20% *o menos* por peso de material es retenido en la malla No. 4.	Porción que pasa la malla de $\frac{3}{8}$-pulg (9.5 mm). Puede usarse si el suelo retenido sobre la malla No. 4 *es más* del 20% y 20% *o menos* por peso es retenido en la malla de $\frac{3}{8}$-pulg (9.5 mm).	Porción que pasa la malla de $\frac{3}{4}$-pulg (19.0 mm). Puede usarse si *más de* 20% por peso del material es retenido en la malla de $\frac{3}{8}$-pulg (9.5 mm) y *menos de* 30% por peso es retenido en la malla de $\frac{3}{4}$-pulg (19.00 mm).

▼ **TABLA 12.2** Especificaciones para la prueba Proctor modificada (ASTM 1557-91)

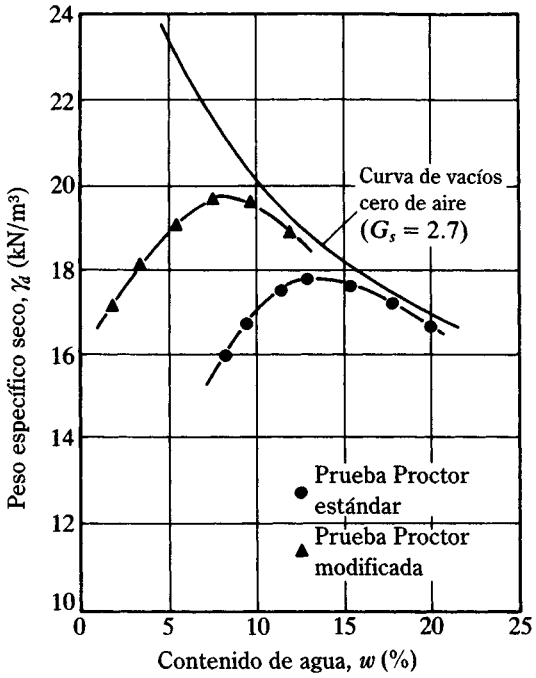
Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	4 pulg (101.6 mm)	4pulg (101.6 mm)	6 pulg (152.4 mm)
Volumen del molde	0.0333 pie^3 (944 cm^3)	0.0333 pie^3 (944 cm^3)	0.075 pie^3 (2124 cm^3)
Peso del pizón	10 lb (4.54 kg)	10 lb(4.54 kg)	10 lb(4.54 kg)
Altura de caída del pizón	18 pulg (457.2 mm)	18 pulg (457.2 mm)	18 pulg (457.2 mm)
Número de golpes de pizón por capa de suelo	25	25	56
Número de capas de compactación	5	5	5
Energía de compactación	56,000 pie·lb/pie^3 (2700 kN·m/m^3)	56,000 pie·lb/pie^3 (2700 kN·m/m^3)	56,000 pie·lb/pie^3 (2700 kN·m/m^3)
Suelo por usarse	Porción que pasa la malla No. 4 (4.57 mm) Puede usarse si 20% *o menos* por peso de material es retenido en la malla No. 4.	Porción que pasa la malla de $\frac{3}{8}$-pulg (9.5 mm). Puede usarse si el suelo retenido en la malla No. 4 *es más de* 20% y 20% *o menos* por peso es retenido en la malla de $\frac{3}{8}$-pulg (9.5 mm).	Porción que pasa la malla de $\frac{3}{4}$-pulg (19.0 mm). Puede usarse si *más de* 20% por peso del material es retenido en la malla de $\frac{3}{8}$-pulg (9.5 mm) y *menos de* 30% por peso es retenido en la malla de $\frac{3}{4}$-pulg (19.00 mm).

La figura 12.1 muestra la gráfica de γ_d *versus* w (%) para un limo arcilloso obtenida de pruebas Proctor estándar y modificada (método A), logrando las siguientes conclusiones:

1. El peso específico seco máximo y el contenido de agua óptimo dependen del grado de compactación.
2. Entre mayor es la energía de compactación, mayor es el peso específico seco máximo.
3. Entre mayor es la energía de compactación, menor es el contenido de agua óptimo.
4. Ninguna porción de la curva de compactación se encontrará a la derecha de la línea de vacíos cero de aire. El peso específico seco de vacíos cero de aire, γ_{zav}, para un contenido de agua dado es el valor máximo teórico de γ_d, lo que significa que todos los espacios vacíos del suelo compactado están llenos de agua, o

$$\gamma_{zav} = \frac{\gamma_w}{\frac{1}{G_s} + w} \tag{12.1}$$

donde γ_w = peso específico del agua
G_s = peso específico de los sólidos del suelo
w = contenido de agua



▼ **FIGURA 12.1** Curvas de compactación Proctor estándar y modificada para un limo arcilloso (método A)

5. El peso específico seco máximo de compactación y el contenido de agua óptimo correspondiente varían de suelo a suelo.

Usando los resultados de compactación en laboratorio (γ_d *versus* w) se escriben especificaciones para la compactación de un suelo en el campo. En la mayoría de los casos, se requiere que el contratista logre una compactación relativa de 90% o mayor con base en una prueba específica de laboratorio (la prueba de compactación Proctor estándar o la modificada). La compactación relativa, CR, se define como

$$CR = \frac{\gamma_{d(\text{campo})}}{\gamma_{d(\text{máx})}} \tag{12.2}$$

El capítulo 1 introdujo el concepto de compacidad relativa (para compactación de suelos granulares). La compacidad relativa se definió como

$$C_r = \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d(\text{mín})}}{\gamma_{d(\text{máx})} - \gamma_{d(\text{mín})}} \right] \frac{\gamma_{d(\text{máx})}}{\gamma_d}$$

donde C_r = compacidad relativa
γ_d = peso específico seco de compactación en el campo
$\gamma_{d(máx)}$ = peso específico seco máximo de compactación determinado en el laboratorio
$\gamma_{d(mín)}$ = peso específico seco mínimo de compactación determinado en el laboratorio

Para suelos granulares en el campo, el grado de compactación obtenido es a menudo medido en términos de la compacidad relativa. Comparando las expresiones para la compacidad relativa y la compactación relativa se ve que

$$CR = \frac{A}{1 - C_r(1 - A)} \tag{12.3}$$

donde $A = \dfrac{\gamma_{d(mín)}}{\gamma_{d(máx)}}$

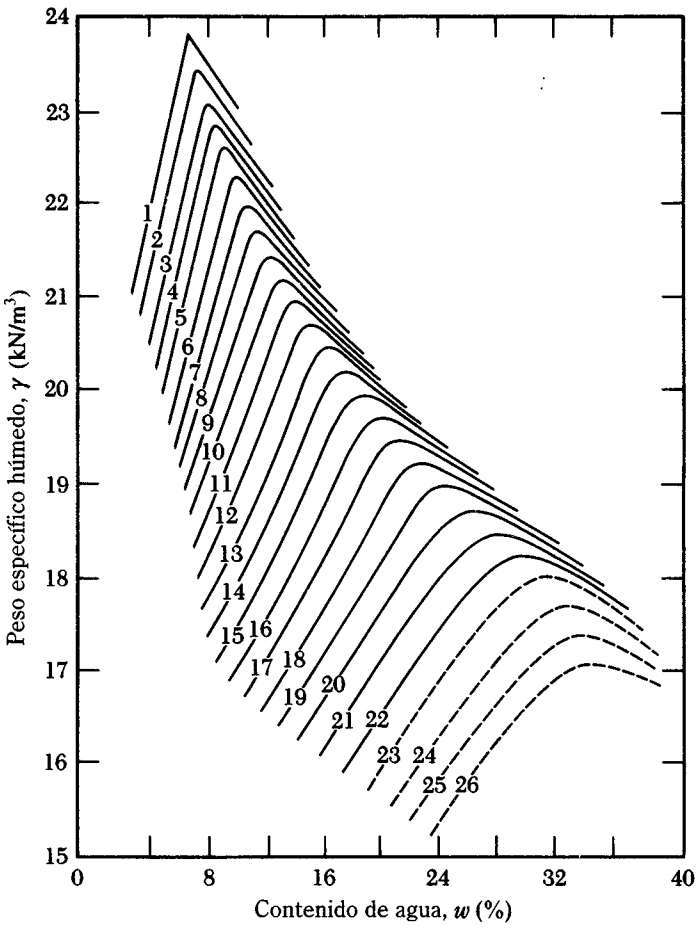
Lee y Singh (1971) analizaron 47 suelos diferentes y con base en su análisis, presentaron la correlación:

$$C_r(\%) = \frac{(CR - 80)}{0.2} \tag{12.4}$$

12.3 MÉTODO DE UN PUNTO PARA OBTENER $\gamma_{d(máx)}$

El Departamento de Carreteras de Ohio desarrolló una familia de curvas estándar para varios tipos de suelos, como muestra la figura 12.2. Note que se trata de gráficas de *peso específico húmedo, γ, versus* contenido de agua, w (%). Esas curvas se usan para obtener $\gamma_{d(máx)}$ en el campo. Este procedimiento, llamado *método de un punto*, sirve como un medio rápido para el control de la compactación en campo, e implica primero una prueba Proctor estándar (método A) con el suelo en uso y una determinación del peso específico húmedo de compactación así como el correspondiente contenido de agua. Luego, una gráfica de los valores de γ y w identifica el número de curva de compactación (figura 12.2) correspondiente a los resultados de la prueba. Usando este número de curva con la tabla 12.3 se obtiene el peso específico seco máximo y el correspondiente contenido de agua óptimo.

El método de un punto parece ser simple y fácil de usar. Sin embargo, ese no será siempre el caso. Los investigadores determinaron que no todos los suelos dan las curvas de compactación en forma de campana mostradas en la figura 12.2. Lee y Suedkamp (1972) efectuaron 700 pruebas de compactación en 35 muestras de suelo en porciones de suelo que pasaron la malla No. 4 (método A). Sus resultados muestran que, dependiendo de las propiedades del suelo, la gráfica de γ_d *versus* w (%)exhibe una



▼ **FIGURA 12.2** Curvas de compactación Ohio (de "Factors That Influence Field Compaction of Soils," por A. W. Johnson y J. R. Sallberg, *Bulletin No. 262*, Highway Research Board, 1960. Reimpreso con autorización)

de cuatro formas diferentes, mostradas en la figura 12.3 y se designan tipos I, II, II y IV. El tipo I es una curva de campana estándar. El tipo II es una curva que muestra uno y medio picos. El tipo III es una curva de pico doble. El tipo IV es una curva de forma rara que no muestra un contenido de humedad óptimo claro. Lee y Suedkamp (1972) desarrollaron luego las siguientes directrices para ayudar a predecir la naturaleza de las curvas de compactación que se obtienen de varios suelos:

Límite líquido del suelo	Tipo de curva de compactación esperada
30 a 70	Tipo I
Menor que 30	Tipos II y III
Mayor que 70	Tipos III y IV

▼ **TABLA 12.3** Peso específico seco máximo y contenido de agua óptimo para las curvas de compactación en la figura 12.2[a]

Curva No.	Peso específico seco máximo		Contenido de agua óptimo(%)
	lb/pie³	kN/m³	
1	142.8	22.29	6.6
2	139.1	21.87	7.2
3	136.3	21.43	7.9
4	134.1	21.08	8.5
5	132.0	20.75	9.0
6	129.3	20.33	9.7
7	126.6	19.90	10.5
8	124.2	19.53	11.2
9	121.7	19.13	11.9
10	119.3	18.76	12.7
11	117.0	18.39	13.5
12	114.6	18.02	14.6
13	112.0	17.61	15.8
14	109.6	17.23	16.9
15	107.1	16.84	18.1
16	104.7	16.46	19.2
17	102.4	16.10	20.3
18	99.9	15.71	21.5
19	97.4	15.31	22.7
20	94.6	14.87	24.4
21	92.1	14.48	25.8
22	89.9	14.13	27.4
23	87.5	13.76	29.5
24	85.0	13.36	30.5
25	83.0	13.05	31.5
26	81.1	12.75	32.5

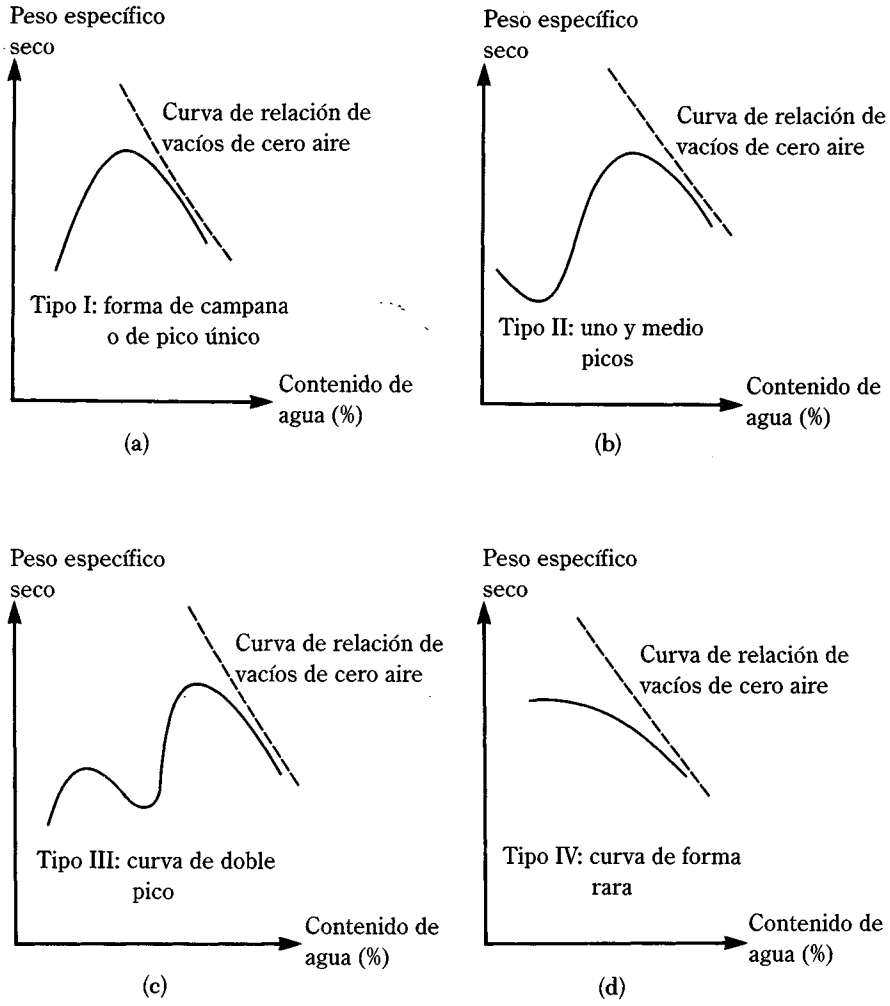
[a] Según Johnson y Sallberg (1960)

▼ EJEMPLO 12.1

Un suelo fue compactado en el campo por medio del procedimiento estándar de la prueba Proctor usando material que pasó la malla no. 4. El peso del suelo húmedo compactado en el molde = 17.2 N y el contenido de agua = 14%. Use la figura 12.2 para determinar $\gamma_{d(\text{máx})}$ y el contenido de agua óptimo.

Solución: El peso específico húmedo de compactación es

$$\gamma = \frac{17.2\ \text{N}}{\text{volumen del molde Proctor}} = \frac{17.2}{0.944 \times 10^{-3}} = 18.22\ \text{kN/m}^3$$



▼ **FIGURA 12.3** Varios tipos de curvas de compactación

De acuerdo con la figura 12.2 (con $\gamma = 18.22$ kN/m^3 y $w = 14\%$), el suelo parece encontrarse entre las curvas 15 y 16. De acuerdo con la tabla 12.3, $\gamma_{d(máx)}$ está entre 16.84 kN/m^3 y 16.46 kN/m^3 y el contenido de agua óptimo entre 18.1 y 19.2%. Entonces, para este suelo,

$$\gamma_{d(máx)} \approx \mathbf{16.6\ kN/m^3}$$

y

contenido de agua óptimo $\approx$ **18.5%** ▲

12.4 CORRECCIÓN PARA LA COMPACTACIÓN DE SUELOS CON PARTÍCULAS DE SOBRE TAMAÑO

Como muestran las tablas 12.1 y 12.2, dependiendo del método usado, ciertas partículas de sobretamaño (como el material retenido en una malla no. 4 o malla de $\frac{3}{4}$ –pulg) deben ser retiradas del suelo para conducir pruebas de compactación en laboratorio. La prueba D-4718-87 del ASTM proporciona un método para corregir el peso específico seco máximo y el contenido de agua óptimo en presencia de partículas de sobre tamaño, útil al escribir especificaciones para compactación en campo. De acuerdo con este método, el peso específico seco máximo $\gamma_{d(\text{máx})\text{-}C}$, se calcula como

$$\gamma_{d(\text{máx})\text{-}C} = \frac{100\gamma_w}{\frac{P_C}{G_m} + \frac{\gamma_w(100 - P_C)}{\gamma_{d(\text{máx})\text{-}F}}} \tag{12.5}$$

donde γ_w = peso específico del agua
P_C = porcentaje de partículas de sobre tamaño por peso
G_m = peso específico por volumen de las partículas de sobre tamaño
$\gamma_{d(\text{máx})\text{-}F}$ = peso específico seco máximo de la fracción de finos usados en la compactación en laboratorio

El contenido de agua óptimo corregido, $w_{\text{óptimo-}C}$ (%), se expresa como

$$w_{\text{óptimo-}C}\,(\%) = w_{\text{óptimo-}F}\,(100 - P_C) + w_C P_C \tag{12.6}$$

donde $w_{\text{óptimo-}F}$ = contenido de agua óptimo de la fracción de finos determinado en el laboratorio
w_C = contenido seco de agua de la superficie saturada de las partículas de sobre tamaño (fracción)

Las ecuaciones anteriores para el peso específico seco máximo corregido y el contenido de agua óptimo son válidas cuando las partículas de sobre tamaño constituyen aproximadamente el 30% o menos (en peso) del total de la muestra del suelo.

12.5 COMPACTACIÓN EN CAMPO

La compactación ordinaria en campo se hace por medio de compactadores de rodillos. Los más comunes son:

1. Rodillos lisos (o de tambor liso)
2. Rodillos neumáticos de llantas de hule
3. Rodillos pata de cabra
4. Rodillos vibratorios

La figura 12.4 muestra un *rodillo liso* que también genera vibración vertical durante la compactación. Los rodillos lisos son adecuados para pruebas de rodado en sub rasantes y para el acabado de la construcción de rellenos con suelos arenosos o arcillosos. Estos proporcionan una cobertura de 100% bajo las ruedas y la presión de contacto llega a ser tan alta como 45-60 lb/pulg^2 ($\approx$ 300-400 kN/m^2). Sin embargo, no producen un peso específico uniforme de compactación al usarlos en capas gruesas.

▼ **FIGURA 12.4** Rodillos lisos vibratorios (cortesía de Tampo Manufacturing Co., Inc., San Antonio, Texas)

Los *rodillos neumáticos con llantas de hule* (figura 12.5) son mejores en muchos aspectos que los rodillos lisos. Esos compactadores, que llegan a pesar tanto como 450 klbs (2000 kN), consisten en un vagón fuertemente cargado con varias hileras de llantas, separadas entre sí a una corta distancia y se tienen de cuatro a seis en un eje. La presión de contacto bajo las ruedas llega a ser hasta de 85-100 lb/pulg^2 ($\approx$ 600-700 kN/m^2) y una cobertura de 70%-80%. Los rodillos neumáticos, empleados para compactación de suelos arenosos y arcillosos, producen una combinación de presión y acción de amasamiento.

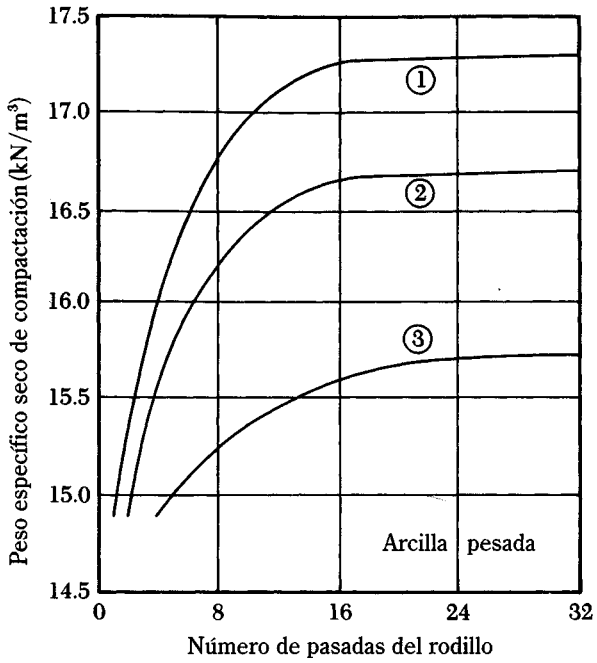
Los *rodillos patas de cabra* (figura 12.6) consisten básicamente en tambores con un gran número de protuberancias. El área de cada protuberancia puede ser de 4-14 pulg^2 (25-90 cm^2). Esos rodillos alcanzan su *mayor efectividad de compactación en suelos cohesivos*. La presión de contacto bajo las protuberancias varía entre 215-1100 lb/pulg^2 ($\approx$1500-7500 kN/m^2). Durante la compactación en el campo, las pasadas iniciales compactan la porción inferior de un lecho. Luego, son compactadas las partes intermedia y superior.

Los *rodillos vibratorios* son eficientes en la compactación de suelos granulares. Los vibradores se unen a ruedas lisas, ruedas neumáticas de hule o a rodillos con patas de cabra para vibrar el suelo en proceso de compactación. Las figuras 12.4 y 12.6 muestran rodillos vibratorios de ruedas lisas y un rodillo vibratorio de patas de cabra.

En general, la compactación en el campo depende de varios factores, tales como el tipo de compactador, el tipo de suelo, el contenido de agua, el espesor de la capa, la velocidad de avance del compactador y del número de pasadas del rodillo. La figura 12.7 muestra la variación del peso específico seco de una arcilla pesada con el número de pasadas de rodillos de ruedas neumáticas. La tabla 12.4 da los detalles de las variables para las tres curvas mostradas en la figura 12.7.

▼ **FIGURA 12.5** Compactador neumático de ruedas de hule (Cortesía de Tampo Manufacturing Co., Inc., San Antonio, Texas)

▼ **FIGURA 12.6** Rodillo tipo pata de cabra vibratorio (Cortesía de Tampo Manufacturing Co., Inc., San Antonio, Texas)

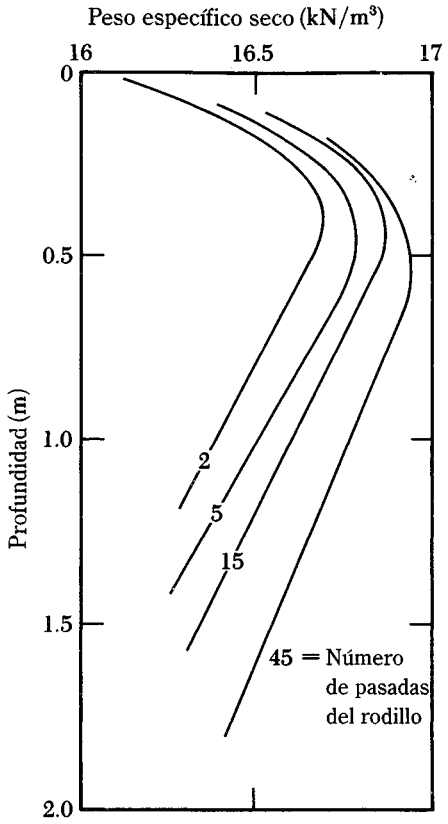


▼ **FIGURA 12.7** Relación entre el peso específico seco de compactación para los 150 mm superiores de suelo y el número de pasadas de rodillos de ruedas neumáticas (tomado de "Factors That Influence Field Compaction of Soils", por A. W. Johnson y J. R. Sallberg, *Bulletin No. 262*, Highway Research Board, 1960. Reimpreso con autorización.)

▼ **TABLA 12.4** Detalles de las variables para las tres curvas mostradas en la figura 12.7[a]

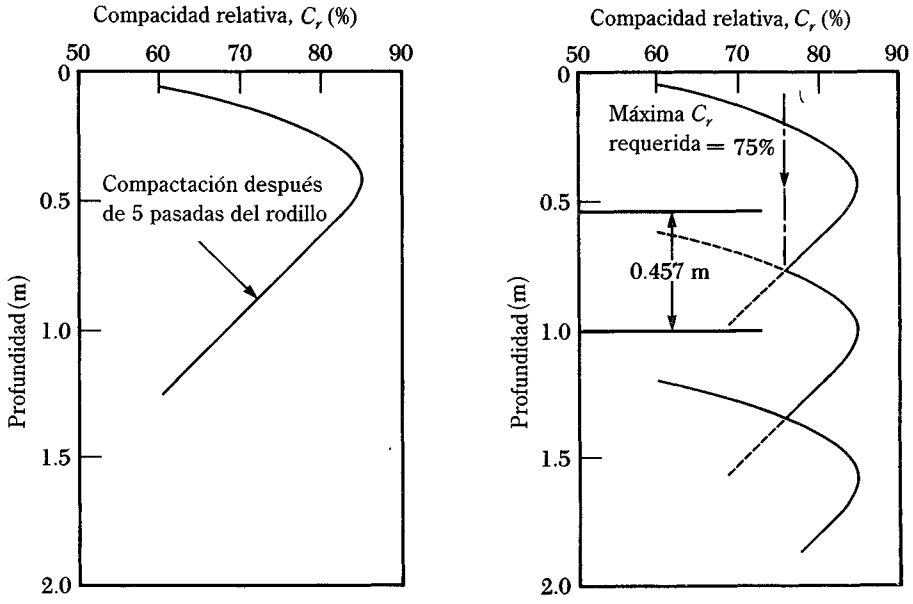
Curva No.	1	2	3
Contenido de agua al rolarse (%)	19.0	20.0	24.0
Contenido de agua óptimo; prueba Proctor estándar (%)	22.8	22.8	22.8
Clasificación del rodillo (kN)	416.0	416.0	120.0
Carga en la rueda (kN)	99.6	49.8	13.3
Presión en el neumático (kN/m^2)	966.0	621.0	248.4
Espesor de la capa suelta (mm)	305.0	305.0	229.0

[a] Según Johnson y Sallberg (1960)



▼ **FIGURA 12.8** Compactación vibratoria de una arena; variación del peso específico seco con la profundidad y el número de pasadas del rodillo; espesor de la capa = 2.44 m (según D'Appolonia y otros, 1969)

La figura 12.8 muestra la variación del peso específico de compactación con la profundidad para una arena de duna pobremente graduada compactada por medio de un rodillo de tambor vibratorio. La vibración fue producida montando un peso excéntrico sobre un eje simple rotatorio dentro del cilindro del tambor. El peso del rodillo usado para esta compactación fue de 55.7 kN y el diámetro del tambor fue de 1.19 m. Las capas se mantuvieron constantes de 2.44 m. Note que, a cualquier profundidad, el peso específico seco de compactación crece con el número de pasadas del rodillo. Sin embargo, la tasa de crecimiento del peso específico decrece gradualmente después de aproximadamente quince pasadas. Note también la variación del peso específico seco con la profundidad por número de pasadas del rodillo. El peso específico seco y por consiguiente la compacidad relativa, C_r, alcanzan valores máximos a una profundidad de aproximadamente 0.5 m y luego decrecen gradualmente conforme la profundidad decrece, debido a la falta de presión de confinamiento hacia la superficie. Una vez que se determina la relación de la profundidad *versus* la compacidad relativa (o peso específi-



▼ **FIGURA 12.9** Método para estimar el espesor de la capa de compactación. La compacidad relativa requerida es de 75% después de cinco pasadas del rodillo (según D'Appolonia y otros, 1969)

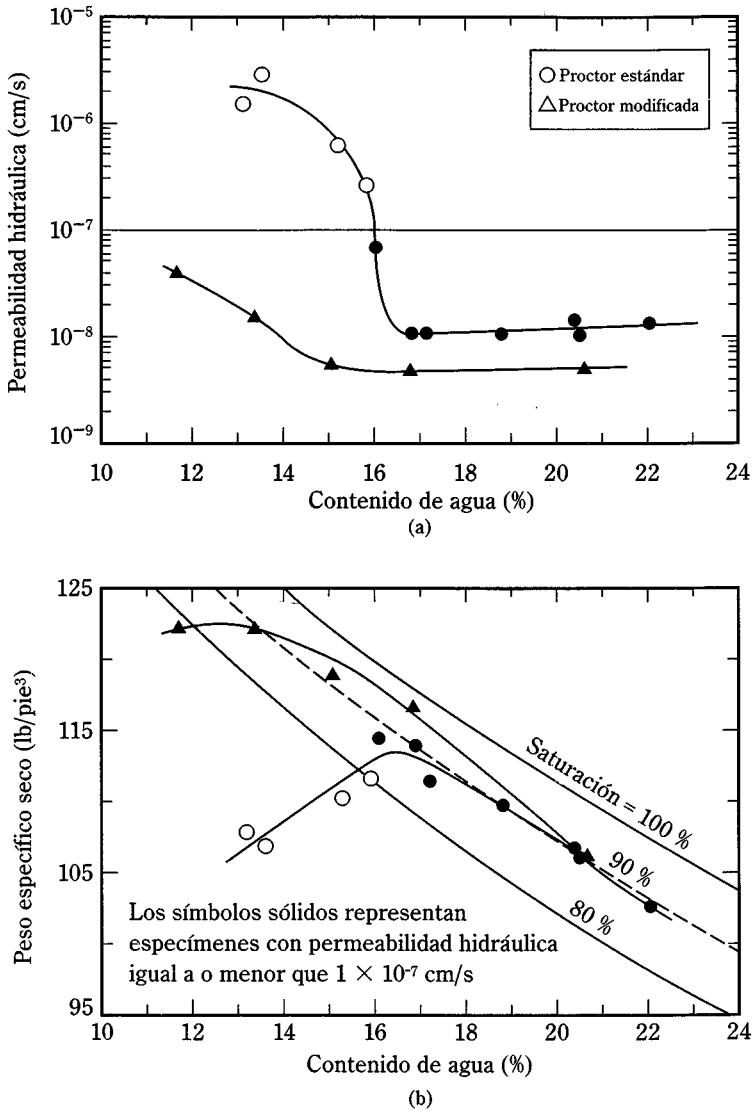
co seco) del suelo para un número dado de pasadas del rodillo, es fácil estimar el espesor aproximado de cada capa. Este procedimiento se muestra en la figura 12.9.

12.6 CONTROL DE LA COMPACTACIÓN PARA BARRERAS HIDRÁULICAS DE ARCILLA

Las arcillas compactadas son comúnmente usadas como barreras hidráulicas en los corazones de las presas de tierra, como revestimientos de terraplenes y superficies de embalses. Como el fin principal de una barrera es minimizar el flujo, la permeabilidad hidráulica, k, es el factor gobernante. En muchos casos se desea que la permeabilidad hidráulica sea menor que 10^{-7} cm/s, lo que se logra controlando el grado mínimo de saturación durante la compactación. El hecho anterior se explica con referencia a las características de compactación de tres suelos descritos en la tabla 12.5 (Othman y Luetrich, 1994).

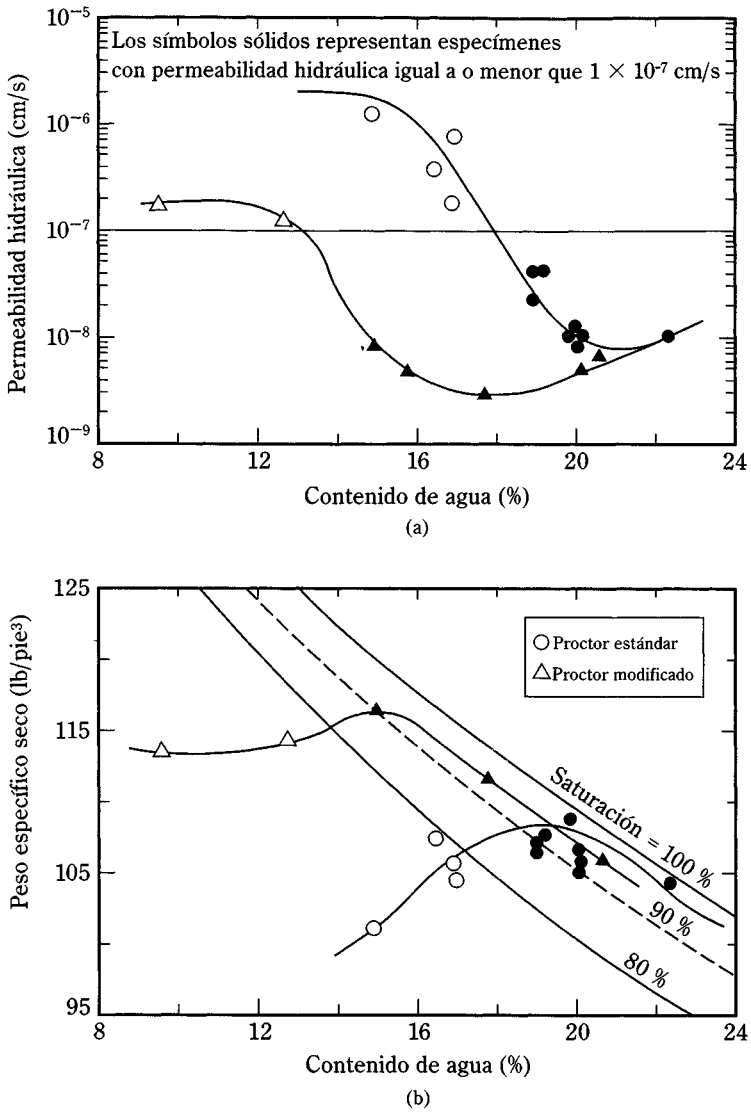
▼ **TABLA 12.5** Características de los suelos reportados en las figuras 12.10, 12.11 y 12.12

Suelo	Clasificación	Límite líquido	Índice de plasticidad	Porcentaje de finos que pasan la malla No.200 (0.075 mm)
Wisconsin A	CL	34	16	85
Wisconsin B	CL	42	19	99
Wisconsin C	CH	84	60	71



▼ **FIGURA 12.10** Resultados de pruebas Proctor estándar y modificada, y permeabilidad hidráulica de un suelo Wisconsin A (según Othman y Luettich, 1994)

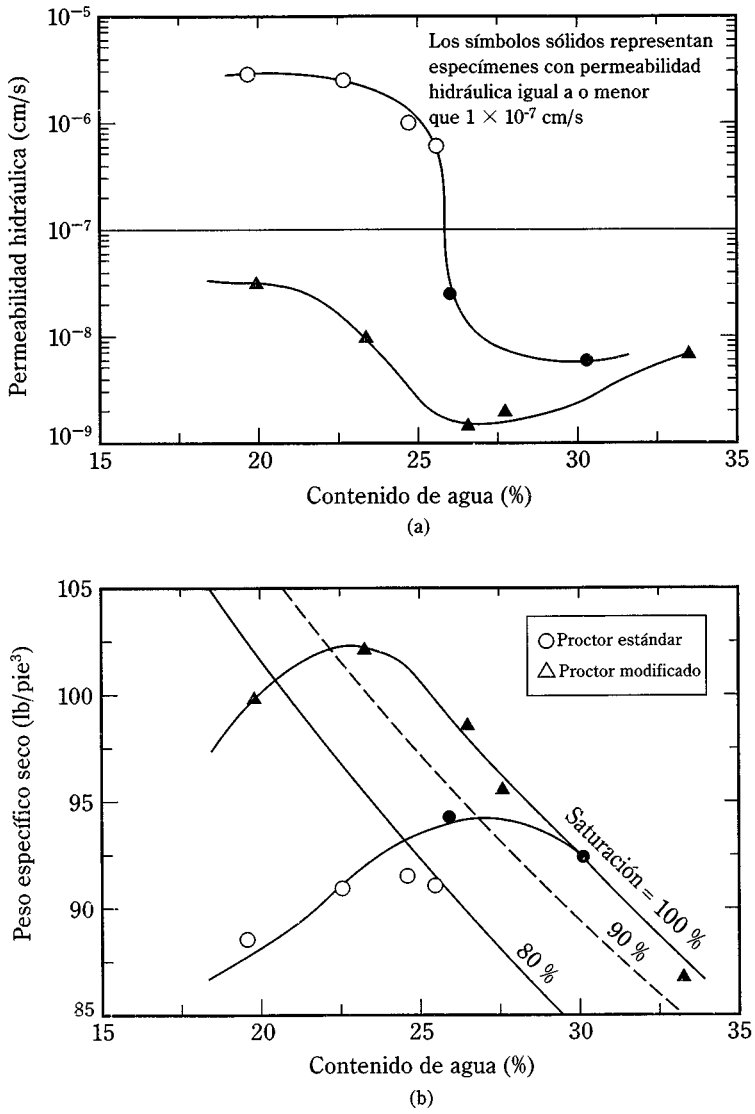
Las figuras 12.10, 12.11 y 12.12 muestran los resultados de pruebas Proctor estándar y modificada y las permeabilidades hidráulicas de especímenes compactados. Note que los símbolos sólidos representan especímenes con permeabilidades hidráulicas de 10^{-7} cm/s o menores. Como es notorio en esas figuras, los puntos dato quedan graficados generalmente en forma paralela a la línea de saturación total. La figura 12.13 muestra el efecto del grado de saturación durante la compactación sobre la permeabilidad hidráulica de los tres suelos. Es evidente que si se desea que la permeabilidad



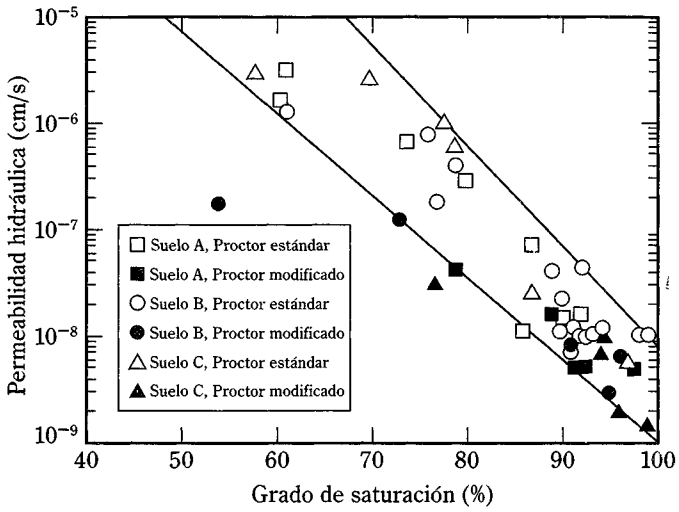
▼ **FIGURA 12.11** Resultados de pruebas Proctor estándar y modificada, y permeabilidad hidráulica de un suelo Wisconsin B (según Othman y Luettich, 1994)

hidráulica máxima sea de 10^{-7} cm/s, entonces todos los suelos deben compactarse con un grado de saturación mínimo de 88%.

En la compactación de campo en un sitio dado se encuentran suelos de diversas composiciones. Cambios pequeños en el contenido de finos variarán la magnitud de la permeabilidad hidráulica. Por tanto, considerando los diferentes suelos que se encuen-



▼ **FIGURA 12.12** Resultados de pruebas Proctor estándar y modificada, y permeabilidad hidráulica en un suelo Wisconsin C (según Othman y Luettich, 1994)



▼ **FIGURA 12.13** Efecto del grado de saturación sobre la permeabilidad hidráulica en suelos Wisconsin A, B y C (según Othman y Luettich, 1994)

tran en un sitio dado, un criterio de grado mínimo de saturación para compactación se desarrolla para construir barreras hidráulicas.

12.7 VIBROFLOTACIÓN

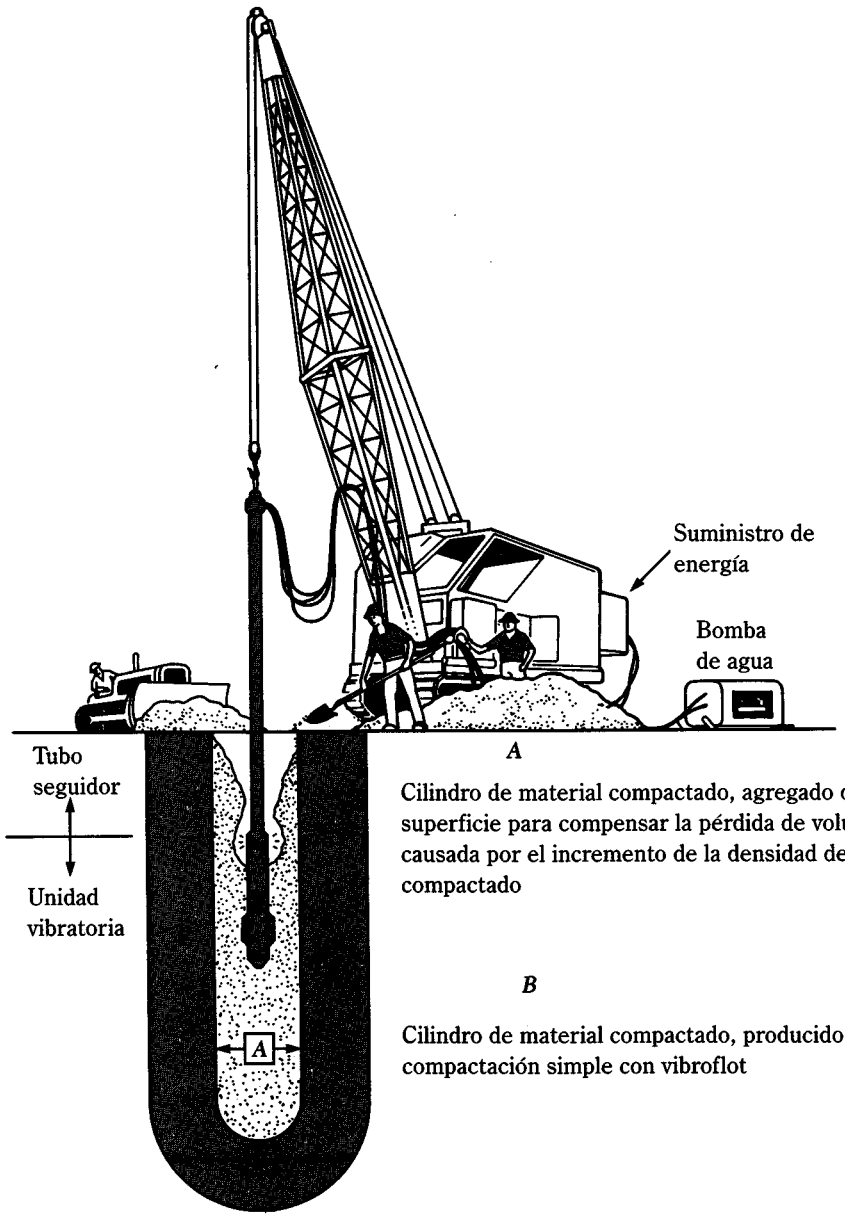
La *vibroflotación* es un procedimiento desarrollado en Alemania en los años 30 para la densificación *in situ* de estratos gruesos de depósitos de suelo granular suelto, y se usó en Estados Unidos aproximadamente diez años después. El proceso implica el uso de un *vibroflot* (o *unidad vibratoria*), como muestra la figura 12.14, que es de aproximadamente 6 pies (2 m) de longitud. Esta unidad vibratoria tiene en su interior un peso excéntrico que desarrolla una fuerza centrífuga, el cual permite a la unidad vibrar horizontalmente. Se tienen aberturas arriba y abajo en la unidad vibratoria para chorros de agua, y está unida a un tubo seguidor. La figura 12.14 muestra el equipo de vibroflotación necesario para compactación en campo.

Todo el proceso de compactación se divide en cuatro etapas (figura 12.15):

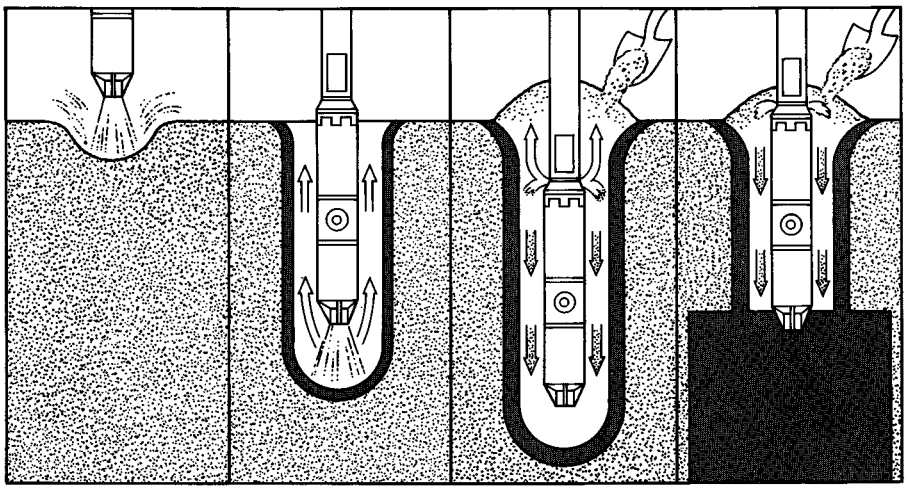
Etapa 1. El chorro en el fondo del vibroflot se activa y el vibroflot es descendido hacia el terreno.

Etapa 2. El chorro de agua crea una condición movediza en el suelo que permite el hundimiento de la unidad vibratoria.

Etapa 3. Se vierte material granular en la parte superior del agujero. El agua del chorro inferior se transfiere al chorro superior de la unidad. Esta agua arrastra hacia abajo del agujero al material granular.



▼ **FIGURA 12.14** Unidad de vibroflotación (según Brown, 1977)



▼ **FIGURA 12.15** Compactación por el proceso de vibroflotación (según Brown, 1977)

Etapa 4. La unidad vibratoria es gradualmente levantada en tramos de aproximadamente 1 pie (0.3 m) y se mantiene vibrando cerca de 30 segundos en cada tramo, proceso que compacta el suelo al peso específico deseado.

La tabla 12.6 da los detalles de varios tipos de unidades vibroflot usadas en Estados Unidos. La unidades eléctricas de 30 HP se han usado desde finales de los años 40. La unidades de 100 HP se introdujeron a principios de los años 70. La zona de compactación alrededor de una sola prueba varía de acuerdo con el tipo de vibroflot usado. La zona cilíndrica de compactación tendrá un radio de 6 pies (2 m) aproximadamente con la unidad de 30 HP. Este radio se extiende hasta aproximadamente 10 pies (3 m) con una unidad de 100 HP. La compactación por vibroflotación implica varios espaciamientos de las pruebas, dependiendo de la zona de compactación (véase la figura 12.16). Mitchell (1970) y Brown (1977) reportaron varios casos de diseño de cimentaciones en que la vibroflotación fue usada con éxito.

La capacidad de densificación con éxito *in situ* de un suelo depende de varios factores, de los cuales el más importante es la distribución del tamaño del grano y también la naturaleza del relleno usado para tapar los agujeros durante el periodo de retiro del vibroflot. El rango de la granulometría del suelo *in situ*, marcado zona 1 en la figura 12.17, es el más adecuado para compactación por vibroflotación. Los suelos que contienen excesivas cantidades de arena fina y partículas de tamaño limo son difíciles de compactar; en estos casos se requiere un esfuerzo considerable para alcanzar la compacidad relativa adecuada de compactación. La zona 2 en la figura 12.17 es el límite inferior aproximado de la granulometría para compactación por vibroflotación. Los depósitos de suelo cuya granulometría cae en la zona 3 contienen cantidades apreciables de grava. Para esos suelos, la tasa de penetración de la prueba es bastante pequeña y la compactación por vibroflotación resulta antieconómica a largo plazo.

▼ **TABLA 12.6** Tipo de equipo vibratorio[a]

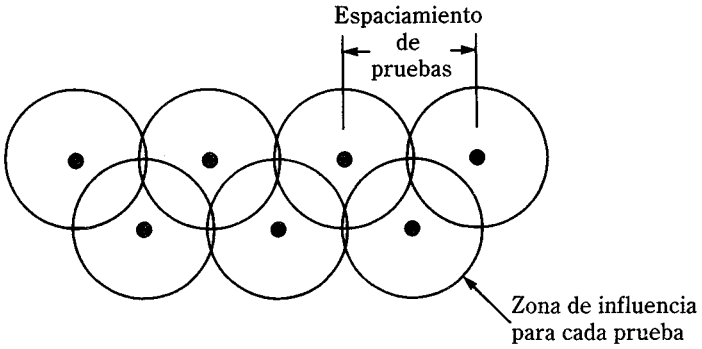
	Motores hidráulicos y eléctricos de 100 HP	Motores eléctricos de 30 HP
(a) Punta vibratoria		
Longitud	7 pies (2.1 m)	6.11 pies (1.86 m)
Diámetro	16 pulg (406.4 mm)	15 pulg (381 mm)
Peso	4000 lb (17.8 kN)	4000 lb (17.8 kN)
Movimiento máximo cuando está libre	0.49 pulg (12.45 mm)	0.3 pulg (7.62 mm)
Fuerza centrífuga	18 ton (160 kN)	10 ton (89 kN)
(b) Excéntrica		
Peso	260 lb (1.16 kN)	170 lb (0.76 kN)
Excentricidad	1.5 pulg (38.1 mm)	1.25 pulg (31.75 mm)
Longitud	24 pulg (610 mm)	15.25 pulg (387 mm)
Velocidad	1800 rpm	1800 rpm
(c) Bomba		
Velocidad de flujo de operación	0–400 gal/min (0–1.6 m^3/min)	0–150 gal/min (0–6 m^3/min)
Presión	100–150 lb/$pulg^2$ (690–1035 kN/m^2)	100–150 lb/$pulg^2$ (690–1035 kN/m^2)
(d) Tubo seguidor inferior y extensiones		
Diámetro	12 pulg (305 mm)	12 pulg (305 mm)
Peso	250 lb/pie (3.65 kN/m)	250 lb/pie (3.65 kN/m)

[a] Según Brown (1977)

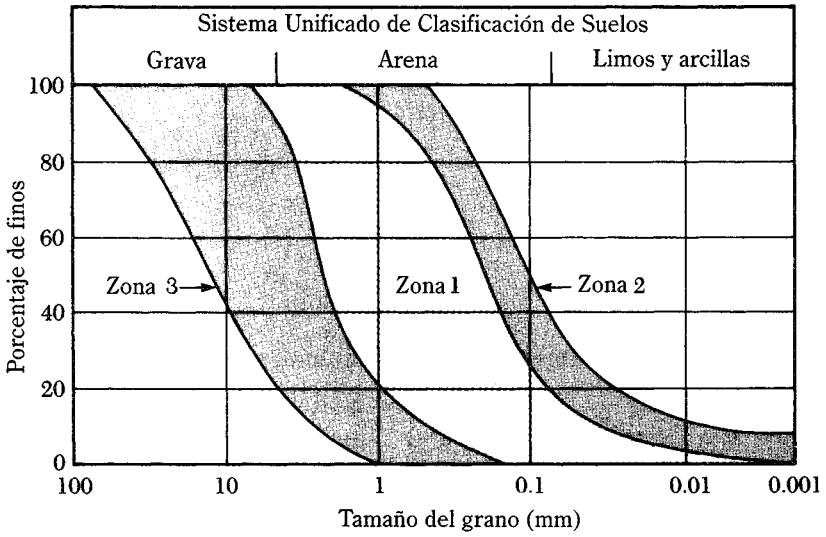
La granulometría del material del relleno es uno de los factores que controlan la velocidad de densificación. Brown (1977) definió una cantidad llamada *número de apropiabilidad,* S_N, para clasificar un material de relleno:

$$S_N = 1.7\sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2} + \frac{1}{(D_{20})^2} + \frac{1}{(D_{10})^2}} \tag{12.7}$$

donde D_{50}, D_{20} y D_{10} son los diámetros (en mm) a través de los cuales 50%, 20% y 10%, respectivamente, del material está pasando. Entre menor es el valor de S_N, mejor es



▼ **FIGURA 12.16** Espaciamiento de las pruebas para vibroflotación



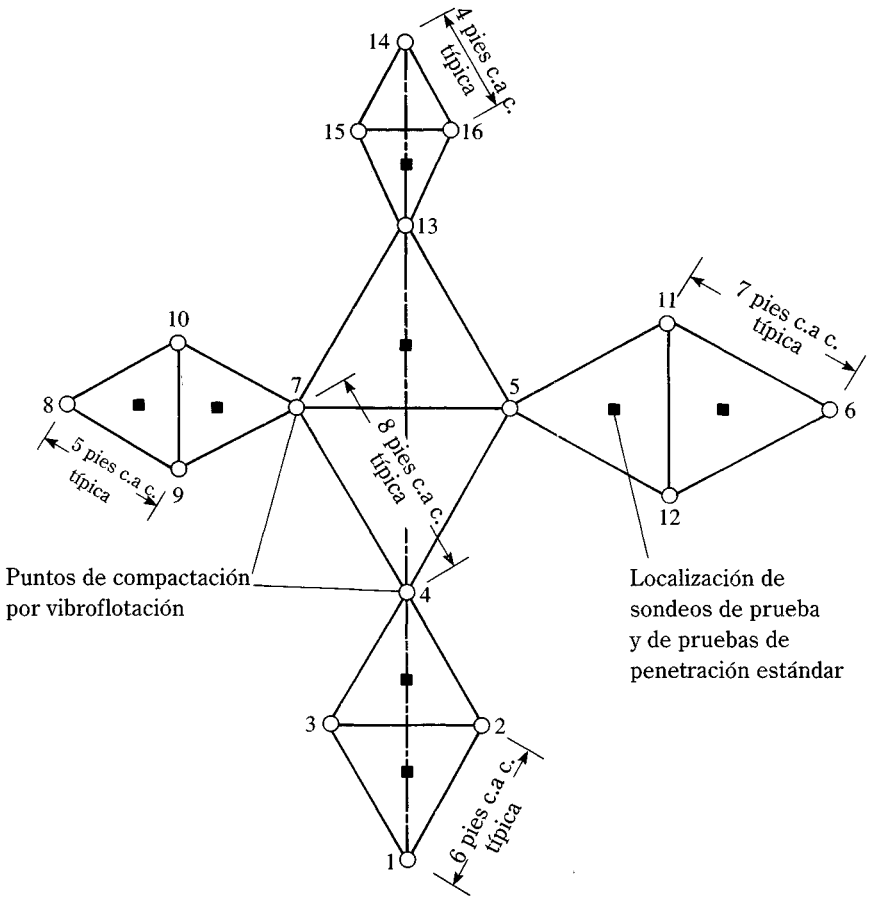
▼ **FIGURA 12.17** Rango efectivo de la granulometría del suelo para vibroflotación

el material de relleno. La siguiente tabla da el sistema de clasificación de un material de relleno propuesto por Brown (1977):

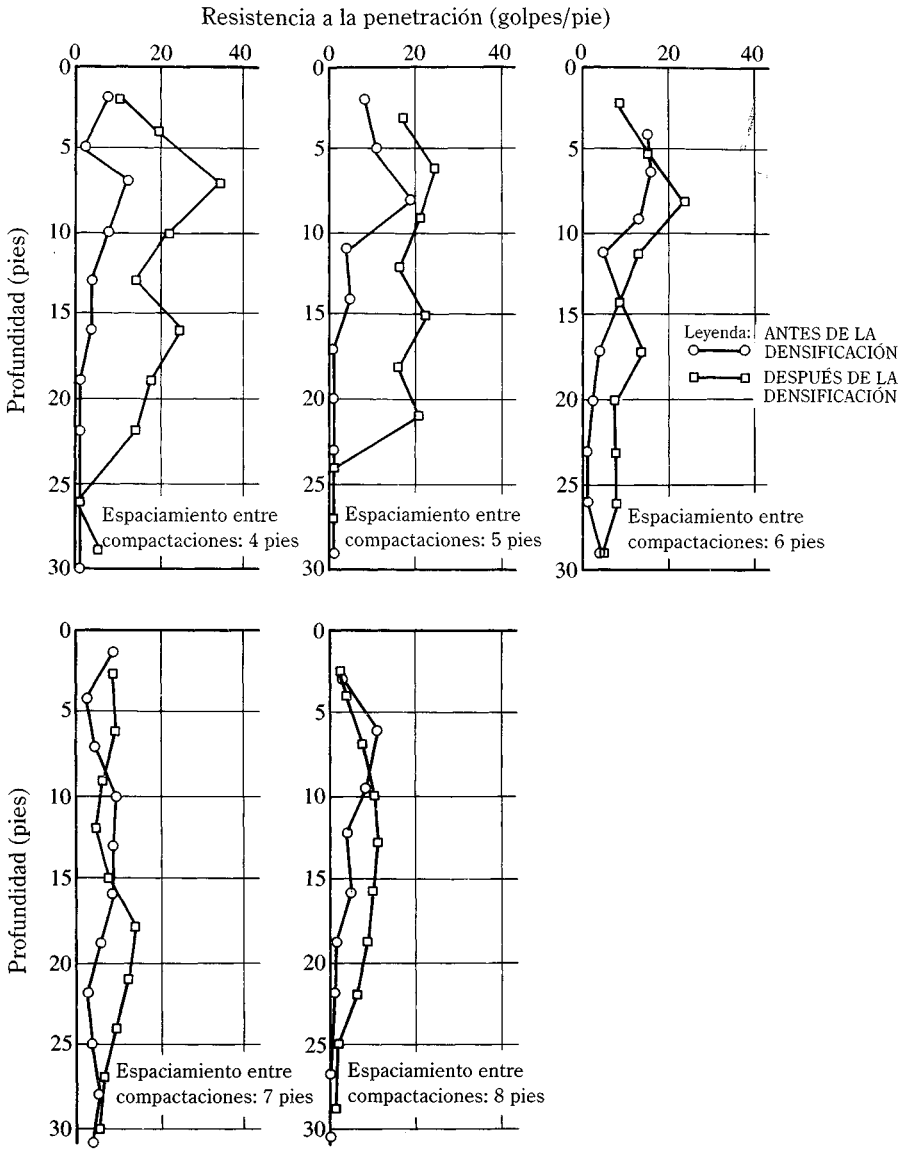
Rango de S_N	Clasificación como relleno
0–10	Excelente
10–20	Bueno
20–30	Regular
30–50	Pobre
>50	Inadaptable

Un excelente caso-estudio que evaluó los beneficios de la vibroflotación fue presentado por Basore y Boitano (1969). La densificación del subsuelo granular fue necesaria para la construcción de un edificio de oficinas de tres pisos en la Treasure Island Naval Station en San Francisco, California. Los 30 pies (≈ 9 m) superiores de suelo eran un relleno de arena de estado suelto a medio denso que tuvo que ser compactado. La figura 12.18 muestra la planta de los puntos de compactación por vibroflotación y la localización de los sondeos de prueba. Dieciséis puntos de compactación fueron arreglados en grupos de cuatro con espaciamiento de 4 pies, 5 pies, 6 pies, 7 pies y 8 pies. Antes de compactar, pruebas estándar de penetración fueron llevadas a cabo en los centros de los grupos de tres puntos de compactación. Después de terminado el proceso de vibroflotación, la variación de la resistencia a la penetración estándar con la profundidad fue determinada en los mismos puntos.

La figura 12.19 muestra la variación de la resistencia a la penetración estándar, N_F (golpes/pie) con la profundidad antes y después de la compactación. El espaciamiento

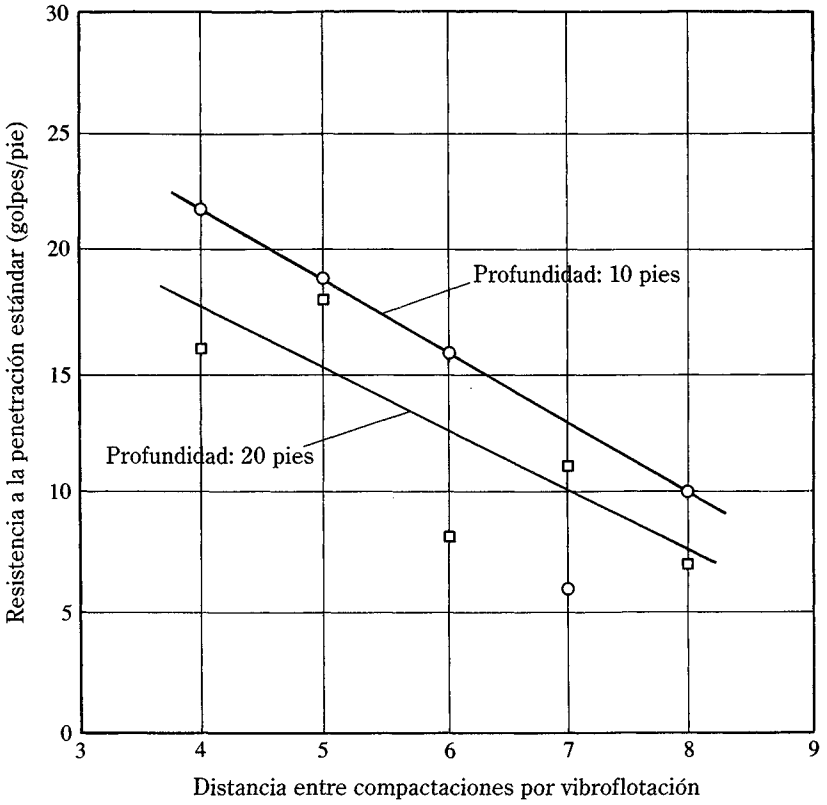


▼ **FIGURA 12.18** Planta de puntos de compactación por vibroflotación y sondeos de prueba (según Basore y Boitano, 1969)



▼ **FIGURA 12.19** Variación de la resistencia a la penetración estándar antes y después de la compactación (según Basore y Boitano, 1969)

de 4 pies produjo el máximo incremento de densidad en la arena, mientras que el espaciamiento de 8 pies no tuvo prácticamente ningún efecto. La figura 12.20 muestra la relación entre la resistencia a la penetración estándar antes y después de la compactación, el espaciamiento entre puntos de compactación y la profundidad debajo de la superficie del terreno. Para cualquier espaciamiento dado entre puntos de compactación, la resistencia a la penetración estándar decreció con un incremento en la profundidad.



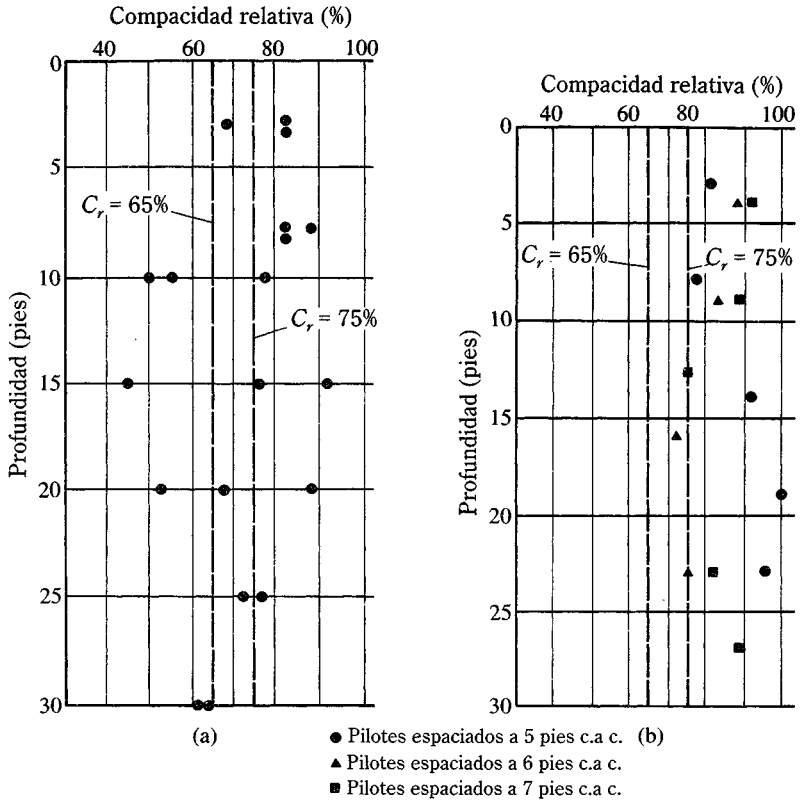
▼ **FIGURA 12.20** Variación de la resistencia a la penetración estándar en campo después de la compactación con el espaciamiento y la profundidad (según Basore y Boitano, 1969)

El incremento en la resistencia a la penetración estándar a cualquier profundidad indica el incremento en la compacidad relativa de compactación, C_r, de la arena. La figura 12.21 muestra la variación de C_r antes y después de la compactación para profundidades de hasta 30 pies.

Durante los pasados 30 a 35 años, el procedimiento de vibroflotación se usó con éxito en grandes proyectos para compactar subsuelos granulares, controlando así el asentamiento estructural.

12.8 PRECOMPRESIÓN. CONSIDERACIONES GENERALES

Cuando estratos de suelo arcilloso normalmente consolidados, altamente compresibles, se encuentran a una profundidad limitada y grandes asentamientos por consolidación son esperados como resultado de la construcción de grandes edificios, terraplenes de carreteras o presas de tierra, la precompresión del suelo se usa para minimizar el asentamiento posterior a la construcción. Los principios de la precompresión se explican con referencia a la figura 12.22. Aquí, la carga estructural propuesta por área unitaria es $\Delta p_{(p)}$ y el espesor del estrato de arcilla sometida a consolidación es



▼ **FIGURA 12.21** Variación de la compacidad relativa (a) antes de la compactación; (b) después de la compactación (según Basore y Boitano, 1969)

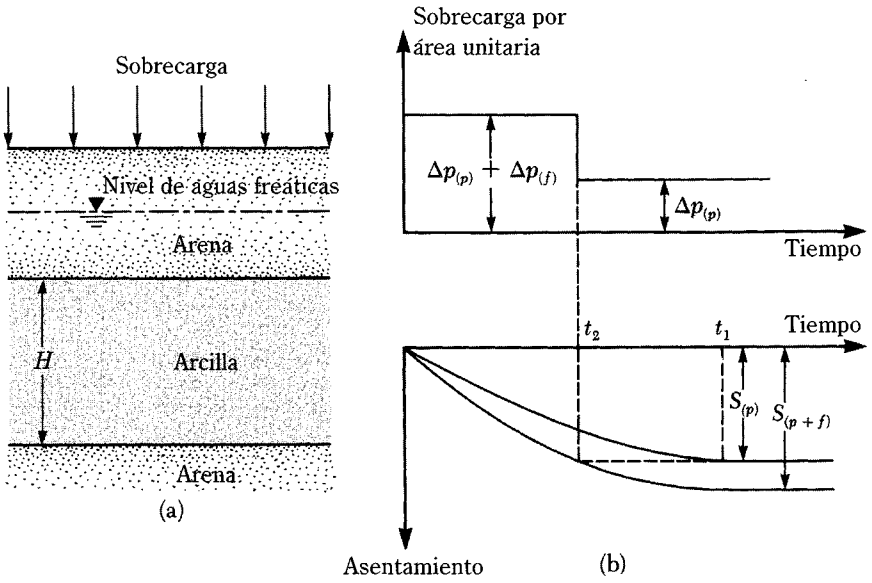
H_c. El asentamiento máximo por consolidación primaria causado por la carga estructural, $S_{(p)}$, es entonces

$$S_{(p)} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p_{(p)}}{p_o} \tag{12.8}$$

La relación asentamiento-tiempo bajo la carga estructural será como la mostrada en la figura 12.22b. Sin embargo, si una sobrecarga de $\Delta p_{(p)} + \Delta p_{(f)}$ se coloca sobre el terreno, el asentamiento por consolidación primaria $S_{(p+f)}$ será

$$S_{(p+f)} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{p_o + [\Delta p_{(p)} + \Delta p_{(f)}]}{p_o} \tag{12.9}$$

La relación asentamiento-tiempo bajo una sobrecarga $\Delta p_{(p)} + \Delta p_{(f)}$ se muestra también en la figura 12.22b. Note que un asentamiento total $S_{(p)}$ ocurrirá en el tiempo t_2, que es mucho más corto que t_1. Entonces, si una sobrecarga total temporal de $\Delta p_{(f)} + \Delta p_{(p)}$ se aplica sobre la superficie del terreno durante un tiempo t_2, el asentamiento será igual a $S_{(p)}$. En ese tiempo, si la sobrecarga se retira y se construye una estructura con una carga permanente por área unitaria de $\Delta p_{(p)}$, no se tendrá un asentamiento apreciable.



▼ **FIGURA 12.22** Principios de precompresión

Este procedimiento se denomina *precompresión*. La sobrecarga total $\Delta p_{(p)} + \Delta p_{(f)}$ se aplica por medio de rellenos temporales.

Derivación de ecuaciones para obtener $\Delta p_{(f)}$ y t_2

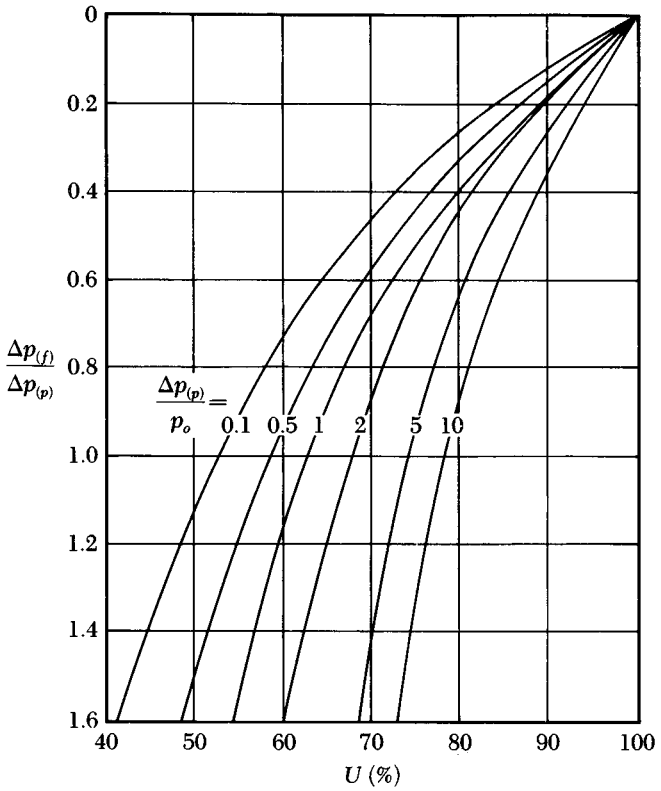
La figura 12.22b muestra que, bajo una sobrecarga de $\Delta p_{(p)} + \Delta p_{(f)}$, el grado de consolidación en el tiempo t_2 después de la aplicación de la carga es

$$U = \frac{S_{(p)}}{S_{(p+f)}} \tag{12.10}$$

La sustitución de las Ecs. (12.8) y (12.9) en la Ec. (12.10) se obtiene

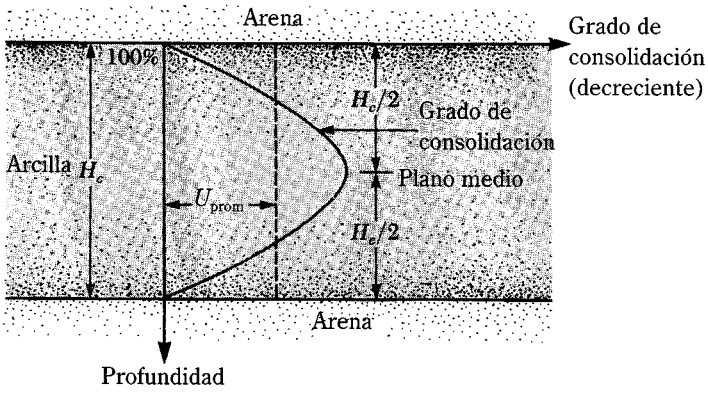
$$U = \frac{\log\left[\dfrac{p_o + \Delta p_{(p)}}{p_o}\right]}{\log\left[\dfrac{p_o + \Delta p_{(p)} + \Delta p_{(f)}}{p_o}\right]} = \frac{\log\left[1 + \dfrac{\Delta p_{(p)}}{p_o}\right]}{\log\left\{1 + \dfrac{\Delta p_{(p)}}{p_o}\left[1 + \dfrac{\Delta p_{(f)}}{\Delta p_{(p)}}\right]\right\}} \tag{12.11}$$

La figura 12.23 da las magnitudes de U para varias combinaciones de $\Delta p_{(p)}/p_o$ y $\Delta p_{(f)}/\Delta p_{(p)}$. El grado de consolidación dado en la ecuación (12.11) es realmente el grado de consolidación promedio en el tiempo t_2, como muestra la figura 12.22b. Sin embargo, si se usa el grado de consolidación promedio para determinar el tiempo t_2, es posible que se presenten algunos problemas de construcción. La razón es que, después de que se retira la sobrecarga y se coloca la carga estructural, la porción de arcilla cercana a la



▼ **FIGURA 12.23** Gráfica de $\Delta p_{(f)}/\Delta p_{(p)}$ *versus* U para varios valores de $\Delta p_{(p)}/p_o$— Ec. (12.11)

superficie de drenaje continuará expandiéndose y el suelo cercano al plano medio continuará asentándose (figura 12.24). En algunos casos podría presentarse un asentamiento neto continuo. Un enfoque conservador ayuda a resolver este problema; es



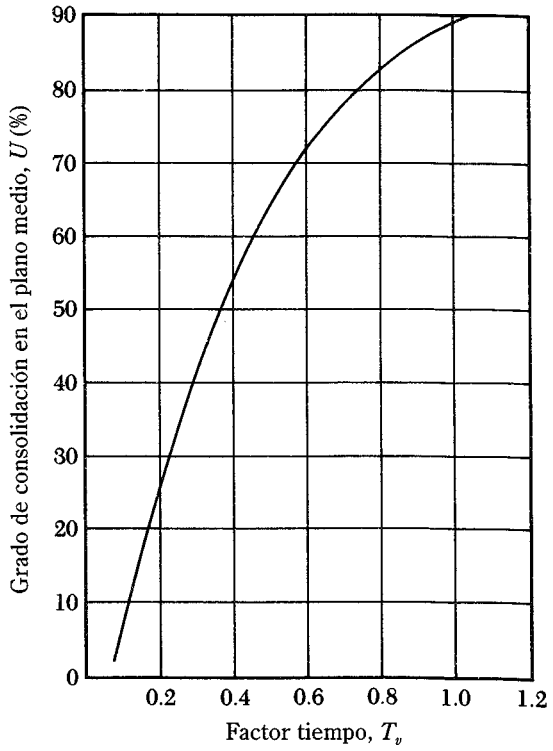
▼ **FIGURA 12.24**

decir, suponga que U en la ecuación (12.11) es el grado de consolidación a medio plano (Johnson, 1970a). Ahora, de la ecuación (1.76),

$$U = f(T_v) \tag{1.76}$$

donde T_v = factor tiempo = $C_v t_2/H^2$
C_v = coeficiente de consolidación
t_2 = tiempo
H = trayectoria de drenaje máximo (= $H_c/2$ para drenaje en dos direcciones e igual a H_c para drenaje en una dirección)

La variación de U (grado de consolidación en el plano medio) con T_v está dada en la figura 12.25.



▼ **FIGURA 12.25** Gráfica del grado de consolidación en el plano medio *versus* T_v

Procedimiento para obtener parámetros de precompresión

Dos problemas llegan a encontrar los ingenieros durante el trabajo de precompresión en el campo:

1. El valor de $\Delta p_{(f)}$ es conocido, pero t_2 debe ser obtenido. En tal caso, obtenga p_o, $\Delta p_{(p)}$ y despeje U usando la ecuación (12.11) o la figura 12.23. Para este valor de U, obtenga T_v de la figura 12.25. Entonces

$$t_2 = \frac{T_v H^2}{C_v} \tag{12.12}$$

2. Para un valor especificado de t_2 debe obtenerse $\Delta p_{(f)}$. En tal caso, calcule T_v. Luego refiérase a la figura 12.25 para obtener el grado de consolidación U a medio plano. Con el valor estimado de U, vaya a la figura 12.23 para obtener el $\Delta p_{(f)}/\Delta p_{(p)}$ requerido y calcule $\Delta p_{(f)}$.

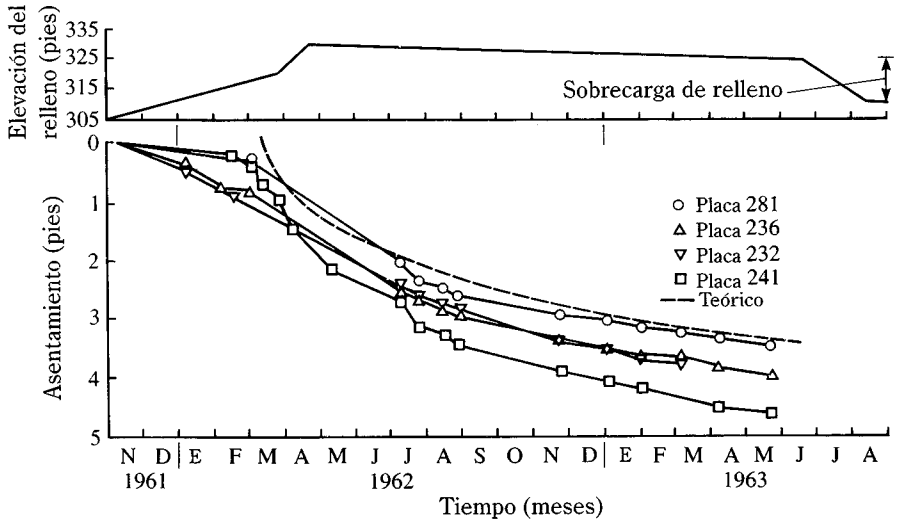
Ejemplos de precompresión y comentarios generales

Johnson (1970a) presentó un excelente resumen del uso de la precompresión para mejorar los suelos de cimentación para varios proyectos, incluyendo la Morganza Floodway Control Structure cerca de Baton Rouge, Louisiana; la Old River Low-Sill Control Structure, cerca de Natchez, Mississippi y la Old River Overbank Control Structure, en la Terminal Marina Port Elizabeth, Nueva York. La figura 12.26 muestra las condiciones del subsuelo encontrado cerca de la Terminal Marina Port Elizabeth antes de la construcción de las bodegas 131 y 132 localizadas en las Praderas de Jersey al oeste de la ciudad de Nueva York. Detalles de la precompresión del subsuelo antes de la construcción de las bodegas se muestran en la figura 12.27, así como la variación teórica del asentamiento con el tiempo.

En la mayoría de los casos, el asentamiento predicho excedió el asentamiento por consolidación real. La razón es que algunas variables están implícitas en un buen diseño y una ejecución adecuada de la precompresión. La información obtenida de sólo unos cuantos sondeos se usa en el cálculo de la sobrecarga y del tiempo necesario para su retiro. Por tanto, es difícil obtener números precisos para el diseño de la precompresión. Las observaciones del asentamiento deben continuar durante el periodo de la aplicación de la sobrecarga porque pueden sugerir cambios en el diseño.

Elevación (pie)	Tipos de suelo	Propiedades
306.0	Relleno de arena suelta de media a fina	Peso específico, γ= 110 lb/pie^3
301.5	Relleno de limo arcilloso muy blando café rojizo	Peso unitario, γ = 112 lb/pie^3 Contenido de agua, w = 32-46% C_v = 0.12 pie^2/día
296.0	Suelo orgánico muy blando gris y limos orgánicos con turbas y turbas	Peso específico, γ= 75 lb/pie^3 Contenido de agua, w = 79-569% C_c = 2.52, C_v = 0.15 pie^2/día
286.0	Arena limosa y arenas grises medio compactas	
281.0		

▼ **FIGURA 12.26** Condición del subsuelo en la Terminal Marina Port Elizabeth (según Johnson, 1970a)



▼ **FIGURA 12.27** Precompresión para soporte de almacenes No. 131 y 132, Terminal Marina Port Elizabeth (según Johnson, 1970a)

▼ EJEMPLO 12.2

Refiérase a la figura 12.22. Durante la construcción de un puente carretero se espera que la carga permanente promedio sobre el estrato de arcilla se incremente aproximadamente 115 kN/m^2. La presión efectiva promedio por sobrecarga a la mitad del estrato de arcilla es de 210 kN/m^2. Se tiene, $H_c = 6$ m, $C_c = 0.28$, $e_0 = 0.9$ y $C_v = 0.36$ m^2/mes. La arcilla está normalmente consolidada. Determine:

a. El asentamiento total por consolidación primaria del puente sin precompresión
b. La sobrecarga, $\Delta p_{(f)}$, necesaria para eliminar por precompresión todo el asentamiento por consolidación primaria en 9 meses.

Solución:

Parte a

El asentamiento total por consolidación primaria se calcula con la Ec. (12.8):

$$S_{(p)} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log\left[\frac{p_o + \Delta p_{(p)}}{p_o}\right] = \frac{(0.28)(6)}{1 + 0.9} \log\left[\frac{210 + 115}{210}\right]$$

$$= 0.1677 \text{ m} = \mathbf{167.7 \text{ mm}}$$

Parte b

$$T_v = \frac{C_v t_2}{H^2}$$

$C_v = 0.36$ m^2/mes.

$H = 3$ m (drenaje en dos direcciones)

$t_2 = 9$ meses

Por consiguiente,

$$T_v = \frac{(0.36)(9)}{3^2} = 0.36$$

De acuerdo con la figura 12.25, para $T_v = 0.36$ el valor de U es de 47%. Ahora

$\Delta p_{(p)} = 115$ kN/m^2

$p_o = 210$ kN/m^2

Entonces

$$\frac{\Delta p_{(p)}}{p_o} = \frac{115}{210} = 0.548$$

De acuerdo con la figura 12.23, para $U = 47\%$ y $\Delta p_{(p)}/p_o = 0.548$, $\Delta p_{(f)}/\Delta p_{(p)} \approx 1.8$, por lo que

$$\Delta p_{(f)} = (1.8)(115) = \mathbf{207 \text{ kN/m}^2}$$

▲

12.9 DRENES DE ARENA

El uso de drenes de arena es otra manera de acelerar el asentamiento por consolidación de estratos de arcilla blanda normalmente consolidados y lograr la precompresión antes de la construcción de la cimentación deseada. Los drenes de arena se construyen taladrando agujeros a través de los estratos de arcilla en el campo a intervalos regulares y los agujeros son rellenados con arena. Esto se logra de varias maneras: (a) por perforación rotatoria y luego rellenando con arena; (b) por perforación con barrenas de paso continuo con vástago hueco y luego rellenando con arena (a través del vástago hueco) y (c) hincando pilotes huecos de acero. El suelo dentro del pilote es expulsado con chorros de agua y después se procede a rellenarlo con arena. La figura 12.28 muestra un diagrama esquemático de drenes de arena. Después de rellenar con arena los agujeros perforados, se aplica una sobrecarga en la superficie del terreno. Esta sobrecarga incrementa la presión de poro del agua en la arcilla. El exceso de presión de poro del agua en la arcilla se disipa por drenaje, vertical y radial, hacia los drenes de arena, lo que acelera el asentamiento del estrato de arcilla. En la figura 12.28a note que el radio de los drenes se arena es r_w. En la figura 12.28b se muestra la planta de los drenes de arena. La zona efectiva desde la cual el drenaje radial será dirigido hacia un dren dado de arena es aproximadamente cilíndrico, con un diámetro de d_e.

Para determinar la sobrecarga que debe aplicarse a la superficie del terreno y el tiempo que tiene que ser mantenida, refiérase a la figura 12.22 y use la ecuación correspondiente, Ec.(12.11):

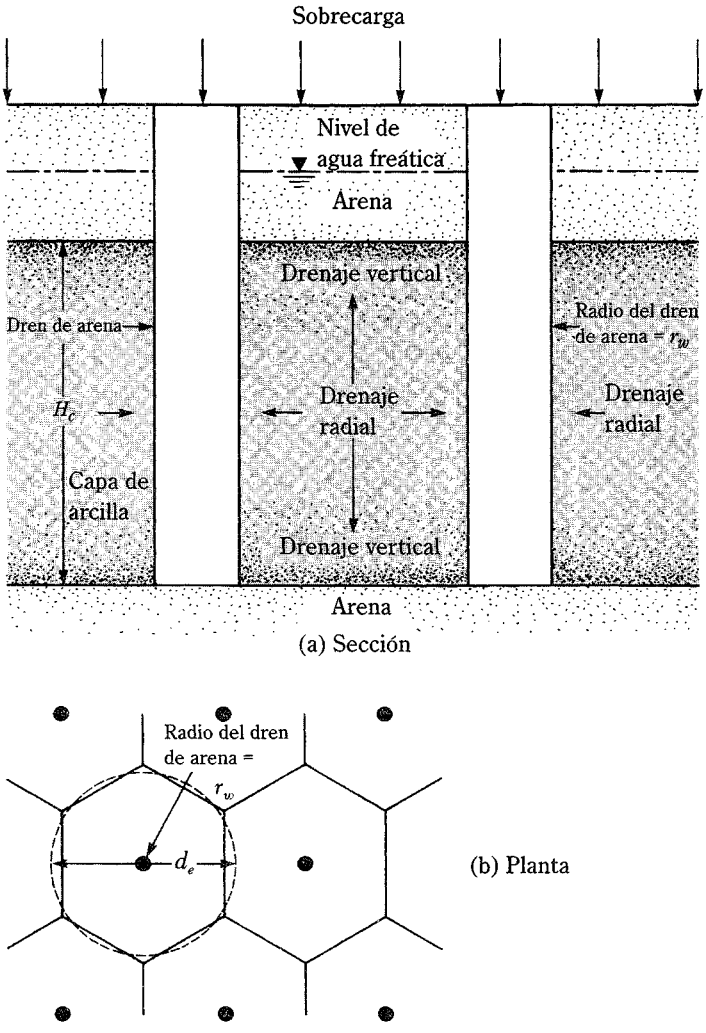
$$U_{v,r} = \frac{\log\left[1 + \dfrac{\Delta p_{(p)}}{p_o}\right]}{\log\left\{1 + \dfrac{\Delta p_{(p)}}{p_o}\left[1 + \dfrac{\Delta p_{(f)}}{\Delta p_{(p)}}\right]\right\}} \tag{12.13}$$

Las notaciones $\Delta p_{(p)}$, p_o y $\Delta p_{(f)}$ son las mismas que las de la ecuación (12.11), sin embargo, a diferencia de ésta, el lado izquierdo de la ecuación (12.13) es el *grado promedio* de consolidación en vez del grado de consolidación a medio plano. Tanto el drenaje *radial* como el *vertical* contribuyen al grado promedio de consolidación. Si $U_{v,r}$ puede ser determinado para cualquier tiempo t_2 (véase la figura 12.22b), la sobrecarga total $\Delta p_{(f)} + \Delta p_{(p)}$ se obtiene fácilmente de la figura 12.23. El procedimiento para la determinación del grado promedio de consolidación ($U_{v,r}$) se da a continuación:

Para una sobrecarga y duración, t_2, dadas, el grado promedio de consolidación debido a drenaje en las direcciones vertical y radial es

$$U_{v,r} = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v) \tag{12.14}$$

donde U_r = grado promedio de consolidación con drenaje radial únicamente
U_v = grado promedio de consolidación con drenaje vertical únicamente

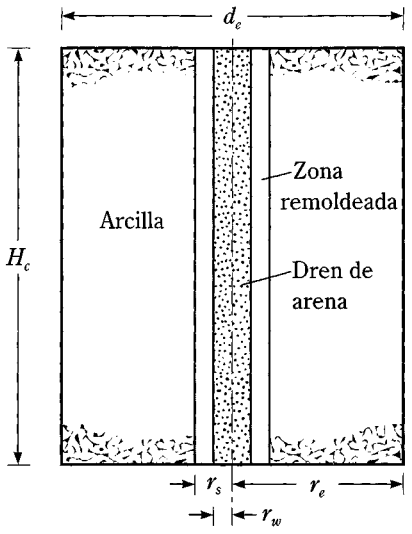


▼ **FIGURA 12.28** Drenes de arena

El uso con éxito de drenes de arena fue descrito en detalle por Johnson (1970b). En cuanto a la precompresión, observaciones constantes de asentamiento de campo son necesarias durante el periodo de aplicación de la sobrecarga.

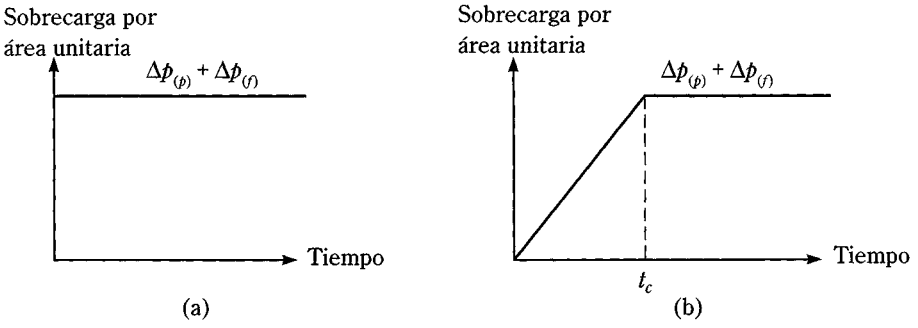
Grado de consolidación promedio debido a drenaje radial únicamente

La figura 12.29 muestra el diagrama esquemático de un dren de arena. En esta figura, r_w = radio del dren de arena, $r_e = d_e/2$ = radio de la zona efectiva de drenaje. Es importante observar que, durante la instalación de los drenes de arena, una cierta zona de arcilla que los rodea queda remoldeada, cambiándose así la permeabilidad hidráuli-



▼ **FIGURA 12.29** Diagrama esquemático de un dren de arena

ca de la arcilla. En la figura 12.29, r_s es la distancia radial del centro del dren de arena al punto más alejado de la zona remoldeada. Para la relación del grado promedio de consolidación, usaremos la *teoría de igual deformación unitaria*. Dos casos pueden surgir que se relacionan con la naturaleza de la aplicación de la sobrecarga y estos se muestran en la figura 12.30 (refiérase a las notaciones mostradas en la figura 12.22). Los dos casos son (a) toda la sobrecarga aplicada instantáneamente (figura 12.30a) y (b) la sobrecarga aplicada en forma de una rampa de carga (figura 12.30b). Cuando toda la carga se aplica instantáneamente (Barron, 1948)



▼ **FIGURA 12.30** Naturaleza de la aplicación de la sobrecarga

$$U_r = 1 - \exp\left(\frac{-8T_r}{m}\right) \tag{12.15}$$

donde

$$m = \frac{n^2}{n^2 - S^2}\ln\left(\frac{n}{S}\right) - \frac{3}{4} + \frac{S^2}{4n^2} + \frac{k_h}{k_s}\left(\frac{n^2 - S^2}{n^2}\right)\ln S \tag{12.16}$$

$$n = \frac{d_e}{2r_w} = \frac{r_e}{r_w} \tag{12.17}$$

$$S = \frac{r_s}{r_w} \tag{12.18}$$

k_h = permeabilidad hidráulica de la arcilla en la dirección horizontal en la zona no remoldeada

k_s = permeabilidad hidráulica horizontal en la zona remoldeada

T_r = factor de tiempo adimensional sólo para drenaje radial $= \dfrac{C_{vr}t_2}{d_e^2}$ (12.19)

C_{vr} = coeficiente de consolidación para drenaje radial

$$= \frac{k_h}{\left[\dfrac{\Delta e}{\Delta p(1 + e_{\text{prom}})}\right]\gamma_w} \tag{12.20}$$

Para un caso *sin remoldeo*, $r_s = r_w$ y $k_h = k_s$, por lo que $S = 1$ y la Ec. (12.16) toma la forma

$$m = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1}\right)\ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \tag{12.21}$$

La tabla 12.7 da los valores de U_r para varios valores de T_r y n.

Si la sobrecarga se aplica en forma de *rampa* y *no se tiene remoldeo*, entonces (Olson, 1977)

$$U_r = \frac{T_r - \dfrac{1}{A}[1 - \exp(-AT_r)]}{T_{rc}} \qquad (\text{para } T_r \leq T_{rc}) \tag{12.22}$$

y

$$U_r = 1 - \frac{1}{AT_{rc}}[\exp(AT_{rc}) - 1]\exp(-AT_{rc}) \qquad (\text{para } T_r \geq T_{rc}) \tag{12.23}$$

▼ **TABLA 12.7** Variación de U_r para varios valores de T_r y n; caso no remoldeado [ecuaciones (12.15) y (12.21)]

Grado de consolidación U_r (%)	Factor tiempo T_r para valor de n (= r_e/r_w)				
	5	10	15	20	25
0	0	0	0	0	0
1	0.0012	0.0020	0.0025	0.0028	0.0031
2	0.0024	0.0040	0.0050	0.0057	0.0063
3	0.0036	0.0060	0.0075	0.0086	0.0094
4	0.0048	0.0081	0.0101	0.0115	0.0126
5	0.0060	0.0101	0.0126	0.0145	0.0159
6	0.0072	0.0122	0.0153	0.0174	0.0191
7	0.0085	0.0143	0.0179	0.0205	0.0225
8	0.0098	0.0165	0.0206	0.0235	0.0258
9	0.0110	0.0186	0.0232	0.0266	0.0292
10	0.0123	0.0208	0.0260	0.0297	0.0326
11	0.0136	0.0230	0.0287	0.0328	0.0360
12	0.0150	0.0252	0.0315	0.0360	0.0395
13	0.0163	0.0275	0.0343	0.0392	0.0431
14	0.0177	0.0298	0.0372	0.0425	0.0467
15	0.0190	0.0321	0.0401	0.0458	0.0503
16	0.0204	0.0344	0.0430	0.0491	0.0539
17	0.0218	0.0368	0.0459	0.0525	0.0576
18	0.0232	0.0392	0.0489	0.0559	0.0614
19	0.0247	0.0416	0.0519	0.0594	0.0652
20	0.0261	0.0440	0.0550	0.0629	0.0690
21	0.0276	0.0465	0.0581	0.0664	0.0729
22	0.0291	0.0490	0.0612	0.0700	0.0769
23	0.0306	0.0516	0.0644	0.0736	0.0808
24	0.0321	0.0541	0.0676	0.0773	0.0849
25	0.0337	0.0568	0.0709	0.0811	0.0890
26	0.0353	0.0594	0.0742	0.0848	0.0931
27	0.0368	0.0621	0.0776	0.0887	0.0973
28	0.0385	0.0648	0.0810	0.0926	0.1016
29	0.0401	0.0676	0.0844	0.0965	0.1059
30	0.0418	0.0704	0.0879	0.1005	0.1103
31	0.0434	0.0732	0.0914	0.1045	0.1148
32	0.0452	0.0761	0.0950	0.1087	0.1193
33	0.0469	0.0790	0.0987	0.1128	0.1239
34	0.0486	0.0820	0.1024	0.1171	0.1285
35	0.0504	0.0850	0.1062	0.1214	0.1332
36	0.0522	0.0881	0.1100	0.1257	0.1380
37	0.0541	0.0912	0.1139	0.1302	0.1429
38	0.0560	0.0943	0.1178	0.1347	0.1479
39	0.0579	0.0975	0.1218	0.1393	0.1529
40	0.0598	0.1008	0.1259	0.1439	0.1580
41	0.0618	0.1041	0.1300	0.1487	0.1632
42	0.0638	0.1075	0.1342	0.1535	0.1685
43	0.0658	0.1109	0.1385	0.1584	0.1739

(Continúa)

▼ **TABLA 12.7** (continuación)

Grado de consolidación U_r (%)	Factor tiempo T_r para valor de n (= r_e/r_w)				
	5	10	15	20	25
44	0.0679	0.1144	0.1429	0.1634	0.1793
45	0.0700	0.1180	0.1473	0.1684	0.1849
46	0.0721	0.1216	0.1518	0.1736	0.1906
47	0.0743	0.1253	0.1564	0.1789	0.1964
48	0.0766	0.1290	0.1611	0.1842	0.2023
49	0.0788	0.1329	0.1659	0.1897	0.2083
50	0.0811	0.1368	0.1708	0.1953	0.2144
51	0.0835	0.1407	0.1758	0.2020	0.2206
52	0.0859	0.1448	0.1809	0.2068	0.2270
53	0.0884	0.1490	0.1860	0.2127	0.2335
54	0.0909	0.1532	0.1913	0.2188	0.2402
55	0.0935	0.1575	0.1968	0.2250	0.2470
56	0.0961	0.1620	0.2023	0.2313	0.2539
57	0.0988	0.1665	0.2080	0.2378	0.2610
58	0.1016	0.1712	0.2138	0.2444	0.2683
59	0.1044	0.1759	0.2197	0.2512	0.2758
60	0.1073	0.1808	0.2258	0.2582	0.2834
61	0.1102	0.1858	0.2320	0.2653	0.2912
62	0.1133	0.1909	0.2384	0.2726	0.2993
63	0.1164	0.1962	0.2450	0.2801	0.3075
64	0.1196	0.2016	0.2517	0.2878	0.3160
65	0.1229	0.2071	0.2587	0.2958	0.3247
66	0.1263	0.2128	0.2658	0.3039	0.3337
67	0.1298	0.2187	0.2732	0.3124	0.3429
68	0.1334	0.2248	0.2808	0.3210	0.3524
69	0.1371	0.2311	0.2886	0.3300	0.3623
70	0.1409	0.2375	0.2967	0.3392	0.3724
71	0.1449	0.2442	0.3050	0.3488	0.3829
72	0.1490	0.2512	0.3134	0.3586	0.3937
73	0.1533	0.2583	0.3226	0.3689	0.4050
74	0.1577	0.2658	0.3319	0.3795	0.4167
75	0.1623	0.2735	0.3416	0.3906	0.4288
76	0.1671	0.2816	0.3517	0.4021	0.4414
77	0.1720	0.2900	0.3621	0.4141	0.4546
78	0.1773	0.2988	0.3731	0.4266	0.4683
79	0.1827	0.3079	0.3846	0.4397	0.4827
80	0.1884	0.3175	0.3966	0.4534	0.4978
81	0.1944	0.3277	0.4090	0.4679	0.5137
82	0.2007	0.3383	0.4225	0.4831	0.5304
83	0.2074	0.3496	0.4366	0.4992	0.5481
84	0.2146	0.3616	0.4516	0.5163	0.5668
85	0.2221	0.3743	0.4675	0.5345	0.5868
86	0.2302	0.3879	0.4845	0.5539	0.6081
87	0.2388	0.4025	0.5027	0.5748	0.6311
88	0.2482	0.4183	0.5225	0.5974	0.6558

(Continúa)

▼ **TABLA 12.7** (continuación)

Grado de consolidación U_r (%)	Factor tiempo T_r para valor de n (= r_e/r_w)				
	5	10	15	20	25
89	0.2584	0.4355	0.5439	0.6219	0.6827
90	0.2696	0.4543	0.5674	0.6487	0.7122
91	0.2819	0.4751	0.5933	0.6784	0.7448
92	0.2957	0.4983	0.6224	0.7116	0.7812
93	0.3113	0.5247	0.6553	0.7492	0.8225
94	0.3293	0.5551	0.6932	0.7927	0.8702
95	0.3507	0.5910	0.7382	0.8440	0.9266
96	0.3768	0.6351	0.7932	0.9069	0.9956
97	0.4105	0.6918	0.8640	0.9879	1.0846
98	0.4580	0.7718	0.9640	1.1022	1.2100
99	0.5391	0.9086	1.1347	1.2974	1.4244

donde

$$T_{rc} = \frac{C_{vr} t_c}{d_e^2} \qquad \text{(véase la definición de } t_c \text{ en la figura 12.30b)} \tag{12.24}$$

$$A = \frac{2}{m} \tag{12.25}$$

Grado de consolidación promedio debido a drenaje vertical únicamente

Refiérase a la figura 12.30a. Para una aplicación instantánea de la sobrecarga, el grado de consolidación promedio debido a drenaje vertical únicamente se obtiene con las ecuaciones (1.77) y (1.78):

$$T_v = \frac{\pi}{4}\left[\frac{U_v(\%)}{100}\right]^2 \qquad \text{(para } U_v = 0\text{–}60\%\text{)} \tag{1.77}$$

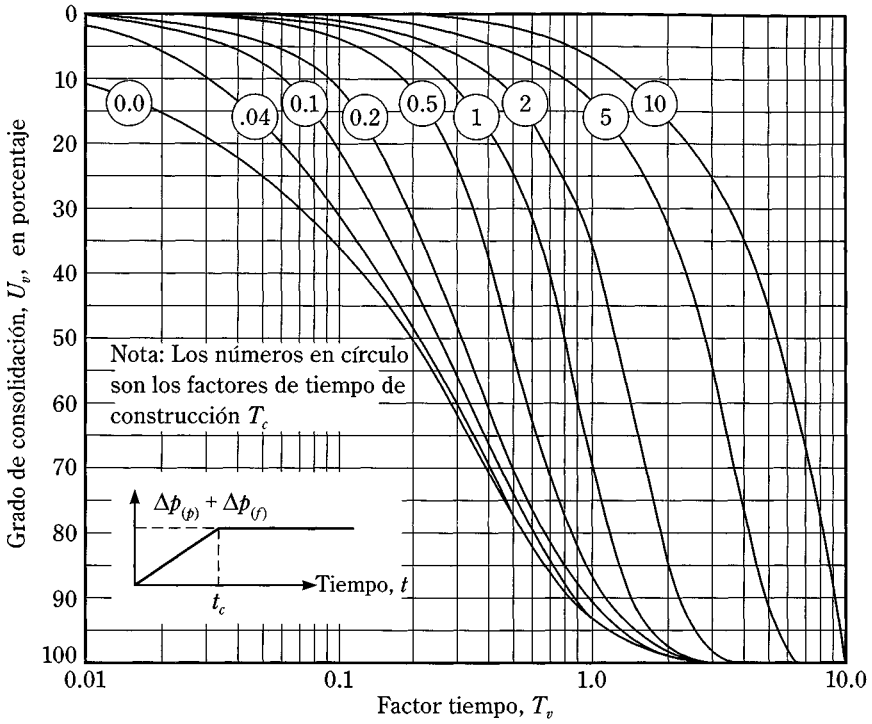
y

$$T_v = 1.781 - 0.933 \log (100 - U_v(\%)) \qquad \text{(para } U_v > 60\%\text{)} \tag{1.78}$$

donde U_v = grado de consolidación promedio debido a drenaje vertical únicamente

$$T_v = \frac{C_v t_2}{H^2} \tag{1.72}$$

C_v = coeficiente de consolidación para drenaje vertical



▼ **FIGURA 12.31** Variación de U_v con T_v y T_c (según Olson, 1977)

Para el caso de carga de rampa mostrado en la figura 12.30b, la variación de $U_v(\%)$ con T_v y T_c (Olson, 1977) está dada en la figura 12.31. Note que

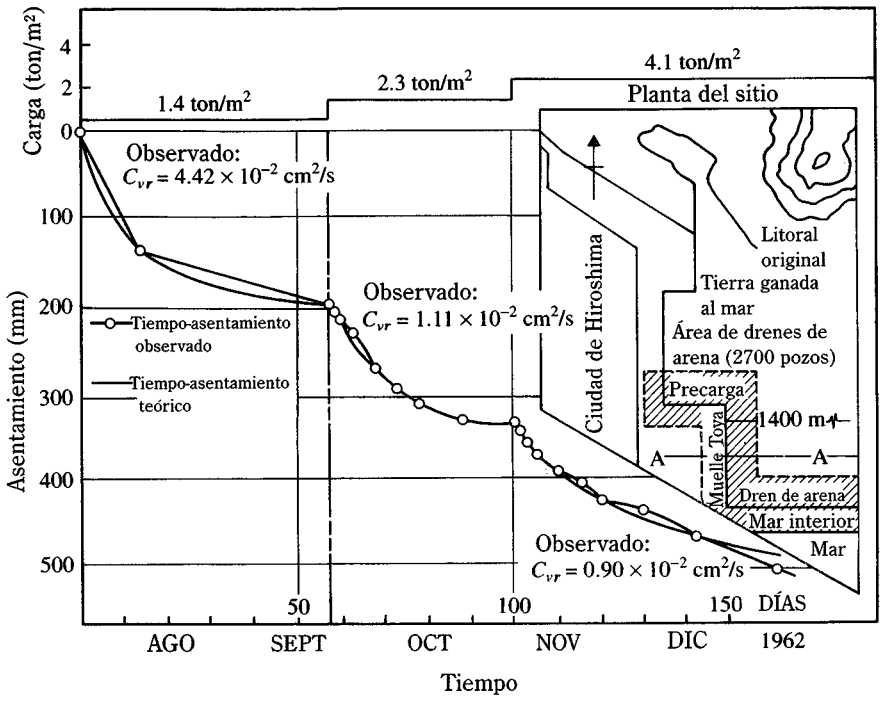
$$T_c = \frac{C_v t_c}{H^2} \tag{12.26}$$

donde H = longitud de la trayectoria de drenaje vertical máximo

12.10 EJEMPLO DE LA APLICACIÓN DE UN DREN DE ARENA

Aboshi y Monden (1963) proporcionaron detalles sobre el desempeño en campo de 2700 drenes de arena usados para construir la Toya Quay Wall, sobre tierra ganada al mar en Japón en un estudio resumido por Johnson (1970b). La localización del sitio del proyecto se muestra en el inserto de la figura 12.32. El suelo en el sitio consistía en un limo arcilloso blando normalmente consolidado de 30 m de espesor. Los siguientes datos son para el suelo y drenes de arena *in situ*.

▶ Suelo *in situ*: Límite líquido (LL) = 110
Límite plástico (LP) = 48
Contenido de agua natural, w = 74%-65%



▼ **FIGURA 12.32** Comparación de asentamientos observados y teóricos debido sólo a drenes de arena para Toya Quay Wall Construction, Japón (según Johnson, 1970b)

▶ Drenes de arena: Número total usado = 2700
Longitud = 15 m

d_e = 3.15 m

r_w = 0.225 m

$\left.\begin{matrix}\frac{C_{vr}}{C_u}\end{matrix}\right\}$ = 2.7 (de prueba triaxial)
=1.7 (de consolidómetro)

La porción superior de la figura 12.32 muestra la variación de la aplicación de la sobrecarga con el tiempo. La porción inferior muestra la variación observada y teórica del asentamiento debido *únicamente a los drenes de arena*. La concordancia parece ser excelente.

▼ EJEMPLO 12.3

Resuelva el ejemplo 12.2 con la adición de algunos drenes de arena. Suponga que r_w = 0.1 m, d_e = 3 m, $C_v = C_{vr}$ y que la sobrecarga se aplique instantáneamente (figura 12.30a). Suponga también que se trata de un caso sin remoldeo.

Solución:

Parte a

El asentamiento total por consolidación primaria será de 167.7 mm, igual que antes.

Parte b

Del Ejemplo 12.2, $T_v = 0.36$. Usando la Ec. (1.77)

$$T_v = \frac{\pi}{4}\left[\frac{U_v(\%)}{100}\right]^2$$

o

$$U_v = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}} \times 100 = \sqrt{\frac{(4)(0.36)}{\pi}} \times 100 = 67.7\%$$

$$n = \frac{d_e}{2r_w} = \frac{3}{2 \times 0.1} = 15$$

De nuevo,

$$T_r = \frac{C_{vr}t_2}{d_e^2} = \frac{(0.36)(9)}{(3)^2} = 0.36$$

De la tabla 12.7 para $n = 15$ y $T_r = 0.36$, el valor de U_r es aproximadamente de 77%. Por consiguiente

$$U_{v,r} = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r) = 1 - (1 - 0.67)(1 - 0.77)$$
$$= 0.924 = 92.4\%$$

Ahora, de la figura 12.23, para $\Delta p_{(p)}/p_o = 0.548$ y $U_{v,r} = 92.4\%$ el valor de $\Delta p_{(f)}/\Delta p_{(p)} \approx 0.12$. Por consiguiente

$$\Delta p_{(f)} = (115)(0.12) = \mathbf{13.8\ kN/m^2}$$ ▲

▼ EJEMPLO 12.4

Refiérase a la figura 12.28, que muestra un proyecto de un dren de arena. La arcilla está normalmente consolidada. Se dan:

Arcilla: $H_c = 15$ pies (drenaje en dos direcciones)
$C_c = 0.31$
$e_o = 1.1$
Presión efectiva de sobrecarga a la mitad del estrato de arcilla
$= 1000$ lb/pie^2
$C_v = 0.115$ pie^2/día

Dren de arena: $r_w = 0.3$ pie
$d_e = 6$ pies
$C_v = C_{vr}$

Se aplica una sobrecarga como muestra la figura 12.33. Suponga que se trata de un caso sin remoldeo. Calcule el grado de consolidación 30 días después de comenzar con la aplicación de la sobrecarga. Determine también el asentamiento por consolidación en ese tiempo debido a la sobrecarga.

Solución: De la Ec. (12.26),

$$T_c = \frac{C_v t_c}{H^2} = \frac{(0.115 \text{ pie}^2/\text{día})(60)}{\left(\frac{15}{2}\right)^2} = 0.123$$

$$T_v = \frac{C_v t_2}{H^2} = \frac{(0.115\ )(30)}{\left(\frac{15}{2}\right)^2} = 0.061$$

Usando la figura 12.31 para $T_c = 0.123$ y $T_v = 0.061$, $U_v \approx 9\%$. Para el dren de arena,

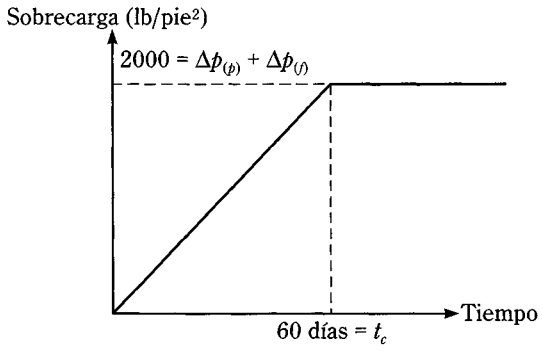
$$n = \frac{d_e}{2r_w} = \frac{6}{(2)(0.3)} = 10$$

De la Ec. (12.24),

$$T_{rc} = \frac{C_{vr} t_c}{d_e^2} = \frac{(0.115)(60)}{(6)^2} = 0.192$$

$$T_r = \frac{C_{vr} t_2}{d_e^2} = \frac{(0.115)(30)}{(6)^2} = 0.096$$

De nuevo, de la Ec. (12.22),



▼ **FIGURA 12.33**

$$U_r = \frac{T_r - \frac{1}{A}[1 - \exp(-AT_r)]}{T_{rc}}$$

$$m = \frac{n^2}{n^2 - 1}\ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} = \frac{10^2}{10^2 - 1}\ln(10) - \frac{3(10)^2 - 1}{4(10)^2} = 1.578$$

$$A = \frac{2}{m} = \frac{2}{1.578} = 1.267$$

$$U_r = \frac{0.096 - \frac{1}{1.267}[1 - \exp(-1.267 \times 0.096)]}{0.192} = 0.03 = 3\%$$

De la Ec. (12.14),

$$U_{v,r} = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v) = 1 - (1 - 0.03)(1 - 0.09) = 0.117 = \mathbf{11.7\%}$$

El asentamiento primario total es

$$S_{(p)} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o}\log\left[\frac{p_o + \Delta p_{(p)} + \Delta p_{(f)}}{p_o}\right] = \frac{(0.31)(15)}{1 + 1.1}\log\left(\frac{1000 + 2000}{1000}\right) = 1.056 \text{ pie}$$

El asentamiento después de 30 días es

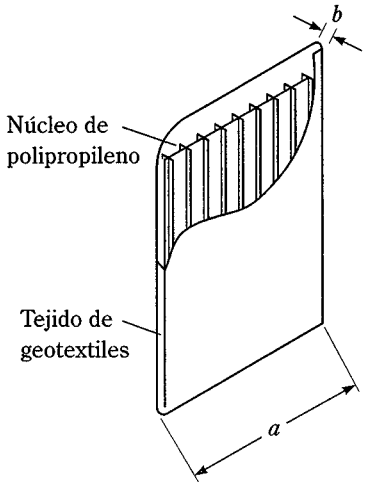
$$S_{(p)}U_{v,r} = (1.056)(0.117)(12) = \mathbf{1.48 \text{ pulg}}$$ ▲

12.11 DRENES VERTICALES PREFABRICADOS (DVPs)

Los DVPs o drenes plásticos fueron originalmente desarrollados como un sustituto para los comúnmente usados drenes de arena. Con el advenimiento de la ciencia de materiales, esos drenes son fabricados con polímeros sintéticos como el polipropileno y el polietileno de alta densidad. Los DVPs son normalmente fabricados con un núcleo sintético corrugado o acanalado encerrado por un filtro geotextil, como muestra esquemáticamente la figura 12.34. Las velocidades de instalación reportadas en la literatura técnica son del orden de 0.1 a 0.3 m/s, sin incluir la movilización y montaje del equipo. Los DVPs fueron usados extensamente en el pasado para la consolidación de suelos de baja permeabilidad bajo sobrecarga superficial. La mayor ventaja de los DVPs sobre los drenes de arena es que no requieren perforación, por lo que la instalación es mucho más rápida. Curvas de diseño para DVPs se dan en el apéndice E.

12.12 ESTABILIZACIÓN CON CAL

Como se mencionó en la sección 12.1 se usan ocasionalmente aditivos para estabilizar suelos en el campo, particularmente suelos de grano fino. Los aditivos más comunes son la cal, cemento y la ceniza volátil con cal. Los fines principales de la estabilización del suelo son (a) modificar el suelo, (b) apresurar la construcción y (c) mejorar la resistencia y durabilidad del suelo.



▼ **FIGURA 12.34** Dren vertical prefabricado (DVP)

Los tipos de *cal* comúnmente usados para la estabilización de suelos de grano fino son la cal hidratada de alto calcio [$Ca(OH)_2$], la cal viva calcítica (CaO), la cal dolomítica monohidratada [$Ca(OH)_2 \cdot MgO$] y la cal viva dolomítica. La cantidad usada para la estabilización de la mayoría de los suelos varía usualmente entre 5% y 10%. Cuando se agrega cal a suelos arcillosos, ocurren varias reacciones químicas, *intercambio catiónico* y *floculación-aglomeración* y éstas son también *puzolánicas*. En las reacciones de intercambio catiónico y de floculación-aglomeración, los cationes *monovalentes* generalmente asociados con arcillas son reemplazados por iones de calcio *divalentes*. Con base en su afinidad de intercambio, los cationes pueden arreglarse en una serie:

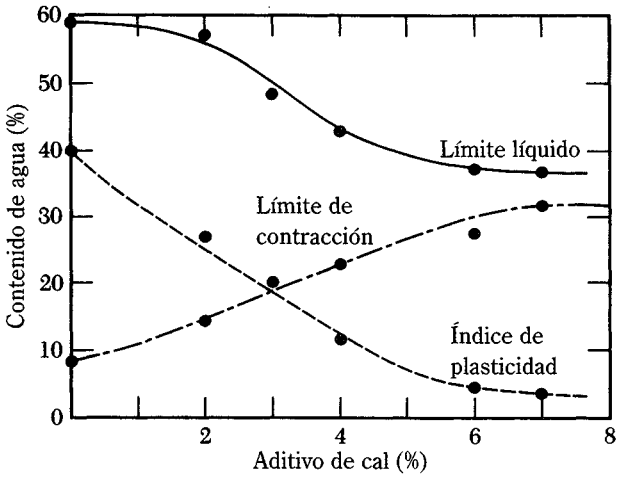
$$Al^{3+} > Ca^{2+} > Mg^{2+} > NH_4^+ > K^+ > Na^+ > Li^+$$

Cualquier catión puede reemplazar los iones a su derecha. Por ejemplo, los iones de calcio reemplazan los iones de potasio y sodio de una arcilla. La floculación y la aglomeración produce un cambio en la textura de los suelos arcillosos. Las partículas de arcilla tienden a juntarse y formar partículas mayores. Esas reacciones tienden a (a) disminuir el límite líquido, (b) incrementar el límite plástico, (c) disminuir el índice de plasticidad, (d) incrementar el límite de contracción, (e) incrementar la manejabilidad y (f) mejorar las propiedades de resistencia y deformación de un suelo.

La reacción puzolánica entre el suelo y la cal implica una reacción entre la cal y el sílice y aluminio del suelo que forma un material cementante. Por ejemplo,

$$Ca(OH)_2 + \underset{\uparrow}{SiO_2} \longrightarrow CSH$$

Sílice de arcilla



▼ **FIGURA 12.35** Variación del límite líquido, índice de plasticidad y contracción de una arcilla con aditivo de cal

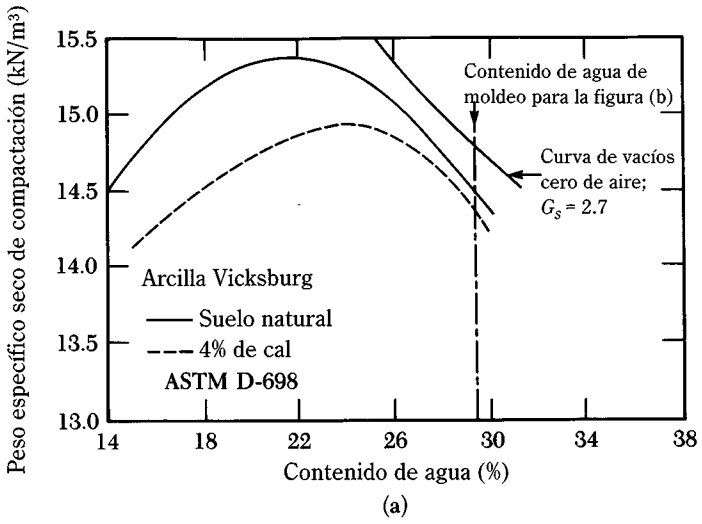
donde C = CaO
S = SiO_2
H = H_2O

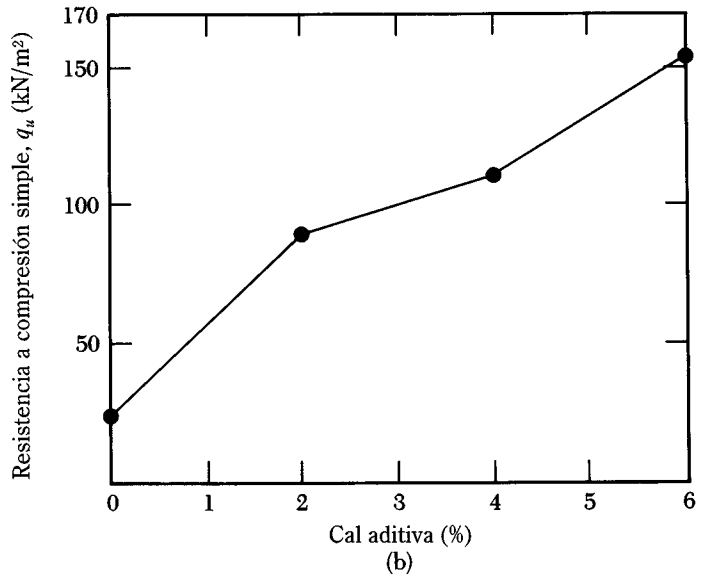
La reacción puzolánica continúa por un largo periodo de tiempo.

La figura 12.35 muestra la variación del límite líquido, del índice de plasticidad y del límite de contracción de una arcilla con el porcentaje de cal agregada. Los primeros 2%–3% de cal (con base en el peso seco) influyen considerablemente en la manejabilidad y propiedades (como la plasticidad) del suelo. La adición de cal a los suelos arcillosos afecta sus características de compactación.

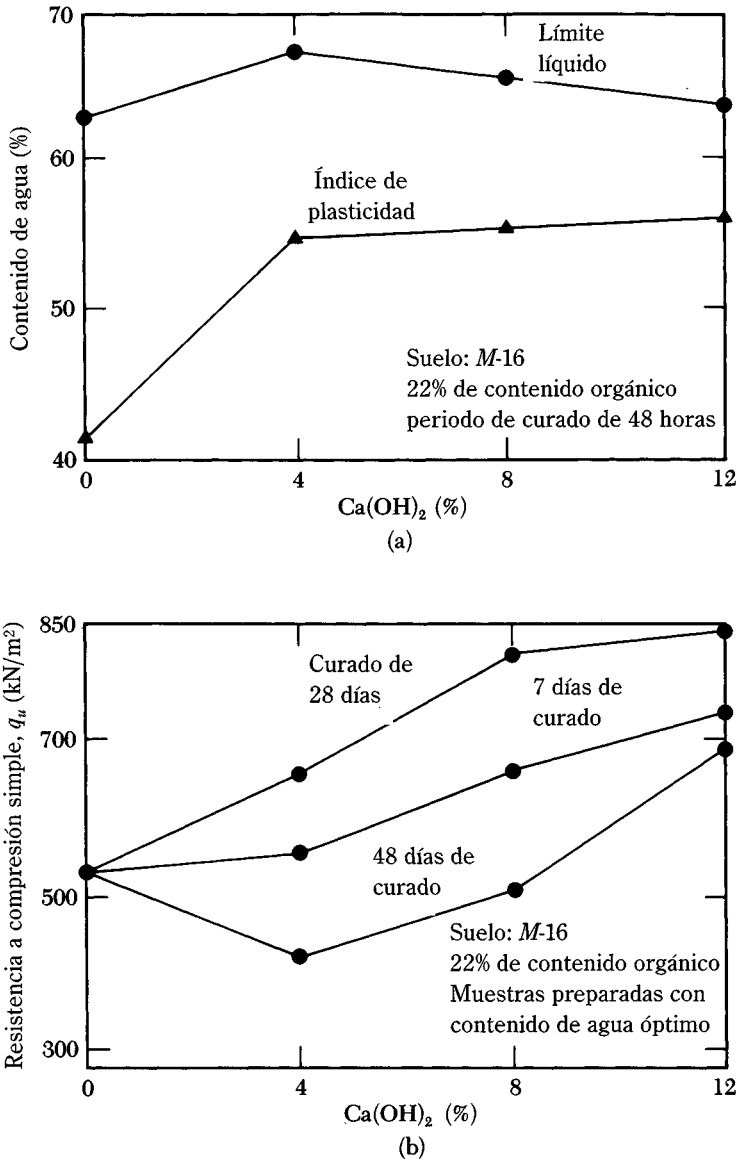
La figura 12.36a muestra los resultados de pruebas Proctor estándar en arcilla Vicksburg sin aditivos y también con un aditivo de 4% de cal hidratada de alto calcio (sin curar). Note que la adición de cal ayuda a reducir el peso específico seco máximo compactado y a incrementar el contenido de agua óptimo. La figura 12.36b también muestra el cambio de la resistencia a compresión no confinada, q_u, de arcilla Vicksburg no curada con el porcentaje de cal hidratada de alto calcio. El valor de q_u con 6% de cal es aproximadamente seis veces el obtenido sin aditivo. Note que los especímenes preparados para la determinación de q_u tenían un contenido de agua de entre 29% y 29.5%, mostrado en la figura 12.36a como el contenido de agua de moldeo.

Arman y Munfakh (1972) evaluaron la estabilización con cal de arcillas orgánicas encontradas en Louisiana. La figura 12.37a muestra el cambio de plasticidad con $Ca(OH)_2$ para un suelo orgánico con 22% de material orgánico. El tiempo de curado para esos especímenes de suelos fue de 48 horas. Los efectos de la cal son generalmente similares a los mostrados en la figura 12.36. El cambio de la resistencia a compresión no confinada del mismo suelo con adiciones de cal se muestra en la figura 12.37b. Con base en sus estudios, Arman y Munfakh concluyeron que (a) la presencia





▼ **FIGURA 12.36** Estabilización con cal de una arcilla Vicksburg (% menor que el tamaño 2μ = 46; límite líquido = 59; índice de plasticidad = 30; A-7-6(20), pH = 6): (a) curva peso específico seco en laboratorio *versus* contenido de agua; (b) cambio de la resistencia a compresión simple con el porcentaje de cal. *Nota*: Los especímenes para (b) fueron moldeados a un contenido de agua mostrado en (a) (de "Stability Properties of Uncured Lime-Treated Fine-Grained Soil", por C. H. Neubauer y M. R. Thompson en *Highway Research Record No. 381*, Highway Research Board, 1972, págs. 20-26. Reimpreso con autorización)



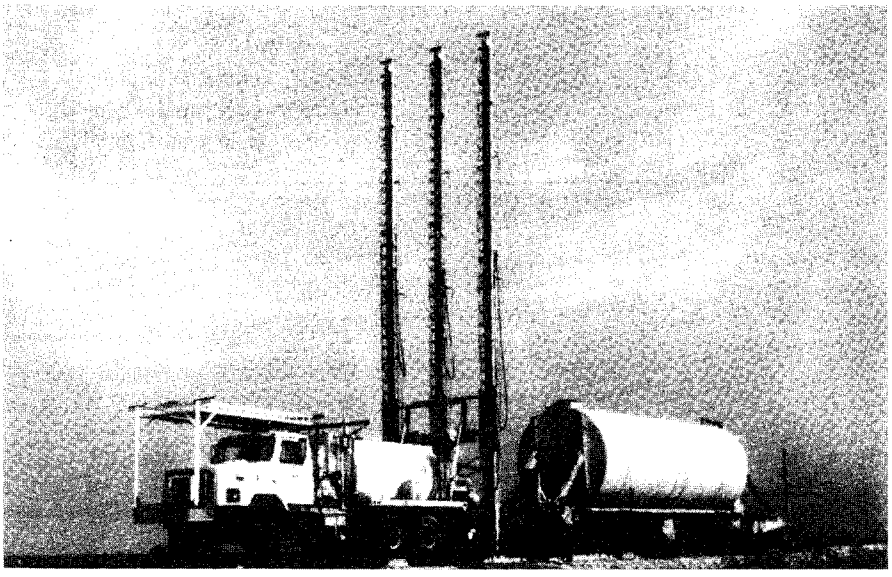
▼ **FIGURA 12.37** Estabilización con cal de suelo orgánico: (a) variación del límite líquido y del índice de plasticidad con curado de 48 horas; (b) variación de la resistencia a compresión simple (de "Lime Stabilization of Organic Soil", por A. Arman y G. A. Munfakh en *Highway Research Record No. 381*, Highway Research Board, 1972, págs. 37-45. Reimpreso con autorización)

de materia orgánica no bloquea la reacción puzolánica que ayuda a cambiar las propiedades fundamentales del suelo y lo hace más manejable y (b) que aproximadamente 2% de cal es suficiente para satisfacer la capacidad de intercambio básico de materias orgánicas.

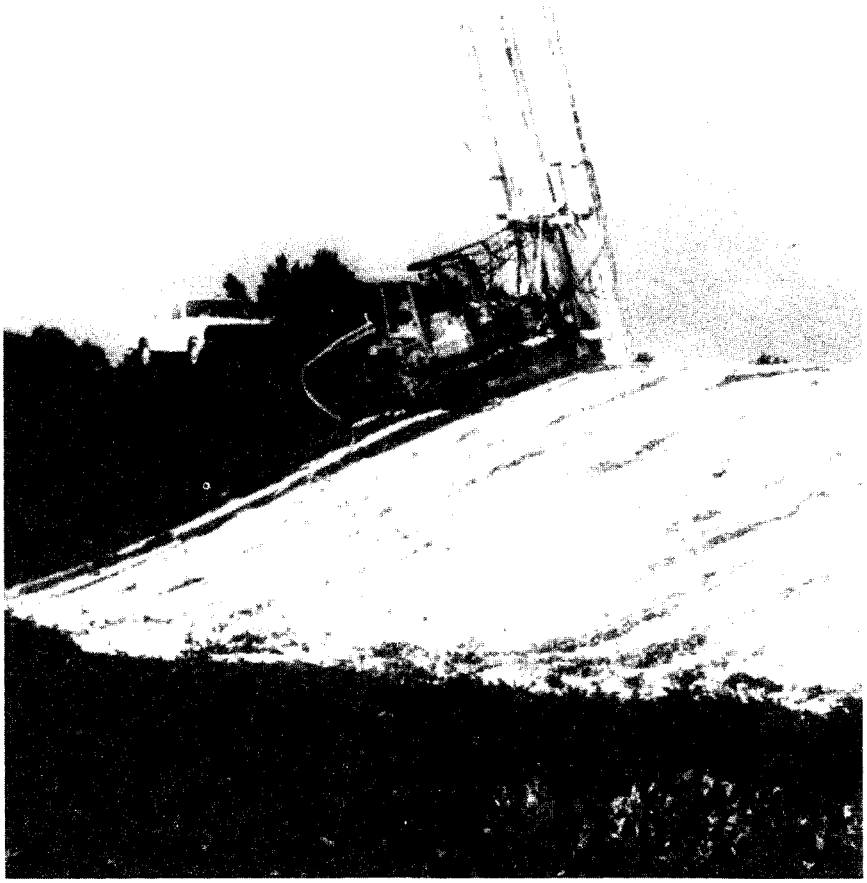
La estabilización con cal en el campo se hace de tres maneras:

1. El material *in situ* y/o el material de préstamo se mezcla con la cantidad apropiada de cal en el sitio y luego se compacta después de la adición de agua.
2. El suelo se mezcla con la cantidad apropiada de cal y agua en una planta y luego se acarrea al sitio para su compactación.
3. Un mortero de cal se inyecta a presión en el suelo a una profundidad de 12 a 16 pies (4-5 m). La figura 12.38 muestra un vehículo usado para la inyección a presión de un mortero de cal. La unidad mecánica de inyección se monta en el vehículo de inyección. Una unidad común de inyección es un mástil de levantamiento hidráulico con vigas transversales que contienen las barras de inyección, las cuales se introducen en el terreno por la acción de las vigas del mástil de levantamiento. El mortero se mezcla generalmente en un tanque dosificador de aproximadamente 10 pies (3 m) de diámetro y 36 pies (12 m) de longitud; el mortero es bombeado a alta presión a las barras de inyección. La figura 12.39 es una fotografía del proceso de inyección a presión del mortero de cal. La relación típicamente especificada para la preparación del mortero es de 2.5 lb de cal seca por galón de agua. Para mayor información sobre este procedimiento, vea Blacklock y Pengelly (1988).

Como la adición de cal hidratada a suelos arcillosos blandos incrementa inmediatamente el límite plástico, cambiando el suelo de plástico a sólido y haciéndolo aparecer



▼ **FIGURA 12.38** Equipo para inyección a presión de lechada de cal (Cortesía de GKN Hayward Baker, Inc., Woodbine Division, Ft. Worth, Texas)



▼ **FIGURA 12.39** Inyección a presión de lechada de cal (Cortesía de GKN Hayward Baker, Inc., Woodbine Division, Ft. Worth, Texas)

"resecado", cantidades limitadas pueden arrojarse sobre sitios de construcción lodosos y problemáticos, mejorando la transitabilidad, y además ahorra dinero y tiempo. La cal viva también se usa con éxito en agujeros perforados con diámetros de 4 pulg a 6 pulg (100 mm a 150 mm) para la estabilización de sub rasantes y taludes. Para este tipo de trabajo, los agujeros se perforan según un patrón reticular y luego se rellenan con cal viva.

12.13 ESTABILIZACIÓN CON CEMENTO

El cemento se usa cada vez más como estabilizador para suelos, particularmente en la construcción de carreteras y presas de tierra. La primera construcción controlada con suelo-cemento en Estados Unidos se llevó a cabo cerca de Johnsonville, Carolina del Sur, en 1935. El cemento se usa para estabilizar suelos arenosos y arcillosos. Como en el caso de la cal, el cemento ayuda a disminuir el límite líquido y a incrementar el índice plástico y la manejabilidad de los suelos arcillosos. Para suelos arcillosos, la estabi-

▼ **TABLA 12.8** Cemento requerido por volumen para la estabilización efectiva de varios suelos[a]

Tipo de suelo		Porcentaje de cemento por volumen
Clasificación AASHTO	Clasificación unificada	
A-2 y A-3	GP, SP y SW	6–10
A-4 y A-5	CL, ML y MH	8–12
A-6 y A-7	CL, CH	10–14

[a] Según Mitchell y Freitag (1959)

lización con cemento es efectiva cuando el límite líquido es menor que 45-50 y el índice plástico es menor que aproximadamente 25. Los requisitos óptimos del cemento por volumen para la estabilización efectiva de varios tipos de suelos están dados en la tabla 12.8.

Como la cal, el cemento ayuda a incrementar la resistencia de los suelos y la resistencia crece con el tiempo de curado. La tabla 12.9 presenta algunos valores típicos de la resistencia a compresión no confinada de varios tipos de suelos no tratados y mezclas suelo-cemento hechas con aproximadamente 10% de cemento por peso.

Los suelos granulares y arcillosos con baja plasticidad son obviamente los más adecuados para la estabilización con cemento. Las arcillas cálcicas son más fácilmente estabilizadas por la adición de cemento, mientras que las arcillas sódicas e hidrogenadas,

▼ **TABLA 12.9** Resistencias típicas a compresión de suelos y mezclas suelo-cemento[a]

Material	Rango de la resistencia a compresión no confinada	
	lb/pulg^2	(kN/m^2)[b]
Suelo no tratado:		
Arcilla, turba	Menor que 50	Menor que 350
Arcilla arenosa bien compactada	10–40	70–280
Grava, arena y mezclas arcillosas, bien compactadas	40–100	280–700
Suelo-cemento (10% de cemento por peso):		
Arcilla, suelos orgánicos	Menor que 50	Menor que 350
Limos, arcillas limosas, arenas muy mal graduadas, suelos ligeramente orgánicos	50–150	350–1050
Arcillas limosas, arcillas arenosas, arenas muy mal graduadas y gravas	100–250	700–1730
Arenas limosas, arcillas arenosas, arenas y gravas	250–500	1730–3460
Mezclas de arena-arcilla o grava-arena-arcilla bien graduadas y arenas y gravas	500–1500	3460–10,350

[a] Según Mitchell y Freitag (1959)
[b] Redondeada

de naturaleza expansiva, responden mejor a la estabilización con cal. Por estas razones debe ponerse atención a la selección del material estabilizador.

Para compactación en campo, la cantidad apropiada de cemento se mezcla con suelo ya sea en el sitio o en una planta mezcladora y luego se lleva al sitio. El suelo es compactado al peso unitario requerido con una cantidad de agua predeterminada.

Igual que la inyección de cal, el mortero hecho de cemento Portland y agua (relación agua-cemento = 0.5:5) se usa para la cementación de suelos pobres bajo cimentaciones de edificios y otras estructuras. La cementación disminuye la permeabilidad hidráulica de los suelos e incrementa la resistencia y la capacidad de carga. En el diseño de cimentaciones de maquinaria de baja frecuencia sometidas a fuerzas vibratorias, a veces es necesario rigidizar la cimentación por cementación incrementando así la frecuencia de resonancia.

12.14 ESTABILIZACIÓN CON CENIZA VOLÁTIL

La ceniza volátil es un producto secundario del proceso de combustión del carbón pulverizado usualmente asociado con plantas generadoras de energía eléctrica. Es un polvo de grano fino, compuesto principalmente de silicio, aluminio y varios óxidos y álcalis; es de naturaleza puzolánica y reacciona con cal hidratada para producir productos cementantes. Las mezclas de cal-ceniza volátil se usan para la estabilización de bases y sub bases de caminos. Mezclas efectivas se preparan con 10%-35% de ceniza volátil y 2%-10% de cal. Mezclas de suelo, cal y ceniza volátil son compactadas bajo condiciones controladas con la cantidad apropiada de agua para obtener capas de suelo estabilizado.

Un cierto tipo de ceniza volátil se obtiene de la quema de carbón principalmente del oeste de Estados Unidos y se denomina ceniza volátil "Tipo C", que contiene una gran proporción (de hasta 25%) de cal libre, que con la adición de agua, reaccionará con otros compuestos de la ceniza volátil para formar productos cementantes. Su uso puede eliminar la necesidad de agregar cal manufacturada.

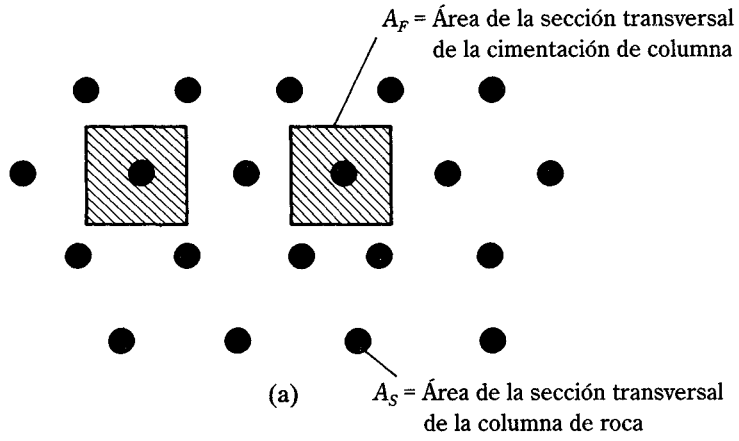
12.15 COLUMNAS DE ROCA

Un método actualmente usado para incrementar la capacidad de carga de cimentaciones superficiales sobre estratos de arcilla blanda es la construcción de columnas de roca, que consiste generalmente en introducir un vibroflot (sección 12.7) mediante un chorro de agua en el estrato de arcilla blanda para hacer un agujero circular que se extienda a través de la arcilla hasta suelo más firme. El agujero se rellena entonces con una grava seleccionada. La grava en el agujero es gradualmente compactada al retirar el vibrador. La grava usada para la columna de roca tiene tamaños que varían de entre 0.25 y 1.5 pulg (6-40 mm). Las columnas de roca tienen usualmente diámetros de 1.6-2.5 pies (0.5-0.75 m) y son espaciadas a distancias de 5-10 pies (1.5-3 m) entre centros.

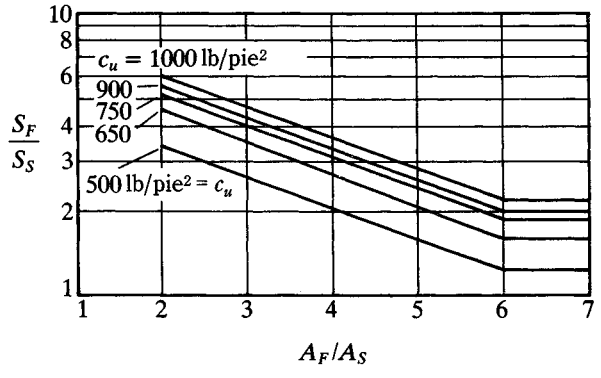
Después de la construcción de las columnas de piedra, siempre debe colocarse un material de relleno sobre la superficie del terreno y compactarse antes de la construcción de la cimentación. Las columnas de piedra tienden a reducir el asentamiento de las cimentaciones bajo cargas permisibles. Varios casos-historia de proyectos de construcción usando columnas de roca fueron presentados por Hughes y Withers (1974), Hughes y otros (1975), Mitchell y Huber (1985), y otros más.

En la actualidad no se tiene una manera estándar de estimar el asentamiento de cimentaciones construidas sobre columnas de roca. Sin embargo, con base en la recomendación de Greenwood y Thompson (1984) y en observaciones del autor, se da en la figura 12.40 una carta tentativa para estimar el asentamiento. Para utilizar la figura 12.40, use el procedimiento siguiente:

1. Determine el área de la sección transversal A_S de la columna de roca.
2. Determine el área promedio de la cimentación A_F de la columna.
3. Calcule la relación A_F/A_S.
4. Estime la resistencia cortante no drenada, c_u, de la arcilla y el asentamiento probable S_F de una cimentación de columna suponiendo que fue construida sin las columnas de piedra.
5. Con valores conocidos de A_F/A_S y c_u, determine la relación S_F/S_S (S_S = asentamiento probable de la cimentación construida sobre columnas de roca) con ayuda de la figura 12.40b.
6. Con valores conocidos de S_F y S_F/S_S, calcule S_S.



(a)



(b)

▼ **FIGURA 12.40** Asentamiento de cimentación construida sobre columnas de roca

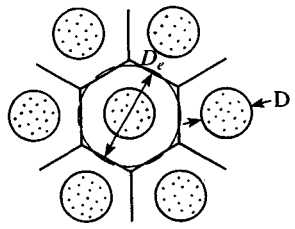
Hughes y otros (1975) proporcionaron una relación aproximada para la capacidad admisible de carga (q_{adm}) de columnas de roca, que se expresa como

$$q_{adm} = \frac{\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}{FS}(4c_u + \sigma_r') \tag{12.27}$$

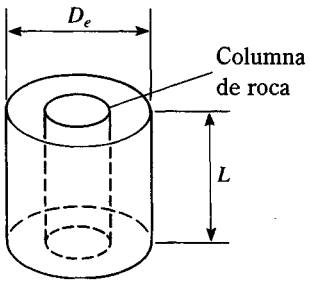
donde FS = factor de seguridad ($\approx$ 1.5 a 2)
c_u = resistencia cortante no drenada de la arcilla
σ_r' = esfuerzo radial efectivo medido por un presurímetro ($\approx 2c_u$)

Las columnas de roca trabajan más efectivamente cuando se usan para estabilizar una gran área donde la resistencia cortante no drenada del subsuelo varía entre 200 y 1000 lb/pie^2 (10-15 kN/m^2) que cuando se usan para mejorar la capacidad de carga de cimentaciones estructurales (Bachus y Barksdale, 1989). Los subsuelos más débiles que los anteriores no proporcionan suficiente soporte lateral para las columnas de roca. Para el mejoramiento de grandes sitios, las columnas de roca son más efectivas a una profundidad de entre 20 y 30 pies (6-10 m). Sin embargo, las columnas de roca han sido construidas hasta una profundidad de 100 pies (31 m). Bachus y Barksdale dieron las siguientes directrices generales para el diseño de columnas de roca para estabilizar grandes áreas:

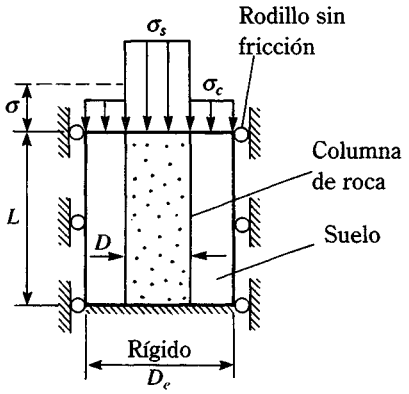
La figura 12.41a muestra la vista en planta de varias columnas de piedra, y la figura 12.41b la descripción de una celda unitaria de una columna de roca. La razón de reem-



(a) Vista en planta



(b) Celda unitaria



(c) Sección

▼ **FIGURA 12.41** Idealización de celda unitaria de una columna de roca (según Bachus y Barksdale, 1989)

plazo de área, a_s, para las columnas de roca se expresa como

$$a_s = \frac{A_s}{A} \tag{12.28}$$

donde A_s = área de la columna de roca
A = área total dentro de la celda unitaria

Para un *patrón triangular equilátero* de columnas de roca,

$$a_s = 0.907 \left(\frac{D}{s}\right)^2 \tag{12.29}$$

donde D = diámetro de la columna de roca
s = espaciamiento entre las columnas de roca

Cuando se aplica un esfuerzo uniforme por medio de una operación de relleno a un área con columnas de roca para inducir consolidación, se presenta una concentración de esfuerzos debido al cambio de la rigidez entre las columnas de roca y el suelo que las rodea (figura 12.41c). El factor, n', de concentración de esfuerzos se define como

$$n' = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \tag{12.30}$$

donde σ_s = esfuerzo en la columna de roca
σ_c = esfuerzo en el suelo de la subrrasante

Las relaciones para σ_s y σ_c son

$$\sigma_s = \sigma \left[\frac{n'}{1 + (n' - 1)a_s}\right] = \mu_s \sigma \tag{12.31}$$

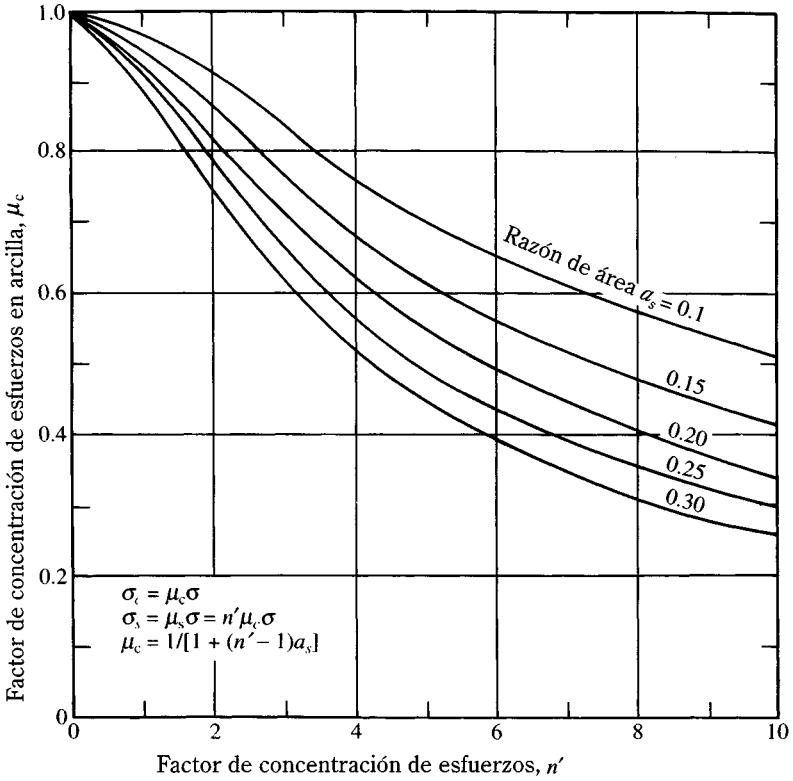
$$\sigma_c = \sigma \left[\frac{1}{1 + (n' - 1)a_s}\right] = \mu_c \sigma \tag{12.32}$$

donde σ = esfuerzo vertical promedio
μ_s, μ_c = factores de concentración de esfuerzos

La variación de μ_c y a_s y n' se muestra en la figura 12.42. El mejoramiento del suelo debido a las columnas de roca se expresa como

$$\frac{S_t}{S} = \mu_c \tag{12.33}$$

donde S_t = asentamiento del suelo tratado
S = asentamiento total del suelo no tratado



▼ **FIGURA 12.42** Variación de μ_c con a_s y n' (según Bachus y Barksdale, 1989)

12.16 PILOTES DE COMPACTACIÓN DE ARENA

Los pilotes para compactación de arena son similares a las columnas de roca y son usados en sitios marginales para mejorar la estabilidad, controlar la licuefacción y reducir el asentamiento de varias estructuras. Esos pilotes aceleran considerablemente el proceso de disipación de la presión de poro del agua y por consiguiente el tiempo para la consolidación cuando se construye en arcilla blanda.

Los pilotes de arena fueron primero construidos en Japón entre 1930 y 1950 (Ichimoto, 1981). Columnas de arena compactada de gran diámetro fueron construidas en 1955 usando el procedimiento Compozer (Aboshi y otros, 1979). El procedimiento Vibro-Compozer de construcción de pilotes de arena fue desarrollado por Murayama en Japón, en 1958 (Murayama, 1962)

Los pilotes de compactación de arena se construyen hincando un mandril hueco con su fondo cerrado durante el hincado. Durante el retiro parcial, las puertas del fondo se abren. Se vierte arena desde la parte superior abierta del mandril y se compacta en etapas aplicando aire a presión conforme el mandril se retira. Los pilotes son usualmente de 1.5-2.5 pies (0.46-0.76 m) de diámetro y se colocan aproximadamente entre 5 y 10 pies (1.5-3 m) entre centros. El patrón en planta de los pilotes de compactación de arena es el mismo que el de las columnas de roca. Se da a continuación una vista ge-

neral de un proyecto exitoso con pilotes de compactación de arena en Corea (Shin, Shin y Das, 1992).

Los pilotes de compactación de arena fueron primero usados en Corea del Sur en 1984 para la construcción del complejo Kwang Yang Mill. El sitio del proyecto, Kwang-Yang, está localizado sobre el Mar del Sur aproximadamente a 187 millas (300 km) al sur de Seúl, donde se forma un delta en la convergencia de los ríos Sum Jin y Su Oh (figura 12.43a), sitio seleccionado para el complejo acerero porque está directamente conectado al mar, lo que facilita la importación de materia prima y la exportación de productos terminados.

La figura 12.43b muestra la naturaleza general del suelo *in situ* a lo largo de un relleno de arena de aproximadamente 16.5 pies (5 m). Los procedimientos de mejoramiento del sitio usados en el proyecto incluyeron los pilotes de compactación de arena así como algunos drenes de arena con precarga. Los pilotes de compactación de arena y los drenes de arena tenían 2.3 pies (0.7 m) y 1.3 pies (0.4 m), respectivamente, con una longitud promedio de 82 pies (25 m) cada uno. El espaciamiento centro a centro de los drenes de arena y de los pilotes de compactación de arena varió entre 5.8 pies (1.75 m) y 8.2 pies (2.5 m). El área ganada al mar fue de aproximadamente 15,602,000 pie^2 (1,450,000 m^2). El volumen de arena usado para la construcción de los pilotes de arena y la precarga, incluyendo las capas de relleno de arena, fue aproximadamente de 15.2×10^6 yardas^3 (11,600,000 m^3). El sitio mejorado soporta actualmente un patio de almacenamiento de material pesado, tanques de aceite, terraplenes para caminos y ferrocarriles, y fábricas de acero.

La figura 12.44 muestra la etapa de precarga junto con la variación de la presión de poro del agua y el asentamiento por consolidación en el sitio respecto al tiempo. La resistencia del subsuelo fue suficientemente mejorada y después del retiro de la precarga, todo el trabajo de construcción procedió sin ningún problema.

12.17 COMPACTACIÓN DINÁMICA

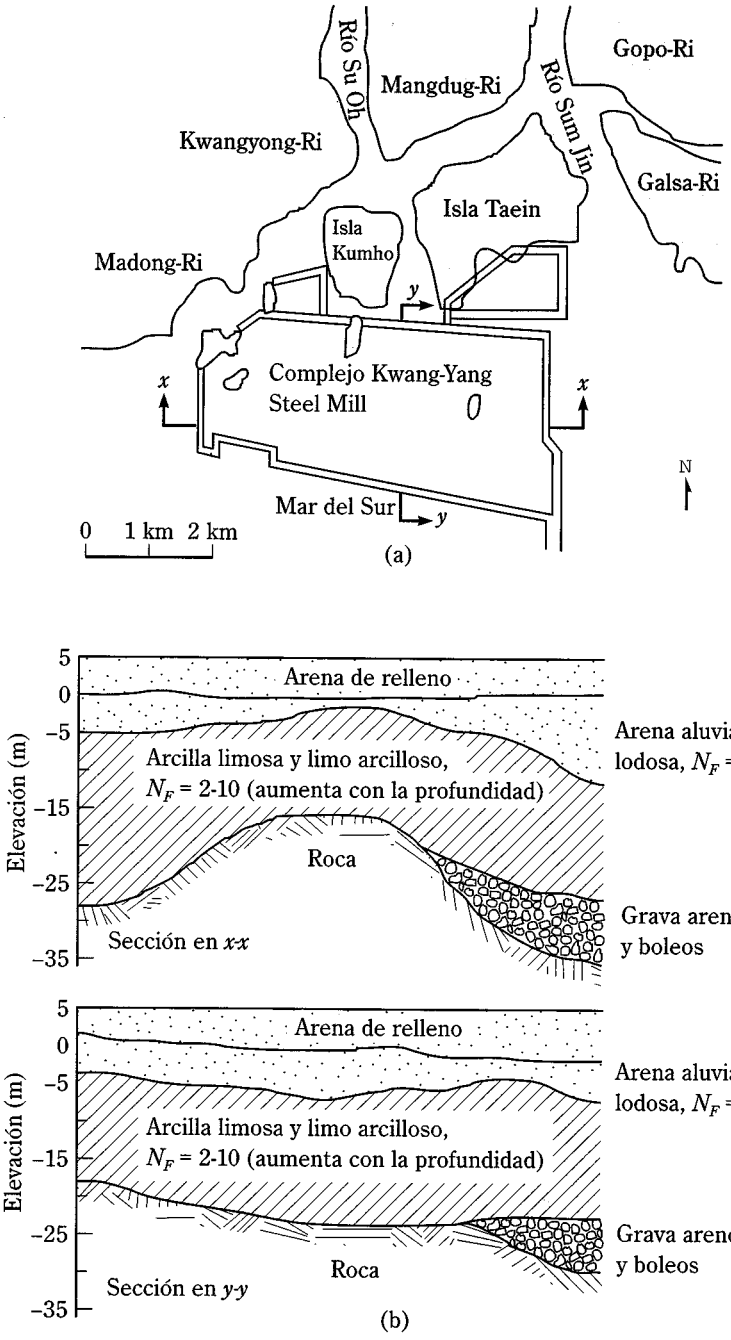
La compactación dinámica es una técnica que comienza a ganar popularidad en Estados Unidos para la densificación de depósitos de suelos granulares. Este proceso implica principalmente dejar caer una masa pesada repetidamente sobre el terreno a intervalos regulares. El peso del martillo varía entre 8 y 35 toneladas métricas y la altura de la caída varía entre 25 y 100 pies ($\simeq$ 7.5 y 30.5 m). Las ondas de esfuerzo generadas por la caída del martillo ayudan en la densificación. El grado de compactación logrado depende de

a. Peso del martillo
b. Altura de caída del martillo
c. Espaciamiento de las localidades en que se deja caer el martillo.

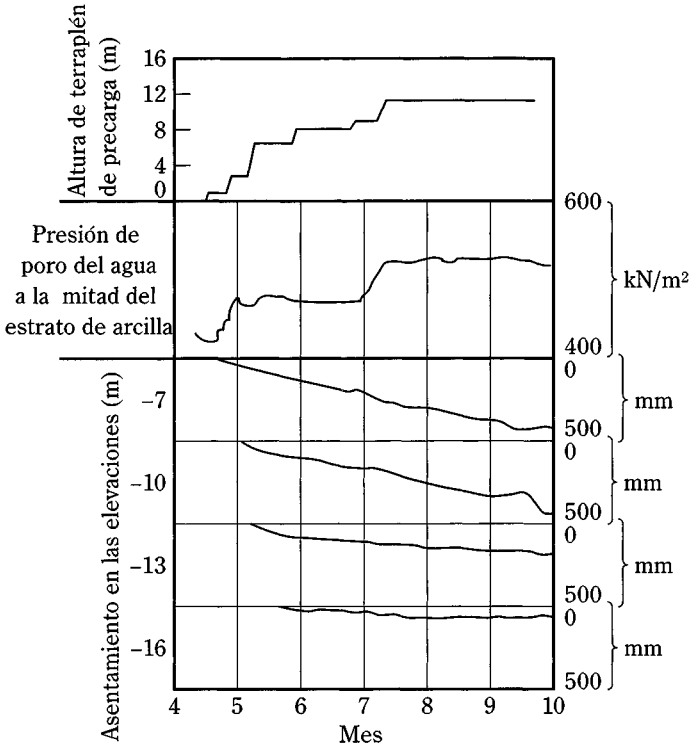
Leonards y otros (1980) sugirieron que la profundidad significativa de influencia para la compactación es aproximadamente

$$DI \simeq \tfrac{1}{2}\sqrt{W_H h} \tag{12.34}$$

donde DI = profundidad significativa de densificación (m)
W_H = peso que cae (tonelada métrica)
h = altura de la caída (m)



▼ **FIGURA 12.43** (a) Localización del complejo Kwang-Yang Steel Mill; (b) naturaleza general del perfil del suelo. *Nota*: N_F = número de penetración estándar en campo (según Shin, Shin y Das, 1992)



▼ **FIGURA 12.44** Mediciones de la presión de poro y asentamiento con precarga por etapas en el patio de almacenaje (según Shin, Shin y Das, 1992)

En unidades inglesas, la Ec. (12.34) toma la forma

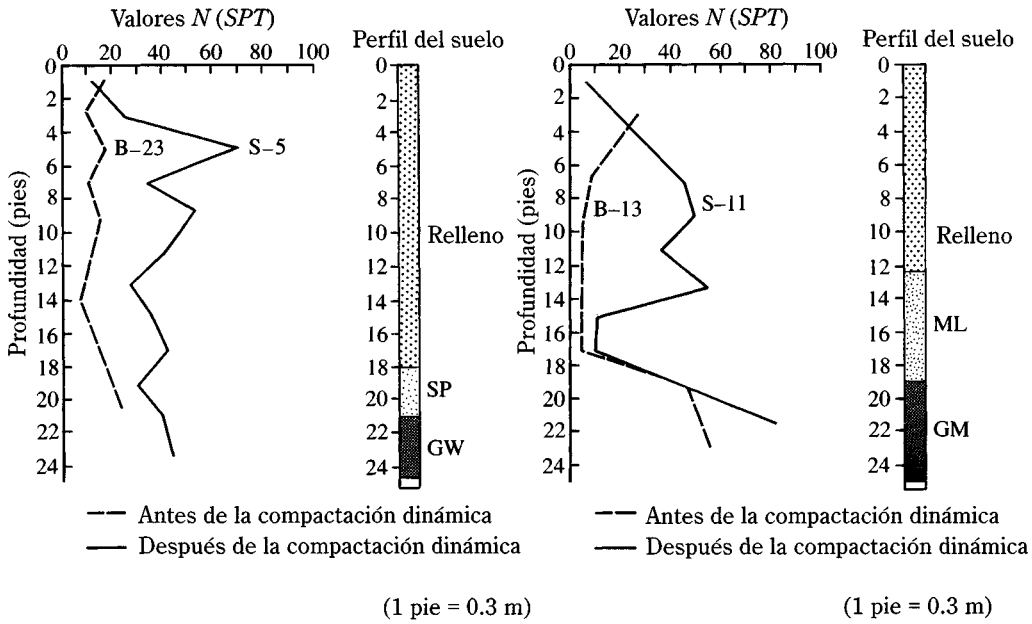
$$DI = 0.61\sqrt{W_H h} \tag{12.35}$$

donde DI y h están en pies y W_H está en klb

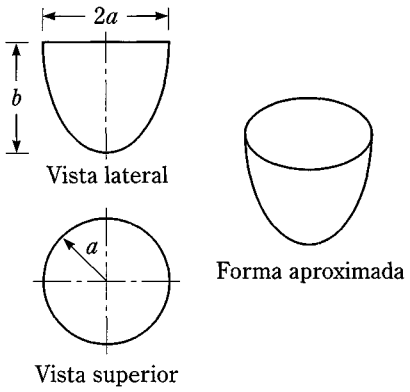
Partos y otros (1989) presentaron varios casos-historias de mejoramiento de sitios usando compactación dinámica. La figura 12.45 muestra el efecto de la compactación dinámica para mejorar la resistencia por penetración estándar en el sitio de construcción de un edificio de oficinas en el Riverview Executive Park (Trenton, New Jersey). Para esta compactación dinámica,

Peso del martillo, W_H = 18.5 ton (163 kN)
Altura de caída, h = 85 pies (26 m)
Espaciamiento entre caídas del martillo = 10.6 pies (3.3 m)
Número de caídas en cada localidad = 7

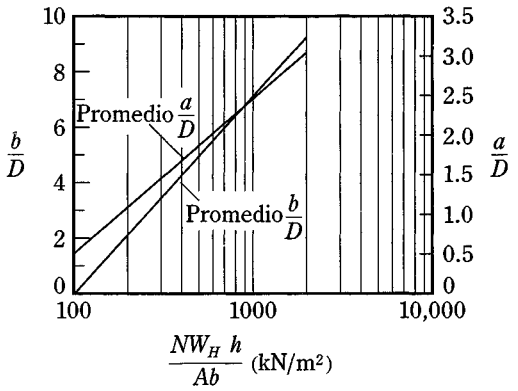
Más recientemente, Poran y Rodríguez (1992) sugirieron un método racional para conducir compactación dinámica de suelos granulares en el campo. De acuerdo con éste, para un martillo de ancho D, peso W_H y altura de caída h, la forma aproximada del área densificada será del tipo mostrado en la figura 12.46 (es decir, un esferoide semia-



▼ **FIGURA 12.45** Resistencia a la penetración estándar antes y después de la compactación dinámica, Riverview Executive Park, Trenton, New Jersey (según Partos y otros, 1989)



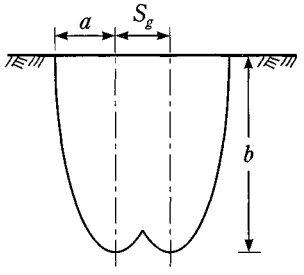
▼ **FIGURA 12.46** Forma aproximada del área densificada debido a compactación dinámica (según Poran y Rodríguez, 1992)



▼ **FIGURA 12.47** Gráfica de a/D y b/D *versus* NW_Hh/Ab (según Poran y Rodríguez, 1992)

largado). Note que en esta figura $b = DI$. La figura 12.47 da la carta de diseño para a/D y b/D *versus* NW_Hh/Ab (D = ancho del martillo si éste no es circular en su sección transversal; A = área de la sección transversal del martillo; N = número de caídas requeridas del martillo). Los pasos usados en este método son los siguientes:

1. Determine la profundidad requerida de densificación $DI(= b)$.
2. Determine el peso del martillo (W_H), la altura de caída (h), las dimensiones de la sección transversal así como el área A y el ancho D.
3. Determine $DI/D = b/D$.
4. Use la figura 12.47 y determine la magnitud de NW_Hh/Ab para el valor de b/D obtenido en el paso 3.
5. Como las magnitudes de W_H, h, A y b son conocidas (o supuestas) del paso 2, el número de caídas del martillo se estima del valor de NW_Hh/Ab obtenido del paso 4.
6. Con valores conocidos de NW_Hh/Ab, vaya a la figura 12.47 y determine a/D y por tanto a.
7. La retícula de espaciamiento, S_g, para compactación dinámica ahora se supone igual a o algo menor que a, (figura 12.48).



▼ **FIGURA 12.48** Espaciamiento aproximado de la retícula para compactación dinámica

PROBLEMAS

12.1 Haga los cálculos necesarios y prepare las curvas de peso específico para una relación de vacíos cero de aire (en kN/m^3) relativas a una prueba Proctor de compactación con G_s = 2.6, 2.65, 2.7 y 2.75.

12.2 Un suelo arenoso tiene un peso específico seco máximo de 112 lb/pie^3 y un peso específico seco de compactación en el campo de 100 lb/pie^3. Estime lo siguiente:

a. La compactación relativa en el campo
b. La compacidad relativa en el campo
c. El peso específico seco mínimo del suelo

12.3 De acuerdo con el método Ohio de un punto, un suelo tendrá un peso específico seco de 102 lb/pie^3 para un contenido de agua de 19%. Estime el peso específico seco del suelo cuando esté compactado con un contenido de agua de 16.5%.

12.4 Se tienen los siguientes datos para un depósito de suelo natural:

Peso específico húmedo, γ = 102 lb/pie^3
Contenido de agua, w = 16%
G_s = 2.71

Este suelo va a ser excavado y transportado a un sitio de construcción para usarse en un relleno compactado. Si el suelo debe quedar compactado con un peso específico seco mínimo de 105 lb/pie^3 y con el mismo contenido de agua de 16%, ¿cuántas yardas cúbicas de suelo del sitio de la excavación son necesarias para producir 10,000 yardas cúbicas de relleno compactado? ¿Cuántas cargas de camión de 20 toneladas son necesarias para transportar el suelo excavado?

12.5 Un terraplén propuesto requiere 8000 m^3 de suelo compactado. La relación de vacíos del relleno compactado debe ser de 0.65. A continuación se muestran cuatro bancos de préstamo disponibles junto con las relaciones de vacíos del suelo y el costo por metro cúbico de llevar el suelo al sitio propuesto de construcción.

Banco de préstamo	Relación de vacíos	Costo ($/m^3)
A	0.9	8
B	1.1	5
C	0.95	6
D	0.75	11

Haga los cálculos necesarios para seleccionar el banco del cual debe acarrearse el suelo para minimizar el costo. Suponga que G_s es el mismo para todos los suelos de los bancos.

12.6 Para un trabajo de vibroflotación, el relleno que se usará tiene las siguientes características:

D_{50} = 2mm

D_{20} = 0.7 mm

D_{10} = 0.65 mm

Determine el número de adaptabilidad del relleno. ¿Cómo clasificaría usted el material?

12.7 Resuelva el problema 12.6 con los siguientes datos:

$D_{50} = 3.2$ mm

$D_{20} = 0.91$ mm

$D_{10} = 0.72$ mm

12.8 Refiérase a la figura 12.22. Para una gran operación de relleno, la carga permanente promedio [$\Delta p_{(p)}$] sobre la capa de arcilla se incrementará aproximadamente 75 kN/m^2. La presión de sobrecarga efectiva promedio sobre la capa de arcilla antes de la operación de relleno es de 110 kN/m^2. Para la capa de arcilla, que está normalmente consolidada y drenada arriba y abajo, se dan: $H_c = 8$ m, $C_c = 0.27$, $e_o = 1.02$, $C_v = 0.52$ m^2/mes. Determine lo siguiente:

a. El asentamiento por consolidación primaria de la capa de arcilla causado por la adición de la carga permanente $\Delta p_{(p)}$

b. El tiempo requerido para un 90% de asentamiento por consolidación primaria bajo sólo la carga permanente adicional.

c. La sobrecarga temporal, $\Delta p_{(f)}$, que se requerirá para eliminar el asentamiento total por consolidación primaria en 12 meses por el procedimiento de precompresión.

12.9 Resuelva el problema 12.8 con los siguientes datos: $\Delta p_{(p)} = 1200$ lb/pie^2, presión de sobrecarga efectiva promedio sobre la capa de arcilla = 1000 lb/pie^2, $H_c = 15$ pies, $C_c = 0.3$, $e_o = 1.0$, $C_v = 1.5 \times 10^{-2}$ pulg^2/min.

12.10 El diagrama del proyecto de un dren de arena se muestra en las figuras 12.28 y 12.29. Se dan: $r_w = 0.25$ m, $r_s = 0.35$ m, $d_e = 4.5$ m, $C_v = C_{vr} = 0.3$ m^2/mes, $k_h/k_s = 2$, $H = 9$ m. Determine:

a. El grado de consolidación de la capa de arcilla causada únicamente por los drenes de arena después de seis meses de la aplicación de la sobrecarga.

b. El grado de consolidación para la capa de arcilla causada por la combinación de drenaje vertical (drenaje arriba y abajo) y drenaje radial después de seis meses de la aplicación de la sobrecarga. Suponga que la sobrecarga se aplica instantáneamente.

12.11 Una capa de arcilla de 10 pies de espesor es drenada arriba y abajo. Sus características son: $C_{vr} = C_v$ (para drenaje vertical) = 0.042 pie^2/día, $r_w = 8$ pulg y $d_e = 6$ pies. Estime el grado de consolidación de la capa de arcilla causada por la combinación de drenaje vertical y radial en $t = 0.2$, 0.4, 0.8 y 1 año. Suponga que la sobrecarga se aplica instantáneamente y que no hay remoldeo.

12.12 Para un proyecto de dren de arena (figura 12.28), se dan los siguientes datos:

Arcilla: normalmente consolidada

$H_c = 20$ pies (drenaje en una dirección)

$C_c = 0.28$

$e_o = 0.9$

$C_v = 0.21$ pie^2/día

Presión efectiva de sobrecarga a la mitad de la capa de arcilla = 2000 lb/pie^2

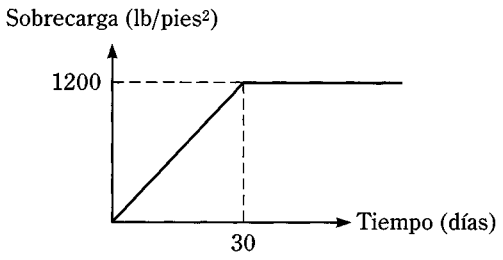
Dren de arena: $r_w = 0.25$ pies

$r_w = r_s$

$d_e = 7.5$ pies

$C_v = C_{vr}$

Se aplica una sobrecarga como se muestra en la figura P12.12. Calcule el grado de consolidación y el asentamiento por consolidación 50 días después del inicio de la aplicación de la sobrecarga.



▼ FIGURA P12.12

REFERENCIAS

Aboshi, H., Ichimoto, E., and Harada, K (1979). "The Compozer-A Method to Improve Characteristics of Soft Clay by Inclusion of Large Diameter Sand Column", *Proceedings*, International Conference on Soil Reinforcement, Reinforced Earth and Other Techniques, vol. 1, Paris, pp. 211-216.

Aboshi, H., and Monden, H. (1963). "Determination of the Horizontal Coefficient of Consolidation of an Alluvial Clay", *Proceedings*, Fourth Australia-New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 159-164.

American Society for Testing and Materials (1997). *Annual Book of Standards*, vol. 04.08, West Conshohocken, Pennsylvania.

Arman, A., and Munfakh, G. A. (1972). "Lime Stabilization of Organic Soils", *Highway Research Record, No. 381*, National Academy of Sciences, pp. 37-45.

Bachus, R. C., and Barksdale, R. D. (1989). "Design Methodology for Foundations on Stone Columns", *Proceedings*, Foundation Engineering: Current Principles and Practices, American Society of Civil Engineers, Vol. 1, pp. 244-257.

Barron, R. A. (1948). "Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells", *Transactions*, Ametican Society of Civil Engineers, vol. 113, pp. 718-754.

Basore, C. E., and Boitano, J. D. (1969). "Sand Densification by Piles and Vibroflotation", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 95, no. SM6, pp. 1303-1323.

Blacklock, J. R., and Pengelly, A. D. (1988). "Soil Treatment for Foundations on Expansive Clay", *Special Topics in Foundations*, GSP No. 16 (ed. B. M. Das), American Society of Civil Engineers, pp. 73-92.

Brown, R. E. (1977). "Vibroflotation Compaction of Cohesionless Soils", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 103, no. GTl2, pp.1437-1451.

D'Appolonia, D. J., Whitman, R. V., and D'Appolonia, E. (1969). "Sand Compaction with Vibratory Rollers", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 95, no. SM1, pp. 263-284.

Greenwood, D. A., and Thompson, G. H. (1984). *Ground Stabilization: Deep Compaction and Grouting*, ICE Works Construction Guides, Thomas Telford Ltd., London.

Hughes, J. M. O., and Withers, N. J. (1974). "Reinforcing of Soft Cohesive Soil with Stone Columns", *Ground Engineering*, vol. 7, pp. 42-49.

Hughes, J. M. O., Withers, N. J., and Greenwood, D. A (1975). "A Field Trial of Reinforcing Effects of Stone Columns in Soil", *Geotechnique*, vol. 25, no. 1, pp. 31-34.

Ichimoto, A. (1981). "Construction and Design of Sand Compaction Piles", *Soil Improvement, General Civil Engineering Laboratory* (in Japanese), vol. 5, pp. 37-45.

Johnson, S. J. (1970a). "Precompression for Improving Foundation Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 96, no. SM1, pp. 114-144.

Johnson, S. J. (1970b). "Foundation Precompression with Vertical Sand Drains", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 96, no. SM1, pp. 145-175.

Johnson, A. W., and Sallberg, J. R. (1960). "Factors That Influence Field Compaction of Soils", *Bulletin No. 272*, Highway Research Board, National Academy of Sciences, Washington, D.C.

Lee, K. L., and Singh, A. (1971). "Relative Density and Relative Compaction", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 97, no. SM7, pp. 1049-1052.

Lee, P. Y., and Suedkamp, R. J. (1972). "Characteristics of Irregularly Shaped Compaction Curves of Soils", *Highway Research Record No. 381*, National Academy of Sciences, Washington, D.C., pp. 1-9.

Leonards, G. A., Cutter, W. A., and Holtz, R. D. (1980). "Dynamic Compaction of Granular Soils", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 96, no. GT1, pp. 73-110.

Mitchell, J. K. (1970). "In-Place Treatment of Foundation Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 96, no. SM1, pp. 73-110.

Mitchell, J. K., and Freitag, D. R. (1959). "A Review and Evaluation of Soil-Cement Pavements", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, vol. 85, no. SM6, pp. 49-73.

Mitchell, J. K. and Huber, T. R. (1985). "Performance of a Stone Column Foundation", *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 111, no. GT2, pp. 205-223.

Murayama, S. (1962). "An Analysis of Vibro-Compozer Method on Cohesive Soils", *Construction in Mechanization* (in Japanese), no. 150, pp. 10-15.

Neubauer, C. H., Jr., and Thompson, M. R. (1972). "Stability Properties of Uncured Lime-Treated Fine-Grained Soils", *Highway Research Record No. 381*, National Academy of Sciences, pp. 20-26.

Olson, R. E. (1977). "Consolidation Under Time-Dependent Loading", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 102, no. GT1, pp. 55-60.

Othman, M. A., and Luettich, S. M. (1994). "Compaction Control Criteria for Clay Hydraulic Barriers", *Transportation Research Record*, No. 1462, National Research Council, Washington, D.C. pp. 28-35.

Partos, A., Welsh, J. P., Kazaniwsky, P. W., and Sander, E. (1989). "Case Histories of Shallow Foundation on Improved Soil", *Proceedings*, Foundation Engineering: Current Principles and Practices, American Society of Civil Engineers, vol. 1, pp. 313-327.

Poran, C. J., and Rodriguez, J. A. (1992). "Design of Dynamic Compaction", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 2, no. 5, pp. 796-802.

Shin, E. C., Shin, B. W., and Das, B. M. (1992). "Site Improvement for a Steel Mill Complex", *Proceedings*, Specialty Conference on Grouting, Soil Improvement, and Geosynthetics, ASCE, vol. 2, pp. 816-828.

APÉNDICE A

FACTORES DE CONVERSIÓN

A.1 FACTORES DE CONVERSIÓN DE UNIDADES INGLESAS A UNIDADES IC

Longitud:	1 pie	= 0.3048 m
	1 pie	= 30.48 cm
	1 pie	= 304.8 mm
	1 pulg	= 0.0254 m
	1 pulg	= 2.54 cm
	1 pulg	= 25.4 mm
Área:	1 pie^2	= 929.03×10^{-4} m^2
	1 pie^2	= 929.03 cm^2
	1 pie^2	= 929.03×10^2 mm^2
	1 $pulg^2$	= 6.452×10^{-4} m^2
	1 $pulg^2$	= 6.452 cm^2
	1 $pulg^2$	= 645.16 mm^2
Volumen:	1 pie^3	= 28.317×10^{-3} m^3
	1 pie^3	= 28.317 cm^3
	1 $pulg^3$	= 16.387×10^{-6} m^3
	1 $pulg^3$	= 16.387 cm^3
Módulo de sección:	1 $pulg^3$	= 0.16387×10^5 mm^3
	1 $pulg^3$	= 0.16387×10^{-4} m^3
Permeabilidad hidráulica:	1 pie/min	= 0.3048 m/min
	1 pie/min	= 30.48 cm/min
	1 pie/min	= 304.8 mm/min
	1 pie/s	= 0.3048 m/s
	1 pie/s	= 304.8 mm/s
	1 pulg/min	= 0.0254 m/min
	1 pulg/min	= 2.54 cm/min
	1 pulg/min	= 25.4 mm/min

Coeficiente de consolidación:	1 pulg^2/s	= 6.452 cm^2/s
	1 pulg^2/s	= 20.346 $\times$ 10^3 m^2/año
	1 pie^2/s	= 929.30 cm^2/s
Fuerza:	1 lb	= 4.448 N
	1 lb	= 4.448 $\times$ 10^{-3} kN
	1 lb	= 0.4536 kgf
	1 klb	= 4.448 kN
	1 U.S. ton	= 8.896 kN
	1 lb	= 0.4536 $\times$ 10^{-3} ton métrica
	1 lb/pie	= 14.593 N/m
Esfuerzo:	1 lb/pie^2	= 47.88 N/m^2
	1 lb/pie^2	= 0.04788 kN/m^2
	1 U.S. ton/pie^2	= 95.76 kN/m^2
	1 klb/pie^2	= 47.88 kN/m^2
	1 lb/pulg^2	= 6.895 kN/m^2
Peso específico:	1 lb/pie^3	= 0.1572 kN/m^3
	1 lb/pulg^3	= 271.43 kN/m^3
Momento:	1 lb-pie	= 1.3558 N · m
	1 lb-pulg	= 0.11298 N · m
Energía:	1 pie-lb	= 1.3558 J
Momento de inercia:	1 pulg^4	= 0.4162 $\times$ 10^6 mm^4
	1 pulg^4	= 0.4162 $\times$ 10^{-6} m^4

A.2 FACTORES DE CONVERSIÓN DE UNIDADES IC A UNIDADES INGLESAS

Longitud:	1 m	= 3.281 pie
	1 cm	= 3.281 $\times$ 10^{-2} pie
	1 mm	= 3.281 $\times$ 10^{-3} pie
	1 m	= 39.37 pulg
	1 cm	= 0.3937 pulg
	1 mm	= 0.03937 pulg
Área:	1 m^2	= 10.764 pie^2
	1 cm^2	= 10.764 $\times$ 10^{-4} pie^2
	1 mm^2	= 10.764 $\times$ 10^{-6} pie^2
	1 m^2	= 1550 pulg^2
	1 cm^2	= 0.155 pulg^2
	1 mm^2	= 0.155 $\times$ 10^{-2} pulg^2

Volumen:	$1\ m^3$	$= 35.32\ pies^3$
	$1\ cm^3$	$= 35.32 \times 10^{-4}\ pies^3$
	$1\ m^3$	$= 61{,}023.4\ pulg^3$
	$1\ cm^3$	$= 0.061023\ pulg^3$
Módulo de sección:	$1\ mm^3$	$= 6.102 \times 10^{-5}\ pulg^3$
	$1\ m^3$	$= 6.102 \times 10^{4}\ pulg^3$
Permeabilidad hidráulica:	1 m/min	= 3.281 pies/min
	1 cm/min	= 0.03281 pie/min
	1 mm/min	= 0.003281 pie/min
	1 m/s	= 3.281 pies/s
	1 mm/s	= 0.03281 pie/s
	1 m/min	= 39.37 pulg/min
	1 cm/min	= 0.3937 pulg/min
	1 mm/min	= 0.03937 pulg/min
Coeficiente de consolidación:	$1\ cm^2/s$	$= 0.155\ pulg^2/s$
	$1\ m^2$/año	$= 4.915 \times 10^{-5}\ pulg^2/s$
	$1\ cm^2/s$	$= 1.0764 \times 10^{-3}\ pie^2/s$
Fuerza:	1 N	= 0.2248 lb
	1 kN	= 224.8 lb
	1 kgf	= 2.2046 lb
	1 kN	= 0.2248 klb
	1 kN	= 0.1124 U.S. ton
	1 ton métrica	= 2204.6 lb
	1 N/m	= 0.0685 lb/pie
Esfuerzo:	$1\ N/m^2$	$= 20.885 \times 10^{-3}\ lb/pie^2$
	$1\ kN/m^2$	$= 20.885\ lb/pie^2$
	$1\ kN/m^2$	$= 0.01044$ U.S. ton/pie^2
	$1\ kN/m^2$	$= 20.885 \times 10^{-3}\ klb/pie^2$
	$1\ kN/m^2$	$= 0.145\ lb/pulg^2$
Peso específico:	$1\ kN/m^3$	$= 6.361\ lb/pie^3$
	$1\ kN/m^3$	$= 0.003682\ lb/pulg^3$
Momento:	$1\ N \cdot m$	= 0.7375 lb-pie
	$1\ N \cdot m$	= 8.851 lb-pulg
Energía:	1 J	= 0.7375 pie-lb
Momento de inercia:	$1\ mm^4$	$= 2.402 \times 10^{-6}\ pulg^4$
	$1\ m^4$	$= 2.402 \times 10^{6}\ pulg^4$

APÉNDICE B

CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

▼ **TABLA B.1** Factor de capacidad de carga de Meyerhof, N_γ

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

↑
Ec. (3.26)

ϕ	N_γ	ϕ	N_γ
0	0.00	27	9.46
1	0.002	28	11.19
2	0.01	29	13.24
3	0.02	30	15.67
4	0.04	31	18.56
5	0.07	32	22.02
6	0.11	33	26.17
7	0.15	34	31.15
8	0.21	35	37.15
9	0.28	36	44.43
10	0.37	37	53.27
11	0.47	38	64.07
12	0.60	39	77.33
13	0.74	40	93.69
14	0.92	41	113.99
15	1.13	42	139.32
16	1.38	43	171.14
17	1.66	44	211.41
18	2.00	45	262.74
19	2.40	46	328.73
20	2.87	47	414.32
21	3.42	48	526.44
22	4.07	49	674.91
23	4.82	50	873.84
24	5.72	51	1143.93
25	6.77	52	1516.05
26	8.00	53	2037.26

▼ **TABLA B.2** Factor de capacidad de carga de Hansen, N_γ

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1)\tan\phi$$

↑

Ec. (3.26)

ϕ (grados)	N_γ
0	0.00
1	0.00
2	0.01
3	0.02
4	0.05
5	0.07
6	0.11
7	0.16
8	0.22
9	0.30
10	0.39
11	0.50
12	0.63
13	0.78
14	0.97
15	1.18
16	1.43
17	1.73
18	2.08
19	2.48
20	2.95
21	3.50
22	4.13
23	4.88
24	5.75
25	6.76
26	7.94
27	9.32
28	10.94
29	12.84
30	15.07
31	17.69
32	20.79
33	24.44
34	28.77
35	33.92
36	40.05
37	47.38
38	56.17
39	66.75
40	79.54

(continúa)

▼ **TABLA B.2** (Continuación)

ϕ (grados)	N_γ
41	95.05
42	113.95
43	137.10
44	165.58
45	200.81
46	244.64
47	299.52
48	368.66
49	456.40
50	568.56

▼ **TABLA B.3** Factor de capacidad de carga de Lundgren y Mortensen, N_γ (1953)

Estos valores de N_γ se obtuvieron con la teoría de la plasticidad usando métodos numéricos.

ϕ (grados)	N_γ
0	0
5	0.17
10	0.46
15	1.4
25	6.92
30	15.32
35	35.19
40	86.46
45	215.0

▼ **TABLA B.4** Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados en otros textos y referencias

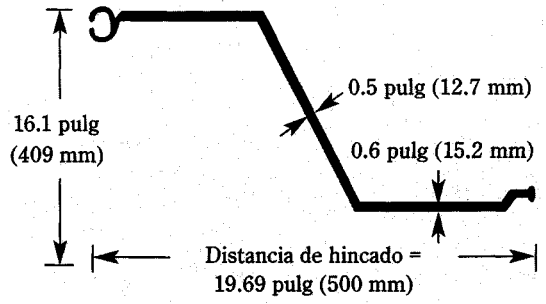
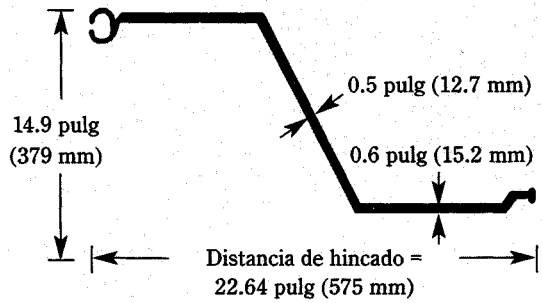
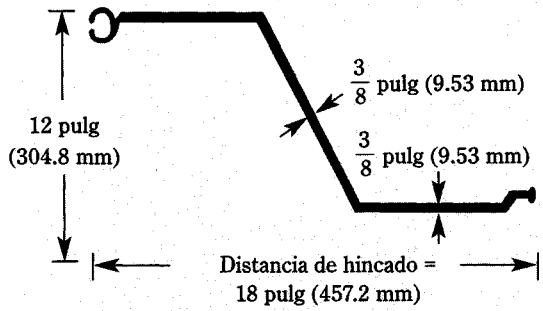
Factor	Relación	Fuente
Forma[a]	*Para* $\phi = 0$: $F_{cs} = 1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)$ $F_{qs} = 1$ $F_{\gamma s} = 1$ *Para* $\phi \geq 10°$: $F_{cs} = 1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ $F_{qs} = F_{\gamma s} = 1 + 0.1\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$	Meyerhof (1963)
Profundidad	*Para* $\phi = 0$: $F_{cd} = 1 + 0.2\left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{qd} = F_{\gamma d} = 1$ *Para* $\phi \geq 10°$: $F_{cd} = 1 + 0.2\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ $F_{qd} = F_{\gamma d} = 1 + 0.1\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$	Meyerhof (1963)
Inclinación[a]	$F_{ci} = F_{qi} - \frac{(1 - F_{qi})}{(N_q - 1)}$ $F_{qi} = \left[1 - \frac{(0.5)(Q_u)\ \text{sen}\ \beta}{Q_u \cos\beta + BLc\cot\phi}\right]^5$ $F_{\gamma i} = \left[1 - \frac{(0.7)(Q_u)\ \text{sen}\ \beta}{Q_u \cos\beta + BLc\cot\phi}\right]^5$	Hansen (1970)

[a] L = longitud ($\geq B$)

APÉNDICE C

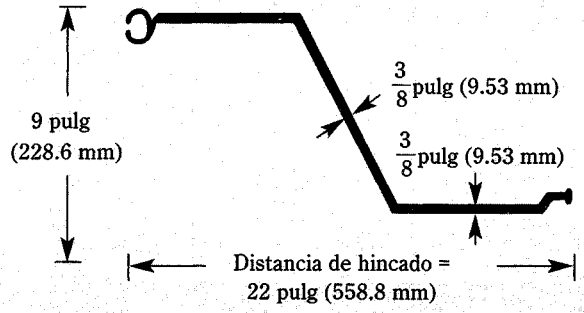
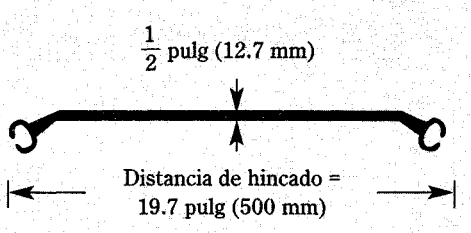
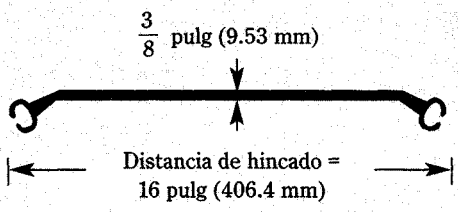
SECCIONES DE TABLAESTACAS

▼ **TABLA C.1** Propiedades de algunas secciones de tablaestacas (producidas por la Bethlehem Steel Corporation)

Designación de la sección	Croquis de la sección	Módulo de sección		Momento de inercia	
		pulg³/pie de muro	m³/m de muro	pulg⁴/pie de muro	m⁴/m de muro
PZ-40		60.7	326.4×10^{-5}	490.8	670.5×10^{-6}
PZ-35		48.5	260.5×10^{-5}	361.2	493.4×10^{-6}
PZ-27		30.2	162.3×10^{-5}	184.2	251.5×10^{-6}

(continúa)

▼ **TABLA C.1** (Continuación)

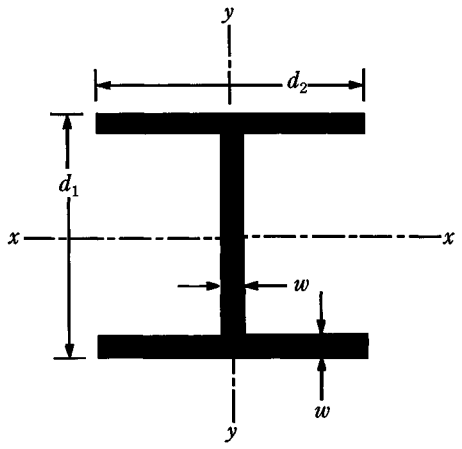
Designación de la sección	Croquis de la sección	Módulo de la sección		Momento de inercia	
		pulg³/pie de muro	m³/m de muro	pulg⁴/pie de muro	m⁴/m de muro
PZ-22		18.1	97×10^{-5}	84.4	115.2×10^{-6}
PSA-31		2.01	10.8×10^{-5}	3.23	4.41×10^{-6}
PSA-23		2.4	12.8×10^{-5}	4.13	5.63×10^{-6}

APÉNDICE D

CIMENTACIONES CON PILOTES

▼ **TABLA D.1a** Secciones H comunes en Estados Unidos (unidades inglesas)

Designación: tamaño (pulg) × peso (lb/pies)	Profundidad d_1 (pulg)	Área de sección (pulg^2)	Espesor w de patín y alma (pulg)	Ancho de patín d_2 (pulg)	Momento de inercia (pulg^4)	
					I_{xx}	I_{yy}
HP 8 × 36	8.02	10.6	0.445	8.155	119	40.3
HP 10 × 57	9.99	16.8	0.565	10.225	294	101
× 42	9.70	12.4	0.420	10.075	210	71.7
HP 12 × 84	12.28	24.6	0.685	12.295	650	213
× 74	12.13	21.8	0.610	12.215	570	186
× 63	11.94	18.4	0.515	12.125	472	153
× 53	11.78	15.5	0.435	12.045	394	127
HP 13 × 100	13.15	29.4	0.766	13.21	886	294
× 87	12.95	25.5	0.665	13.11	755	250
× 73	12.74	21.6	0.565	13.01	630	207
× 60	12.54	17.5	0.460	12.90	503	165
HP 14 × 117	14.21	34.4	0.805	14.89	1220	443
× 102	14.01	30.0	0.705	14.78	1050	380
× 89	13.84	26.1	0.615	14.70	904	326
× 73	13.61	21.4	0.505	14.59	729	262



▼ **TABLA D.1b** Secciones H comunes en Estados Unidos

Designación: tamaño (mm) × peso (kN/m)	Profundidad d_1 (mm)	Área de sección ($m^2 \times 10^{-3}$)	Espesor w de patín y alma (mm)	Ancho de patín d_2 (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	15.49	310	237	77.5
× 0.912	303	11.9	13.1	308	197	63.7
× 0.775	299	10.0	11.05	306	164	62.9
HP 330 × 1.462	334	19.0	19.45	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	20.45	378	508	184
× 1.491	356	19.4	17.91	376	437	158
× 1.295	351	16.8	15.62	373	374	136
× 1.060	346	13.8	12.82	371	303	109

▼ **TABLA D.2a** Algunas secciones de tubo para pilotes (unidades inglesas)

Diámetro exterior (pulg)	Espesor de pared (pulg)	Área de acero ($pulg^2$)
$8\frac{5}{8}$	0.125	3.34
	0.188	4.98
	0.219	5.78
	0.312	8.17
10	0.188	5.81
	0.219	6.75
	0.250	7.66
12	0.188	6.96
	0.219	8.11
	0.250	9.25
16	0.188	9.34
	0.219	10.86
	0.250	12.37
18	0.219	12.23
	0.250	13.94
	0.312	17.34
20	0.219	13.62
	0.250	15.51
	0.312	19.30
24	0.250	18.7
	0.312	23.2
	0.375	27.8
	0.500	36.9

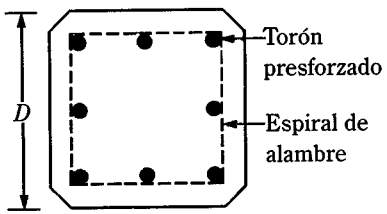
▼ **TABLA D.2b** Algunas secciones de tubo para pilotes (unidades IC)

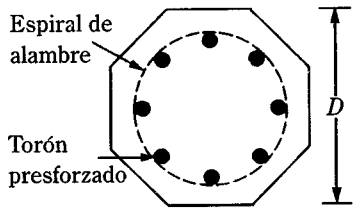
Diámetro exterior (mm)	Espesor de pared (mm)	Área de acero (cm^2)
219	3.17	21.5
	4.78	32.1
	5.56	37.3
	7.92	52.7
254	4.78	37.5
	5.56	43.6
	6.35	49.4
305	4.78	44.9
	5.56	52.3
	6.35	59.7
406	4.78	60.3
	5.56	70.1
	6.35	79.8
457	5.56	80
	6.35	90
	7.92	112
508	5.56	88
	6.35	100
	7.92	125
610	6.35	121
	7.92	150
	9.53	179
	12.70	238

▼ **TABLA D.3a** Pilotes de concreto presforzado típicos (unidades inglesas)

Forma del pilote[a]	D (pulg)	Área de la sección transversal (pulg^2)	Perímetro (pulg)	Número de torones: $\frac{1}{2}$-pulg diámetro	Número de torones: $\frac{7}{16}$-pulg diámetro	Fuerza de presfuerzo efectivo mínimo (klb)	Módulo de sección (pulg^3)	Capacidad de carga de diseño (klb): Resistencia del concreto 5000 psi	Capacidad de carga de diseño (klb): Resistencia del concreto 6000 psi
S	10	100	40	4	4	70	167	125	175
O	10	83	33	4	4	58	109	104	125
S	12	144	48	5	6	101	288	180	216
O	12	119	40	4	5	83	189	149	178
S	14	196	56	6	8	137	457	245	295
O	14	162	46	5	7	113	300	203	243
S	16	256	64	8	11	179	683	320	385
O	16	212	53	7	9	148	448	265	318
S	18	324	72	10	13	227	972	405	486
O	18	268	60	8	11	188	638	336	402
S	20	400	80	12	16	280	1333	500	600
O	20	331	66	10	14	234	876	414	503
S	22	484	88	15	20	339	1775	605	727
O	22	401	73	12	16	281	1166	502	602
S	24	576	96	18	23	403	2304	710	851
O	24	477	80	15	19	334	2123	596	716

[a] S = sección cuadrada; O = sección octagonal





▼ **TABLA D.3b** Pilotes de concreto presforzado típicos (unidades IC)

Forma del pilote[a]	D (mm)	Área de la sección transversal (cm^2)	Perímetro (mm)	Número de torones		Fuerza de presfuerzo efectivo mínimo (kN)	Módulo de sección ($m^3 \times 10^{-3}$)	Capacidad de carga de diseño (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

[a]S = sección cuadrada; O = sección octagonal

▼ **TABLA D.4** Lista parcial de martillos típicos de aire y vapor

Fabricante del martillo[a]	Modelo No.	Tipo de martillo	Energía nominal		Golpes por minuto	Peso del martinete	
			klb–pie	kN · m		klb	kN
V	3100	Acción simple	300	406.8	58	100	448.8
V	540	Acción simple	200	271.2	48	40.9	181.9
V	060	Acción simple	180	244.1	62	60	266.9
MKT	OS-60	Acción simple	180	244.1	55	60	266.9
V	040	Acción simple	120	162.7	60	40	177.9
V	400C	Diferencial	113.5	153.9	100	40	177.9
R	8/0	Acción simple	81.25	110.2	35	25	111.2
MKT	S-20	Acción simple	60	81.4	60	20	89
R	5/0	Acción simple	56.9	77.2	44	17.5	77.8
V	200-C	Diferencial	50.2	68.1	98	20	89
R	150-C	Diferencial	48.75	66.1	95–105	15	66.7
MKT	S-14	Acción simple	37.5	50.9	60	14	62.3
V	140C	Diferencial	36	48.8	103	14	62.3
V	08	Acción simple	26	35.3	50	8	35.6
MKT	S-8	Acción simple	26	35.3	55	8	35.6
MKT	11B3	Acción doble	19.2	26.1	95	5	22.2
MKT	C-5	Acción doble	16.0	21.7	110	5	22.2
V	30-C	Acción doble	7.3	9.9	133	3	13.3

[a] V—Vulcan Iron Works, Florida
MKT—McKiernan-Terry, New Jersey
R—Raymond International, Inc., Texas

▼ **TABLA D.5** Lista parcial de martillos diesel típicos

Fabricante del martillo[a]	Modelo No.	Energía nominal		Golpes por minuto	Peso del pistón	
		klb–pie	kN · m		kN	klb
K	K150	280	379.7	45–60	147.2	33.1
M	MB70	141–63.4	191.2–86	38–60	70.5	15.84
K	K-60	105.6	143.2	42–60	58.7	13.2
K	K-45	91.1	123.5	39–60	44.0	9.9
M	M-43	84–37.8	113.9–51.3	40–60	42.1	9.46
K	K-35	70.8	96	39–60	34.3	7.7
MKT	DE70B	63–42	85.4–57	40–50	31.1	7.0
K	K-25	50.7	68.8	39–60	24.5	5.51
V	N-46	32.55	44.1	50–60	17.6	3.96
L	520	26.3	35.7	80–84	22.6	5.07
M	M-14S	26–11.88	35.3–16.1	42–60	13.2	2.97
V	N-33	24.6	33.4	50–60	13.3	3.0
L	440	18.2	24.7	86–90	17.8	4.0
MKT	DE20	18.0–12.0	24.4–16.3	40–50	8.9	2.0
MKT	DE-10	8.8	11.9	40–50	4.9	1.1
L	180	8.1	11.0	90–95	7.7	1.73

[a] V—Vulcan Iron Works, Florida
M—Mitsubishi International Corporation
MKT—McKiernan-Terry, New Jersey
L—Link Belt, Cedar Rapids, Iowa
K—Kobe Diesel

▼ **TABLA D.6** Factores de capacidad de carga (N_c^*) y (N_σ^*) basados en la teoría de expansión de cavidades

	I_{rr}									
ϕ	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
0	6.97	7.90	8.82	9.36	9.75	10.04	10.97	11.51	11.89	12.19
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1	7.34	8.37	9.42	10.04	10.49	10.83	11.92	12.57	13.03	13.39
	1.13	1.15	1.16	1.18	1.18	1.19	1.21	1.22	1.23	1.23
2	7.72	8.87	10.06	10.77	11.28	11.69	12.96	13.73	14.28	14.71
	1.27	1.31	1.35	1.38	1.39	1.41	1.45	1.48	1.50	1.51
3	8.12	9.40	10.74	11.55	12.14	12.61	14.10	15.00	15.66	16.18
	1.43	1.49	1.56	1.61	1.64	1.66	1.74	1.79	1.82	1.85
4	8.54	9.96	11.47	12.40	13.07	13.61	15.34	16.40	17.18	17.80
	1.60	1.70	1.80	1.87	1.91	1.95	2.07	2.15	2.20	2.24
5	8.99	10.56	12.25	13.30	14.07	14.69	16.69	17.94	18.86	19.59
	1.79	1.92	2.07	2.16	2.23	2.28	2.46	2.57	2.65	2.71
6	9.45	11.19	13.08	14.26	15.14	15.85	18.17	19.62	20.70	21.56
	1.99	2.18	2.37	2.50	2.59	2.67	2.91	3.06	3.18	3.27
7	9.94	11.85	13.96	15.30	16.30	17.10	19.77	12.46	22.71	23.73
	2.22	2.46	2.71	2.88	3.00	3.10	3.43	3.63	3.79	3.91
8	10.45	12.55	14.90	16.41	17.54	18.45	21.51	23.46	24.93	26.11
	2.47	2.76	3.09	3.31	3.46	3.59	4.02	4.30	4.50	4.67
9	10.99	13.29	15.91	17.59	18.87	19.90	23.39	25.64	27.35	28.73
	2.74	3.11	3.52	3.79	3.99	4.15	4.70	5.06	5.33	5.55
10	11.55	14.08	16.97	18.86	20.29	21.46	25.43	28.02	29.99	31.59
	3.04	3.48	3.99	4.32	4.58	4.78	5.48	5.94	6.29	6.57
11	12.14	14.90	18.10	20.20	21.81	23.13	27.64	30.61	32.87	34.73
	3.36	3.90	4.52	4.93	5.24	5.50	6.37	6.95	7.39	7.75
12	12.76	15.77	19.30	21.64	23.44	24.92	30.03	33.41	36.02	38.16
	3.71	4.35	5.10	5.60	5.98	6.30	7.38	8.10	8.66	9.11
13	13.41	16.69	20.57	23.17	25.18	26.84	32.60	36.46	39.44	41.89
	4.09	4.85	5.75	6.35	6.81	7.20	8.53	9.42	10.10	10.67
14	14.08	17.65	21.92	24.80	27.04	28.89	35.38	39.75	43.15	45.96
	4.51	5.40	6.47	7.18	7.74	8.20	9.82	10.91	11.76	12.46
15	14.79	18.66	23.35	26.53	29.02	31.08	38.37	43.32	47.18	50.39
	4.96	6.00	7.26	8.11	8.78	9.33	11.28	12.61	13.64	14.50
16	15.53	19.73	24.86	28.37	31.13	33.43	41.58	47.17	51.55	55.20
	5.45	6.66	8.13	9.14	9.93	10.58	12.92	14.53	15.78	16.83

(continúa)

▼ **TABLA D.6** (Continuación)

	l_{rr}									
ϕ	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
17	16.30	20.85	26.46	30.33	33.37	35.92	45.04	51.32	56.27	60.42
	5.98	7.37	9.09	10.27	11.20	11.98	14.77	16.99	18.20	19.47
18	17.11	22.03	28.15	32.40	35.76	38.59	48.74	55.80	61.38	66.07
	6.56	8.16	10.15	11.53	12.62	13.54	16.84	19.13	20.94	22.47
19	17.95	23.26	29.93	34.59	38.30	41.42	52.71	60.61	66.89	72.18
	7.18	9.01	11.31	12.91	14.19	15.26	19.15	21.87	24.03	25.85
20	18.83	24.56	31.81	36.92	40.99	44.43	56.97	65.79	72.82	78.78
	7.85	9.94	12.58	14.44	15.92	17.17	21.73	24.94	27.51	29.67
21	19.75	25.92	33.80	39.38	43.85	47.64	61.51	71.34	79.22	85.90
	8.58	10.95	13.97	16.12	17.83	19.29	24.61	28.39	31.41	33.97
22	20.71	27.35	35.89	41.98	46.88	51.04	66.37	77.30	86.09	93.57
	9.37	12.05	15.50	17.96	19.94	21.62	27.82	32.23	35.78	38.81
23	21.71	28.84	38.09	44.73	50.08	54.66	71.56	83.68	93.47	101.83
	10.21	13.24	17.17	19.99	22.26	24.20	31.37	36.52	40.68	44.22
24	22.75	30.41	40.41	47.63	53.48	58.49	77.09	90.51	101.39	110.70
	11.13	14.54	18.99	22.21	24.81	27.04	35.32	41.30	46.14	50.29
25	23.84	32.05	42.85	50.69	57.07	62.54	82.98	97.81	109.88	120.23
	12.12	15.95	20.98	24.64	27.61	30.16	39.70	46.61	52.24	57.06
26	24.98	33.77	45.42	53.93	60.87	66.84	89.25	105.61	118.96	130.44
	13.18	17.47	23.15	27.30	30.69	33.60	44.53	52.51	59.02	64.62
27	26.16	35.57	48.13	57.34	64.88	71.39	95.02	113.92	128.67	141.39
	14.33	19.12	25.52	30.21	34.06	37.37	49.88	59.05	66.56	73.04
28	27.40	37.45	50.96	60.93	69.12	76.20	103.01	122.79	139.04	153.10
	15.57	20.91	28.10	33.40	37.75	41.51	55.77	66.29	74.93	82.40
29	28.69	39.42	53.95	64.71	73.58	81.28	110.54	132.23	150.11	165.61
	16.90	22.85	30.90	36.87	41.79	46.05	62.27	74.30	84.21	92.80
30	30.03	41.49	57.08	68.69	78.30	86.64	118.53	142.27	161.91	178.98
	18.24	24.95	33.95	40.66	46.21	51.02	69.43	83.14	94.48	104.33
31	31.43	43.64	60.37	72.88	83.27	92.31	126.99	152.95	174.49	193.23
	19.88	27.22	37.27	44.79	51.03	56.46	77.31	92.90	105.84	117.11
32	32.89	45.90	63.82	77.29	88.50	98.28	135.96	164.29	187.87	208.43
	21.55	29.68	40.88	49.30	56.30	62.41	85.96	103.66	118.39	131.24
33	34.41	48.26	67.44	81.92	94.01	104.58	145.46	176.33	202.09	224.62
	23.34	32.34	44.80	54.20	62.05	68.92	95.46	115.51	132.24	146.87

(*continúa*)

▼ **TABLA D.6** (Continuación)

	I_{rr}									
ϕ	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
34	35.99	50.72	71.24	86.80	99.82	111.22	155.51	189.11	217.21	241.84
	25.28	35.21	49.05	59.54	68.33	76.02	105.90	128.55	147.51	164.12
35	37.65	53.30	75.22	91.91	105.92	118.22	166.14	202.64	233.27	260.15
	27.36	38.32	53.67	65.36	75.17	83.78	117.33	142.89	164.33	183.16
36	39.37	55.99	79.39	97.29	112.34	125.59	177.38	216.98	250.30	279.60
	29.60	41.68	58.68	71.69	82.62	92.24	129.87	158.65	182.85	204.14
37	41.17	58.81	83.77	102.94	119.10	133.34	189.25	232.17	268.36	300.26
	32.02	45.31	64.13	78.57	90.75	101.48	143.61	175.95	203.23	227.26
38	43.04	61.75	88.36	108.86	126.20	141.50	201.78	248.23	287.50	322.17
	34.63	49.24	70.03	86.05	99.60	111.56	158.65	194.94	225.62	252.71
39	44.99	64.83	93.17	115.09	133.66	150.09	215.01	265.23	307.78	345.41
	37.44	53.50	76.45	94.20	109.24	122.54	175.11	215.78	250.23	280.71
40	47.03	68.04	98.21	121.62	141.51	159.13	228.97	283.19	329.24	370.04
	40.47	58.10	83.40	103.05	119.74	134.52	193.13	238.62	277.26	311.50
41	49.16	71.41	103.49	128.48	149.75	168.63	243.69	302.17	351.95	396.12
	43.74	63.07	90.96	112.68	131.18	147.59	212.84	263.67	306.94	345.34
42	51.38	74.92	109.02	135.68	158.41	178.62	259.22	322.22	375.97	423.74
	47.27	68.46	99.16	123.16	143.64	161.83	234.40	291.13	339.52	382.53
43	53.70	78.60	114.82	143.23	167.51	189.13	275.59	343.40	401.36	452.96
	51.08	74.30	108.08	134.56	157.21	177.36	257.99	321.22	375.28	423.39
44	56.13	82.45	120.91	151.16	177.07	200.17	292.85	365.75	428.21	483.88
	55.20	80.62	117.76	146.97	172.00	194.31	283.80	354.20	414.51	468.28
45	58.66	86.48	127.28	159.48	187.12	211.79	311.04	389.35	456.57	516.58
	59.66	87.48	128.28	160.48	188.12	212.79	312.03	390.35	457.57	517.58
46	61.30	90.70	133.97	168.22	197.67	224.00	330.20	414.26	486.54	551.16
	64.48	94.92	139.73	175.20	205.70	232.96	342.94	429.98	504.82	571.74
47	64.07	95.12	140.99	177.40	208.77	236.85	350.41	440.54	518.20	587.72
	69.71	103.00	152.19	191.24	224.88	254.99	376.77	473.42	556.70	631.25
48	66.97	99.75	148.35	187.04	220.43	250.36	371.70	468.28	551.64	626.36
	75.38	111.78	165.76	208.73	245.81	279.06	413.82	521.08	613.65	696.64
49	70.01	104.60	156.09	197.17	232.70	264.58	394.15	497.56	586.96	667.21
	81.54	121.33	180.56	227.82	268.69	305.37	454.42	573.38	676.22	768.53
50	73.19	109.70	164.21	207.83	245.60	279.55	417.82	528.46	624.28	710.39
	88.23	131.73	196.70	248.68	293.70	334.15	498.94	630.80	744.99	847.61

De "Design of Pile Foundations", por A. S. Vesic, en NCHRP *Synthesis of Highway Practice 42*, Transportation Research Board, 1977. Reimpreso con autorización.
Nota: Número superior: N_c^*; número inferior: N_σ^*.

APÉNDICE E

CURVAS DE DISEÑO PARA DRENES VERTICALES PREFABRICADOS (DVPs)

Las relaciones para el grado promedio de consolidación debido al drenaje radial en drenes de arena fueron dadas en las ecuaciones (12.15) a la (12.20). Éstas son para casos de igual deformación unitaria. Yeung (1997) usó esas relaciones para desarrollar curvas de diseño para DVPs. Los desarrollos teóricos usados por Yeung se dan abajo.

La figura E.1 muestra la planta de un patrón reticular cuadrado de drenes verticales prefabricados (véase también la figura 12.34 para la definición de a y b). El diámetro equivalente de un DVP puede darse como

$$d_w = \frac{2(a + b)}{\pi} \tag{E.1}$$

Ahora, la Ec. (12.15) puede reescribirse como

$$U_r = 1 - \exp\left[-\left(\frac{8C_{vr}t}{d_w^2}\,\frac{d_w^2}{d_e^2 m}\right)\right] = 1 - \exp\left(-\frac{8T_r'}{\alpha'}\right) \tag{E.2}$$

donde d_e = diámetro de la zona efectiva de drenaje = $2r_e$

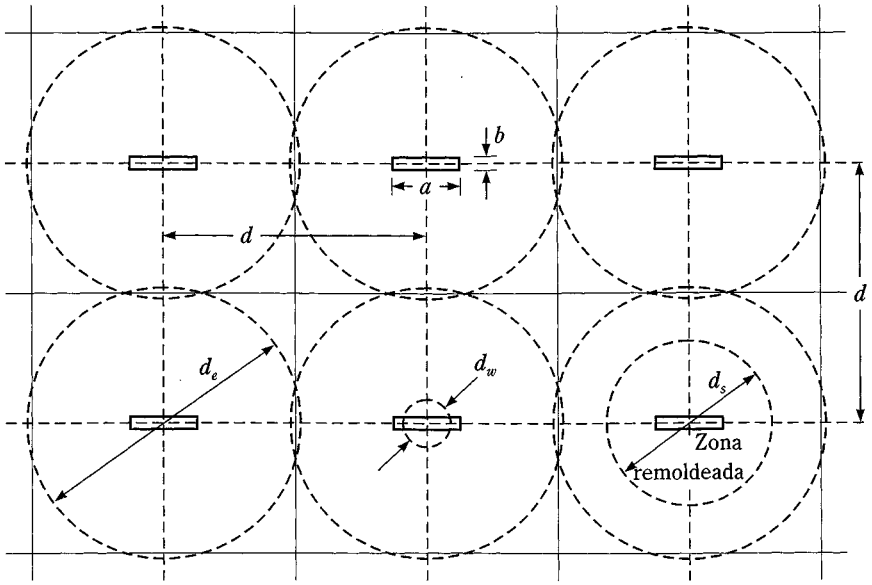
$$T_r' = \frac{C_{vr}t}{d_w^2} \tag{E.3}$$

$$\alpha' = n^2 m = \frac{n^4}{n^2 - S^2}\ln\left(\frac{n}{S}\right) - \left(\frac{3n^2 - S^2}{4}\right) + \frac{k_h}{k_s}(n^2 - S^2)\ln S \tag{E.4}$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \tag{E.5}$$

De la Ec. (E.2),

$$T_r' = -\frac{\alpha'}{8}\ln(1 - U_r)$$



▼ **FIGURA E.1** Planta de un patrón reticular cuadrado de drenes verticales prefabricados (según Yeung, 1997)

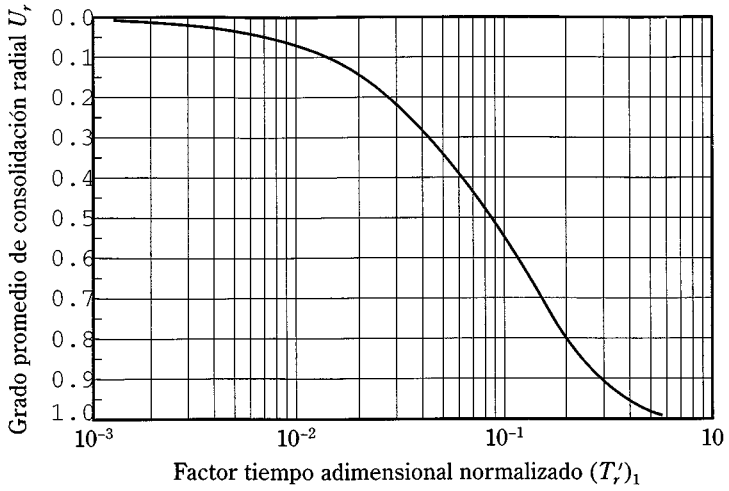
o

$$(T_r')_1 = \frac{T_r'}{\alpha'} = -\frac{\ln (1 - U_r)}{8} \tag{E.6}$$

La figura E.2 muestra la gráfica de U_r *versus* $(T_r')_1$. Además, la figura E.3 muestra la gráfica de n *versus* α de la ecuación (E.4).

A continuación se da un procedimiento paso a paso para el diseño de drenes verticales prefabricados:

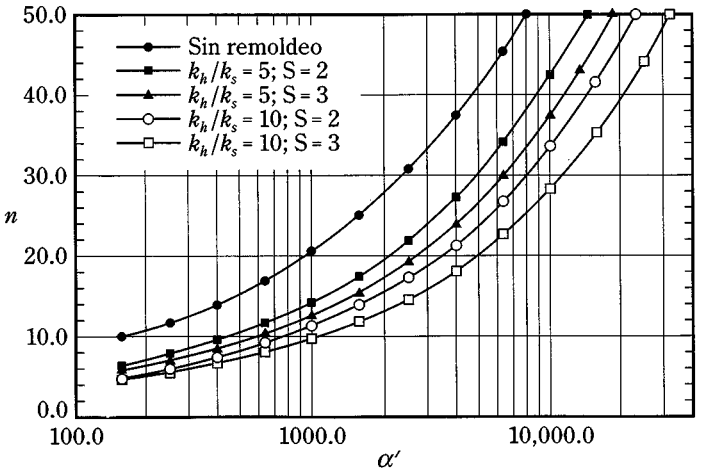
1. Determine el tiempo t_2 disponible para el proceso de consolidación.
2. Determine U_v en el tiempo t_2 debido al drenaje vertical [ecuación (12.14)]. Entonces, de la ecuación (12.14),
$$U_r = \frac{1 - U_{v,r}}{1 - U_v} \tag{E.7}$$
3. Para el DVP por usar, calcule d_w con la ecuación (E.1).
4. Determine $(T_r')_1$ con las ecuaciones (E.6) y (E.7).
5. Determine T_r' con la ecuación (E.3).
6. Determine $\alpha' = \dfrac{T_r'}{(T_r')_1}$.



▼ **FIGURA E.2** Gráfica de U_r *versus* $(T_r')_1$ (según Yeung, 1997)

7. Usando la figura E.3 y α', determinada con el paso 6, determine n.
8. De la ecuación (E.5),

$$d_e = \underset{\text{Paso 7}}{n} \quad \underset{\text{Paso 3}}{d_w}$$



▼ **FIGURA E.3** Relaciones entre α' y n (según Yeung, 1997)

9. Seleccione el espaciamiento de los drenes:

$$d = \frac{d_e}{1.05} \quad \text{(para un patrón triangular)}$$

$$d = \frac{d_e}{1.128} \quad \text{(para un patrón cuadrado)}$$

REFERENCIAS

Yeung, A.T. (1997)."Design Curves for Prefabricated Vertical Drains", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 123, no. 8, pp. 755-759.

RESPUESTAS A PROBLEMAS SELECCIONADOS

Capítulo 1

1.1
- **a.** 0.76
- **b.** 0.43
- **c.** 14.93 kN/m³
- **d.** 17.17 kN/m³
- **e.** 53%

1.3
- **a.** 0.45
- **b.** 69.5%
- **c.** 17.58 kN/m³
- **d.** 14.53 kN/m³

1.5
- **a.** 129.2 lb/pie³
- **b.** 7.2 lb/pie³
- **c.** 124.6 lb/pie³

1.7

Suelo	Clasificación
A	A–7–6(9)
B	A–6(5)
C	A–3(0)
D	A–4(0)
E	A–2–6(1)
F	A–7–6(19)

1.9 0.117 cm/s

1.11 1.9×10^{-6} cm/s

1.13 –161.2 lb/pie²

1.15
- **a.** 379 kN/m²
- **b.** 549 kN/m²

1.17 56 mm

1.19
- **a.** 0.377
- **b.** 0.736

1.21 39.06 días

1.23 38°

1.25 387.8 kN/m²

1.27 $c_{cu} = 0$
$\phi_{cu} = 25°$
$c = 0$
$\phi = 34°$

1.29 14.7 kN/m²

Capítulo 2

2.1
- **a.** 13.78%
- **b.** 1.907 pulg

2.3 50.4 kN/m²

2.5 30°

2.7 ϕ (prom) = 35°

2.9 16.8 pies

2.11
- **a.** 51.4 kN/m²
- **b.** 39.7 kN/m²
- **c.** 40.6 kN/m²

2.13 4.27

2.15
- **a.** 30 kN/m²
- **b.** 1.84

2.17 **a.** 0.65
b. 1.37
c. 2131 kN/m²

2.19 0.00448 pie/min

2.21 $Z_1 = 2.6$ m
$Z_2 = 2.56$ m
$v_1 = 492$ m/s
$v_2 = 1390$ m/s
$v_3 = 3390$ m/s

Capítulo 3

3.1 **a.** 5195 lb/pie²
b. 372.8 kN/m²
c. 280 kN/m²

3.3 **a.** 5879 lb/pie²
b. 372.8 kN/m²
c. 368.8 kN/m²

3.5 3721 kN

3.7 **a.** 40°
b. 4946.3 klb

3.9 707.3 kN

3.11 6.75 pies

3.13 30.1 klb

3.15 495.2 kN

3.17 **a.** 145.3 kN/m²

b.

b (m)	q_u (kN/m²)
0	279.5
1	374
2	435.9
3	476
4	476
5	476
6	476

3.19 700.5 kN/m²

Capítulo 4

4.1 1191 lb/pie²

4.3 619 lb/pie²

4.5

z (pies)	Δp (lb/pie²)
0	2500
5	2125
10	1375
15	875
20	600

4.7 54.85 kN/m²

4.9 22 kN/m²

4.11 60.7 mm

4.13 0.54 pulg

4.15 246 mm

4.17 13.73 mm

4.19 54.6 mm

4.21 **a.**

Profundidad (pies)	N_{cor}
5	17
10	13
15	13
20	8
25	12

b. 4.67 klb/pie²

4.23

z (m)	X_o(m)
0.4	0.59
0.8	0.72
1.2	0.95
1.6	1.26
2.0	1.45

4.25

z (m)	$T_{(N)}$ (kN/m)
0.4	62.3
0.8	70.5
1.2	76.4
1.6	78.6
2.0	79.1

4.27 a.

Estrato	t (pulg)
1	0.022
2	0.024
3	0.0242
4	1.0253
5	0.026

Use $t = 0.026$ para todos los estratos.

b.

Estrato	$2L_o$ (pies)
1	14
2	16
3	21.2
4	25.6
5	28.8

Capítulo 5

5.1 a. 771 kN/m²
b. 16,321 lb/pie²
5.3 186.7 kN/m²
5.5 3.39 m
5.7 0.193

5.9

Punto	q (kN/m²)
A	36.81
B	31.86
C	26.91
D	25.19
E	30.14
F	35.09

5.11 14.9 lb/pulg³
5.13 18 kN/m³

Capítulo 6

6.1 $P_o = 3888$ lb/pie
$\bar{z} = 4$ pies
6.3 $P_o = 4839.6$ lb/pie
$\bar{z} = 3.65$ pies
6.5 $P_o = 143.2$ kN/m
$\bar{z} = 1.5$ m
6.7 45.64 kN/m
6.9 $P_a = 118.6$ kN/m
$\bar{z} = 1.67$ m
6.11 5598 lb/pie
6.13 $P_{ae} = 103.3$ kN/m
$\bar{z} = 1.87$m

6.15

n_z	P_a (kN/m)
0.3	47.6
0.4	53.2
0.5	59.4

6.17 a. $P_p = 37{,}440$ lb /pie
b. $\bar{z} = 7.44$ pies
6.19 71.21 klb/pie

Capítulo 7

Problema	$FS_{(volteo)}$	$FS_{(deslizamiento)}$	$FS_{(capacidad\ de\ carga)}$
7.1	3.41	1.5	5.48
7.3	3.82	1.66	3.78
7.5	—	1.35	—
7.7	6.2	2.35	—

7.9

z (m)	σ_z (kN/m²)
1	46.5
2	54.4
3	66.1
4	79.6
5	95.0
6	110.5

7.11 a. 0.201 pulg
b. 43.52 pies
7.13 a. 0.161 pulg
b. 40.33 pies
7.15 a. 0.1 pulg
b. 29.75 pies
7.17 $FS_{(volteo)} = 3.43$
$FS_{(deslizamiento)} = 1.35$
$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = 9.79$

Capítulo 8

8.1 **a.** 23.52 pies
b. 53.6 pies
c. 100.6 klb-pie/pie

8.3 **a.** 10.43 m
b. 22.56 m
c. 1480.9 kN-m/m

8.5 D = 3.18 m
$M_{máx}$ = 59.8 kN-m/m

8.7 **a.** 7 m
b. 16.8 m
c. 367.04 kN-m/m

8.9 D = 1.1 m
$M_{máx}$ = 32.18 kN-m/m

8.11 **a.** 940 kN-m/m
b. *PZ*-35

8.13 *PZ*-27

8.15 **a.** 2.47 m
b. 116 kN/m
c. 406.9 kN-m/m

8.17 **a.** 1.15 pies
b. 3319 lb/pie

8.19 22.61 klb

8.21 u = 65 m

B (m)	*P* (kN)
0.3	15.4
0.6	25.5
0.9	34.1

8.23

Nivel	Carga en puntal (kN)
A	131.4
B	69.3
C	178.8

8.25

Nivel	Carga en puntal (kN)
A	148.5
B	78.4
C	202

8.27 **a.** c_{prom} = 19.53 kN/m^2
γ_{prom} = 17.94 kN/m^3
b. 65.4 kN/m^3

8.29

Nivel	Carga en puntal (klb)
A	78.19
B	93.29
C	43.88

8.31

Nivel	Carga en puntal (klb)
A	78.19
B	89.56
C	83.53

8.33 1.78

Capítulo 9

9.1 **a.** 336 kN
b. 2362 kN
c. 1496 kN

9.3 605 kN

9.5 333 klb

9.7 514 kN

9.9 108 klb

9.11 110.6 klb

9.13 10.42 mm

9.15 116 klb

9.17 721.8 kN

9.19 32.5 kN

9.21 1924 klb

9.23 25.3 kN

9.25 56.4 klb

9.27 **a.** 87.96%
b. 76.06%

9.29 364.7 klb

9.31 217.7 mm

Capítulo 10

10.1 744.9 klb

10.3 57 klb

10.5 1933.8 kN

10.7 **a.** 1177 kN
b. 1205.8 kN
c. 794.3 kN

10.9 **a.** 173.18 klb
b. 219.9 klb
c. 131 klb
10.11 **a.** 0.5 m
b. 1.5 m
10.13 **a.** 942 klb
b. 579.8 klb
10.15 1.34 pulg
10.17 386 klb
10.19 150 klb

Capítulo 11

11.1

LL	γ_d (kN/m^3) debajo del cual ocurrirá el colapso
20	17.36
25	15.95
30	14.75
35	13.72
40	12.82

11.3 1.19 pulg
11.5 1.73 pulg
11.7 63.5 mm
11.9 12.57 pies

Capítulo 12

12.1

w (%)	γ_{zav} (kN/m^3) $G_s = 2.6$	$G_s = 2.65$	$G_s = 2.7$	$G_s = 2.75$
5	22.57	22.95	23.34	23.72
10	20.24	20.55	20.86	21.16
15	18.35	18.60	18.85	19.1
20	16.78	16.99	17.20	17.4

12.3 99.9 lb/pie^3
12.5 *B*
12.7 3.15–excelente
12.9 **a.** 0.77 pie
b. 10.6 meses
c. 252 lb/pie^2

12.11

Tiempo (año)	$U_{v,r}$
0.2	0.72
0.4	0.91
0.8	0.99
1	0.997

ÍNDICE

A parámetro de Skempton:
  definición, 60
  valores típicos, 60
AASHTO, sistema de clasificación, 17-19
Adobe, 87
Agente defloculante, 4
Aluvión glacial, 84
Análisis hidrométrico, 4-5
Análisis granulométrico por mallas, 2-4
Ancla:
  capacidad de soporte en arena, 506-511
  colocación, 506
  espaciamiento, 513
  factor de seguridad, 512
  placa, 505
  resistencia última en arcilla, 515-518
Ancho efectivo, 178
Ángulo de fricción, 56
Ángulo de fricción drenado:
  variación con el índice de plasticidad, 64
  variación con la relación de vacíos y la presión, 64
Ángulo de fricción residual, 65
Ángulo de fricción, prueba del cono de penetración, 120, 121
Arcilla laminada, 85
Área efectiva, 178
Arena de duna, 86
Ascención capilar. 35-36
Asentamiento elástico:
  cimentación flexible, 241-245
  cimentación sobre arcilla, 245-246
  generalidades, 240-241
  método del factor de influencia de deformación unitaria, 247-248
  promedio, cimentación flexible, 241-244
  rígida, 243
Asentamiento elástico promedio, cimentación flexible, 243
Asentamiento tolerable, cimentación superficial, 267-268
Asentamiento, pilotes:
  elástico, 615-617
  grupo, 663-664
Ataguía:
  acero, 453
  concreto precolado, 453
  madera, 453
  método de construcción de muros, 455-457
Ataguías ancladas:
  carta de diseño en arena, 480-484
  en arcilla, 490-492
  en arena, 477-479
  flexibilidad relativa, 486
  generalidades, 476-477
  método del diagrama de presión calculado, 493-495
  método del soporte empotrado, 497-499
  reducción del momento en arena, 486-488
Ataguías en voladizo:
  hincadas en arcilla, 469-471, 473-474
  hincadas en arena, 458-462, 464-466
  libre, en arcilla, 474-475
  libre, en arena, 466-467

B parámetro de Skempton, 60
Barrena helicoidal, 94
Barrena de agujeros para postes, 94
Barrenas de perforación continua, 94
Barril para núcleos, 127
Barril de tubo simple, 127

Barril extractor de tubo doble, 128
Borde natural, 82

Caída, red de flujo, 29-30
Cajón de aire comprimido:
  abierto, 716
  en caja, 716
  isla de arena, 716
  neumático, 717
  sello de concreto, 718-721
Cajones neumáticos, 717
Calcita, 80
Cálculo de asentamientos, cimentación superficial:
  consolidación,44-46, 251-253
  elástico, 241-244
  tolerable, 267-268
Canal de flujo, 30
Caolinita, 6
Capacidad admisible de carga, cimentación superficial:
  correlación con la resistencia por penetración de cono, 260
  correlación con la resistencia por penetración estándar, 259
  general, 164-165
  por asentamiento, 258-261
Capacidad de carga:
  barreno, asentamiento, 687-689, 695-699
  barreno, última, 681, 683-687, 695
  carga excéntrica, 176-184
  efecto de compresibilidad, 172-174
  efecto del nivel freático, 159-161
  factor de seguridad, 164-165
  factor de Terzaghi, 158
  modo de falla, 153
  admisible, 164
  prueba de carga en campo, 261-264
Capacidad de levantamiento, pilotes perforados:
  arcilla, 707
  arena, 704-706
Capacidad de un pilote:
  carga de punta, 582-583
  método de Coyle y Castello, 589
  método de Janbu, 588-589
  método de Meyerhof, 584-586
  método de Vesic, 587-588
  resistencia por fricción, 583-584, 590-597
  roca, 598-600
Capacidad general de carga, cimentación superficial:
  ecuación, 166
  factor de forma, 169
  factor de inclinación, 169
  factor de profundidad, 169
  factores de capacidad de carga, 167, 168
Capacidad última de carga, Terzaghi, 156-159
Carga de línea, presión de tierra, 363
Carga de terraplén, esfuerzo, 233-234
Carga en línea, presión lateral de la tierra, 365
Carga excéntrica, capacidad de carga, 176-184
Carga lateral:
  análisis por carga última, pilotes, 629-635
  pilote perforado, 709
  solución simplificada para pilotes, 629-635
Carga puntual, esfuerzo, 220-221
Carga rectangular, esfuerzo, 221-228
Carta de Newmark, 238
Carta de plasticidad, 19
Celda de guarda, prueba de presurímetro, 123
Cimentación compensada, 307, 308
Cimentación en voladizo, 296
Cimentación flexible, asentamiento elástico, 241-245
Cimentación sobre arcilla, asentamiento elástico, 245-246
Cimentación superficial, refuerzo metálico, 270-281
Cimentación Winkler, 314
Cinturón meándrico, 80, 82
Coeficiente:
  compresibilidad volumétrica, 47
  consolidación, 47
  graduación, 4
  reacción del subsuelo, 314, 316, 317
  uniformidad, 4
Coeficiente de graduación, 4
Coeficiente de presión de tierra:
  activa, por sismo, 358
  Coulomb, activa, 352
  Coulomb, pasiva, 380
  en reposo, 336
  Rankine activa, relleno horizontal, 342
  Rankine activa, relleno inclinado, 347, 348, 349
  Rankine pasiva, relleno horizontal, 372
  Rankine pasiva, relleno inclinado, 377
Coeficiente de presión de tierra en reposo:
  correlación con ángulo de fricción, 336

correlación con índice de plasticidad, 336
correlación con tasa de preconsolidación, 337
Coeficiente de reacción del subsuelo, 314, 316, 317
Coeficiente de uniformidad, 4
Coeficiente del corte por punzonamiento, 189, 190
Coeficiente volumétrico de compresibilidad, 47
Cohesión, 55
Cohesión aparente, 55
Cohesión no drenada, 60
Columna de roca:
capacidad admisible de carga, 817
celda unitaria, 817
factor de concentración de esfuerzos, 818
generalidades, 815
patrón triangular equilátero, 818
Compacidad relativa, 9
Compactación:
contenido óptimo de agua, 765
control para barreras hidráulicas, 777
corrección por partículas de sobretamaño, 772
curvas, 771
compacidad relativa, 767
especificaciones, 765, 766
método de un punto, 768-769
peso específico seco máximo, 765
prueba de Proctor, 765, 766
relativa, 767
suelo expansivo, 749, 750
Compactación dinámica:
diseño, 824
principios generales, 820,
profundidad significativa de densificación, 820, 822
suelo colapsable, 737-738
Compactación relativa, 767
Compresibilidad, efecto sobre la capacidad de apoyo, 172-174
Condición rápida, 34
Consolidación:
asentamiento en grupo de pilotes, 659-661
cálculo de asentamientos, 44-46, 251-253
definición, 37
grado promedio, 49
trayectoria máxima de drenaje, 50
tasa de, 46-52
Contenido de agua óptimo, 765
Contenido de humedad, 7
Corrección por partícula de sobretamaño, compactación, 772
Corrección, resistencia cortante de molinete, 113
Corrosión, refuerzo, 69
Corte apuntalado:
asentamiento del terreno, 546
cedencia lateral, 542
diseño, 525-528
envolvente de presión, en arcilla, 523
envolvente de presión, en arena, 521
envolvente de presión, en suelo estratificado, 524-525
levantamiento del fondo, 534-538
Criterios de falla de Mohr-Coulomb, 55
Criterios para el diseño de filtros, 30-31
Cuchara perforadora, 678
Cucharón rascador, 105
Curva virgen de compresibilidad , 40
Curva de recompresión, consolidación, 41

Depósito aluvial, 80-84
Depósito en bancos de arena, 82
Depósito eólico, 80, 86
Depósito glacial, 80, 84-85
Depósito glaciofluvial, 84
Depósito pantanoso, 82
Depósitos de corrientes interconectadas, 80-82
Designación de calidad de roca, 130
Deslizamiento, muro de retención, 398-401
Desplazamiento de pilote, 578
Dimensionamiento, muro de retención, 389-390
Diseño de cimentaciones, suelo colapsable, 734-737
Diseño estructural, losas:
método flexible aproximado, 314-321
método rígido convencional, 310-314
Distribución del tamaño del grano, 2-5
Dolomita, 80
Dren de arena:
generalidades, 796-797
grado promedio de consolidación, drenaje radial, 797-802
radio de zona efectiva de drenaje, 797
teoría de igual deformación unitaria, 798-799
zona remoldeada, 798
Dren vertical prefabricado, 807

Ecuación de Laplace, 28
ecuación general, 166
en la parte superior de un talud, 195-197
factores modificados de Terzaghi, 160
por sismo, 197-200
refuerzo geotextil en arcilla, 210-211
refuerzo geotextil en arena, 205-209
refuerzo geotextil en general, 202-204
suelo estratificado, 187-192
teoría de Terzaghi, 156-159
última, por falla de corte local, 159
Envolvente de resistencia residual, 65
Esfuerzo:
carga circular, 221-222
carga concentrada, 220-221
carga de terraplén, 233-234
carga rectangular, 222-228
Esfuerzo de contacto, dilatómetro, 125
Esfuerzo de expansión, dilatómetro, 125
Esfuerzo efectivo, 32-34
Esfuerzo por carga circular, 221-222
Esfuerzo por carga concentrada, 220-221
Esfuerzo vertical, promedio, 229-232
Esfuerzo vertical promedio, carga rectangular, 229-232
Espaciamiento de perforaciones, 93
Estabilización:
cal, 807-813
cemento, 813-815
ceniza volante, 815
reacción puzolánica, 808
Estabilización con cal, 807-813
Estabilización con ceniza volante, 815
Estabilización del cemento, 813-815
Expansión libre, suelo expansivo, 741
Extracción de núcleos de roca, 127
Extractor de núcleos de manantial, 99, 100

Factor de compresibilidad de suelo, capacidad de carga, 172
Factor de forma, capacidad de carga, 169
Factor de inclinación, capacidad de carga, 169
Factor de influencia:
carga de terraplén, 233, 235
carga rectangular, 223
Factor de influencia de la deformación unitaria, 247
Factor de profundidad, capacidad de apoyo, 169
Factor de ruptura o desconexión, 704, 707
Factor de seguridad, cimentación superficial, 164-165
Factor tiempo, 48
Falla cortante general, capacidad de carga, 152
Falla cortante local, capacidad de carga, 153
Falla del tirante, muro de retención, 430
Falla de corte por punzonamiento, capacidad de carga, 154
Fango, 87
Filtro, 31
Fórmula para el hincado de pilotes, 637-640
Fricción superficial negativa, pilotes, 643-647
Fuerza en el tirante, muro de retención, 430
Función, geotextil, 69-70

Geomalla
biaxial, 70
función, 70
propiedades, 70
refuerzo, capacidad de carga, 204-211
uniaxial, 70
Geotextil tejido, 69
Geotextiles:
generalidades, 69, 70
refuerzo, capacidad de carga, 202-204
Geotextiles no tejidos, 69
Geotextiles no trenzados punzonados con aguja, 69
Gradiente hidráulico, 25
Gradiente hidráulico crítico, 34
Grado de consolidación:
presión de poro, constante, 46-51
variación senoidal de la presión de poro, 51-52
variación trapezoidal de la presión de poro, 51
variación triangular de la presión de poro, 52
Grado de saturación, 7
Grado promedio de consolidación, 49
Grieta de tensión, 342, 349
Grupo de pilotes:
capacidad última, 655-656
eficiencia, 648-654
Gumbo, 87

Ilita, 6
Índice de compresbilidad:

correlaciones, 42
definición, 39, 40
Índice de esfuerzo horizontal, 126
Índice de expansión, 41
Índice de expansión libre modificado, 742
Índice de grupo, 17,18
Índice de liquidez, 39
Índice de plasticidad, 16
Índice de rigidez, 173
Índice de rigidez crítico, 173
Índice del material, 126
Instalación de pilotes, 575-578
Intemperismo mecánico, 79
Intemperismo químico, 79

Junta de construcción, 419
Junta de contracción, 419
Juntas, muros de retención, 419-420

Lago de brazo muerto, 82
Laterita, 87
Ley de Darcy, 25
Límite de contracción, 16
Límite líquido, 16
Límite plástico, 16
Límites de Atterberg, 15-17
Línea de casi ruptura, presión activa, 369
Línea de dragado, 455
Línea de flujo, 29
Línea de lodo, 455
Línea equipotencial, 29
Lodo de perforación, 97
Loess, 86, 731-732
Longitud efectiva, 178
Losa reticulada o acostillada, 751
Losas de cimentación:
asentamiento diferencial, 303-304
capacidad de carga, 297-302
capacidad última neta de carga, 298
capacidad última total de carga, 297
compensada, 307-308
factor de rigidez, 303-304
tipos, 296-297
Llanuras de aluvión, 84

Máquina perforadora de Benoto, 678
Martillo, hincado de pilotes, 576-577
Mecanismo de transferencia de carga, pilotes, 578-581
Método aproximado para losas flexibles, 314-321
Método de un punto, compactación, 768
Método de Wenner, sondeo por resistividad, 142
Método rígido convencional, losas, 310-314
Mezcla de concreto, pilotes perforados, 680
Mineral de arcilla, 6
Modos de falla en cimentaciones, 155
Módulo de elasticidad, 250-251
Módulo de elasticidad, valores típicos, 250
Módulo de presurímetro, 124
Módulo del dilatómetro, 126
Montmorilonita, 6
Morena, 84
Morena del terreno, 84
Morena terminal, 84
Muestreador de media caña, 98
Muestreador de pistón, 106
Muro de retención:
aplicación de las teorías de presión de tierra, 390-392
condición sísmica, 420-422
contrafuerte, 387
dimensionamiento, 389-390
drenaje, relleno, 418-419
falla por cortante profundo, 411
falla por cortante superficial, 411
gravedad, 387
junta, 419-420
refuerzo con geomallas, 443-446
refuerzo con geotextiles, 438-440
refuerzo de tiras, 424-432
revisión por estabilidad, 392-404
voladizo, 387
Muro de retención con contrafuertes, 387
Muro de retención de gravedad, 387
Muro de retención en voladizo, generalidades, 387

Newmark, carta de, 238-240
Nivel freático, efecto en la capacidad de carga, 159-161
Nombre del grupo:
suelo de grano fino, 23, 24
suelo de grano grueso, 22
suelo orgánico, 24
Número de apropiabilidad, vibroflotación, 784
Número de estabilidad, 195

Número de penetración estándar:
correlación, ángulo de fricción, 104
correlación, arena, 101, 102
correlación, consistencia de la arcilla, 100
correlación, compacidad relativa, 102
correlación, tasa de sobreconsolidación, 101

Observación del nivel del agua, 108-109
Onda P, 135
Onda S, 135

Paleta de campo, dimensiones, 112
Parámetro de presión de poro, 60
Penetrómetro de cono de fricción eléctrico, 116
Penetrómetro de cono de fricción mecánica, 116
Perforación por percusión, 97
Perforación rotatoria, 97
Permeabilidad hidráulica:
definición, 25
prueba de carga constante, 26
prueba de carga decreciente, 26
relación con relación de vacíos, 26
valores típicos, 26
Peso específico, 11
Peso específico:
húmedo, 8
relaciones, 10
saturado, 9
seco, 8
Peso específico de vacío cero de aire, 766
Peso específico húmedo, 8
Peso específico saturado, 8, 9
Peso específico seco, 8
Piedra porosa, piezómetro, 108
Piel, 427
Pila perforada:
asentamiento, carga de trabajo, 702
capacidad de carga, asentamiento, 687-689, 695-699
capacidad de levantamiento, arcilla, 707
capacidad de levantamiento, arena, 704-706
capacidad última de carga, 681, 683-687, 695
carga lateral, 709
método Chicago, 676
método de Gow, 676
mezcla de concreto, 680
procedimiento de construcción, 676-678
roca, 711-714
tipos de, 675-676
transferencia de carga, 680
Pilote de compactación, 575, 819-820
Pilote de compactación de arena, 819-820
Pilote de fricción, 575
Pilote de punta, 574
Pilotes sin desplazamiento, 578
Porciento de finos, 2
Porosidad, 6
Potencial de colapso, 730-731
Precompresión:
consideraciones generales, 788-789
grado de consolidación a medio plano, 792
Presión activa de tierra:
Coulomb, 350-357
por rotación respecto a la parte superior, 365-367
por sismo, 358-361
por traslación, 367-371
Rankine, 340-349
Presión activa de tierra de Rankine:
relleno horizontal, 340-344
relleno inclinado, 347-349
Presión activa resultante, sismo, 361
Presión de poro, 33
Presión de preconsolidación, 38
Presión de tierra de Coulomb:
activa, 350-357
pasiva, 378, 380
Presión de tierra en reposo, 335-339
Presión lateral de tierra, sobrecarga, 363-365
Presión pasiva:
Coulomb, 378-380
Rankine, relleno horizontal, 372-375
Rankine, relleno inclinado, 377-378
superficie de falla curva, 381-383
Profundidad de la grieta de tensión, 342, 349
Profundidad de perforación, 91-93
Prueba a compresión no confinada, 61-62
Prueba con obturador, permeabilidad hidráulica, 132
Prueba cortante con veleta, 111-115
Prueba de carga en pilotes, 605-608
Prueba de carga en campo, cimentación superficial, 261-264
Prueba de corte directo, 55-56
Prueba de expansión, no restringida, 741

Prueba de extremo abierto, permeabilidad hidráulica, 132
Prueba de la presión de expansión, 742
Prueba de penetración de cono, 115-122
Prueba de penetración estática, 115
Prueba del dilatómetro, 125-127
Prueba del presurímetro, 122-124
Prueba triaxial:
  consolidada drenada, 57
  consolidada no drenada, 57, 59
  no consolidada no drenada, 59

Razón de Poisson, valores típicos, 250
Reacción puzolánica, 808
Reconocimiento, 91
Red de flujo, 30
Redondez, 12
Refuerzo metálico, cimentación superficial, 270-281
Registro de perforación, 130-131
Relación de área, 100
Relación de fricción, 117
Relación de recuperación, 127
Relación de vacíos, 6
Relación peso-volumen, 6-9
Relleno sanitario:
  asentamiento, 757-759
  generalidades, 757
Resistencia a compresión simple, 61
Resistencia por extracción, pilote
  en arcilla, 619
  en arena, 620-622
Resistividad, 141
Revisión de la estabilidad, muro de retención:
  capacidad de carga, 401-404
  deslizamiento, 398-401
  volteo, 392, 397-398
Rodillo:
  neumático con llantas de hule, 773
  pata de cabra, 773
  rueda lisa, 772
  vibratorio, 773
Rodillo de rueda lisa, 772
Rodillo pata de cabra, 773
Rodillo vibratorio, 773
Rodillos neumáticos con llantas de hule, 773

Saprolita, 87
Saturación, grado, 6, 7
Sensitividad, 66
Sismo, muro de retención, 420-422
Sistema de clasificación unificada, 19-24
Sistemas de clasificación de suelos, 17-24
Skempton-Bjerrum modificación, asentamiento por consolidación, 254-256
Solución de Mononobe-Okabe, presión de tierra, 361
Sondeo con inyección, 96-97
Sondeo por refracción sísmica, 135-138
Sondeo por refracción, 135-138
Sondeo por resistividad, 141-143
Sondeo sísmico, 140-141
Suelo colapsable:
  asentamiento, 733
  criterios de identificación, 730
  consolidación, 728-729
  diseño de cimentaciones en, 734-737
  estabilización química, 738
Suelo estratificado, capacidad de carga, 187-192
Suelo expansivo:
  clasificación, 746
  construcción sobre, 752-755
  criterios para identificación, 748
  definición general, 739
  estabilización, 751
  expansión, medición en laboratorio, 740-744
  índice de expansión libre modificado, 742
  prueba de la presión de expansión, 742
Suelo metaestable, 728
Suelo orgánico, 87
Suelo preconsolidado, 38
Suelo residual, 80
Suelos normalmente consolidados, 38
Superficie de falla curva, presión pasiva, 381-383

Tamaño de criba, 3
Tasa de consolidación, 46-52
Tensión superficial, 35
Terra rosa, 87
Tierra reforzada, 68
Tierra turbosa, 87
Tipo de pilotes:
  acero, 566-567
  compuesto, 572
  concreto, 567-570
  madera, 570-572
Traslación, presión activa, 367-371

Trépano ensanchador, 677
Tubo Shelby, 105-106
Turba, 87

Unión mecánica, geotextiles, 69
Unión térmica, geotextiles, 69
Unión química, geotextiles, 69

Valor de influencia, carta de Newmark, 238
Velocidad de Darcy, 25
Velocidad, onda P, 137
Vibroflotación:
  método de construcción, 781-783
  número de apropiabilidad, 784
  rango efectivo, relleno, 785
Volteo, muro de retención, 392, 397-398

Yeso, 80

Zapata combinada rectangular, 293
Zapata combinada, 293-296
Zapata trapezoidal, 296
Zona activa, suelo expansivo, 739
Zona de cortante radial, capacidad de carga, 157
Zona de remoldeo, dren de arena, 798

Esta obra se terminó de imprimir
en julio de 2001, en
Litográfica Ingramex, S.A. de C.V.
Centeno 162-1
Col. Granjas Esmeralda
México, D.F.